

Universidad de Guayaquil



# UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL



FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

## TRABAJO DE TITULACIÓN

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

### INGENIERO CIVIL

NÚCLEO ESTRUCTURANTE:

ESTRUCTURAS

#### TEMA:

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CORTE EN UNA EDIFICACIÓN DE 7 NIVELES MODELADO EN EL PROGRAMA DE ETABS BAJO LAS DISPOSICIONES DE LA NEC-15 Y ACI 318-14

#### AUTOR

CEDEÑO AVELLANEDA JOEL OMAR

#### TUTOR

ING. PEDRO ANDRADE

2015 - 2016

GUAYAQUIL – ECUADOR

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco principalmente a Dios por darme la vida, todo lo que he logrado en mi formación profesional es debido a que su presencia y el poder de su palabra en mi vida la cual me ayudado día a día a superar las adversidades. A mis padres Félix Cedeño, Mercedes Avellaneda y hermano Josué Cedeño los cuales son mi razón de ser, han sido mi apoyo y uno de los pilares fundamentales en mi vida para seguir adelante y cumplir mis metas. A mi Abuelita que la amo mucho Piedad Guerrero la cual ha sido una de las personas que me ha formado desde pequeño con buenos valores. Al amor de mi vida Karen Baquedano gracias a su apoyo en todo lo que hago y por darme fuerzas cuando ya me estoy rindiendo. A mi madrina Martha Caicedo quien me ha dado su apoyo incondicional durante mi crecimiento en la cual siempre ha estado a mi lado y a todos mis amigos que tuve en el transcurso de mi formación profesional.

A mis profesores que tuve a lo largo de mi carrera que me ayudaron con sus conocimientos impartidos en las aulas de clases en especial a mi tutor Ing. Pedro Andrade quien me ayudo con sus conocimientos para el desarrollo de este proyecto.

## **DEDICATORIA**

A Dios por darme la sabiduría, paciencia y las fuerzas para desarrollar este proyecto, sin él no lo hubiera logrado. A mis padres por su apoyo y esfuerzos que hacen para lograr mi formación profesional y al Ing. Galo Jiménez quien ya no se encuentra junto a nosotros quien fue el que me aconsejo y guio durante mis estudios secundarios y universitarios.

JOEL CEDEÑO AVELLANEDA

## **TRIBUNAL DE GRADUACION**

---

Ing. Eduardo Santos Baquerizo, M. Sc.  
**DECANO**

---

Ing. Pedro Andrade  
**TUTOR**

---

Ing. John Galarza  
**VOCAL**

---

Ing. Douglas Iturburu  
**VOCAL**

## **DECLARACION EXPRESA**

**Art. XI del Reglamento Interno de Graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil:**

La responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas expuestos en este Trabajo de Titulación, corresponde exclusivamente al autor, y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad de Guayaquil.

---

CEDEÑO AVELLANEDA JOEL OMAR

# INDICE GENERAL

## *CAPÍTULO I*

### *ANTECEDENTES*

<b>1. Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Planteamiento del problema.....</b>	<b>2</b>
1.1.1. Antecedentes del problema.....	2
<b>1.2. Objetivos de la investigación.....</b>	<b>3</b>
1.2.1. Objetivo General.....	3
1.2.2. Objetivos Específicos.....	3
<b>1.3. Justificación.....</b>	<b>4</b>
<b>1.4. Metodología.....</b>	<b>5</b>
<b>1.5. Limitación del problema.....</b>	<b>5</b>

## *CAPÍTULO II*

### *MARCO TEÓRICO*

<b>2.1. Generalidades.....</b>	<b>6</b>
<b>2.2. Tipos de muros.....</b>	<b>8</b>
2.2.1. Muros de Contención.....	8
2.2.2. Muros de Carga.....	9
2.2.3. Muros de cortante o muros estructurales.....	9
<b>2.3. Clasificación muros de cortante.....</b>	<b>10</b>
2.3.1. Muros Aislados.....	10
2.3.2. Muros acoplados.....	10
<b>2.4. Tipos de fallas.....</b>	<b>11</b>
2.4.1. Muros de cortante esbeltos.....	11
2.4.2. Muros de cortante bajos.....	12
<b>2.5. Configuración de los muros cortante.....</b>	<b>13</b>
2.5.1. Localización de los muros cortantes en las edificaciones.....	13
<b>2.6. Condiciones de sismo-resistencia.....</b>	<b>15</b>

## ***CAPÍTULO III***

### ***CRITERIOS PARA EL DISEÑO Y ANÁLISIS DE MUROS CORTANTES CON REFERENCIAS DE LA NORMA ACI 318-14 Y NEC 15.***

<b>3.1. Muros de Concreto Armado .....</b>	<b>17</b>
<b>3.2. Método simplificado de diseño. ....</b>	<b>17</b>
3.2.1. Espesores mínimos en muros .....	19
<b>3.3. Método general de diseño. ....</b>	<b>19</b>
<b>3.4. Consideraciones que se deben tomar en cuenta para el diseño de muros de concreto armado. .....</b>	<b>21</b>
3.4.1. Fuerzas cortantes en el muro .....	21
<b>3.5. Requerimientos para el diseño de muros cortantes según la norma ACI 318-14. ....</b>	<b>23</b>
3.5.1. Refuerzo y espaciamiento mínimo en muros cortantes .....	23
3.5.2. Resistencia al cortante en muros estructurales para un buen comportamiento sísmico. ....	27
3.5.3. Elementos de Bordes en muros cortantes. ....	28
<b>3.6. Fundamentos sismo resistentes .....</b>	<b>32</b>
3.6.1. Zonas sísmicas y factor de zona (z). ....	32
3.6.2. Importancia de la edificación. ....	33
3.6.3. Perfiles de suelos en Ecuador para el diseño sísmico. ....	34
<b>3.7. Tipos de métodos de análisis.....</b>	<b>38</b>
<b>3.8. Método de Análisis basado en fuerzas.....</b>	<b>38</b>
3.8.1. Cortante basal de diseño. ....	39
3.8.2. Espectro de diseño en aceleraciones. ....	39
3.8.3. Modos de obtención del periodo de vibración T. ....	41
3.8.4. Determinación de “W” carga sísmica reactiva. ....	43
3.8.5. Utilización del Factor “R”. ....	44
3.8.6. Coeficientes de regularidad en planta $\phi_p$ y elevación $\phi_e$ . ....	45
<b>3.9. Deriva de Piso.....</b>	<b>51</b>
<b>3.10. Momento torsional. ....</b>	<b>52</b>
<b>3.11. Efecto de segundo orden P-<math>\Delta</math>:.....</b>	<b>53</b>

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS CORTANTES EN UNA EDIFICACIÓN DE 7 NIVELES.**

<b>4.1. Introducción.</b>	<b>55</b>
<b>4.2. Distribución en planta y elevación de la edificación.</b>	<b>56</b>
<b>4.3. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales</b>	<b>57</b>
4.3.1. Pre-dimensionamiento de losa	57
4.3.2. Calculo de la carga muerta y viva que va actuar en la edificación.	59
4.3.3. Pre-dimensionamiento de vigas.	61
4.3.4. Pre-dimensionamiento de columnas.	69
4.3.5. Pre-dimensionamiento de muros.	74
<b>4.4. Modelado de la estructura en el programa ETABS.</b>	<b>75</b>
<b>4.5. Procedimientos de modelación en el programa Etabs.</b>	<b>75</b>
4.5.1. Creación del modelo	76
4.5.2. Creación de materiales y secciones.	78
4.5.3. Incorporación de las secciones a los elementos estructurales.	82
4.5.4. Asignación de Mesh a muros.	84
4.5.5. Restricciones en la base de la edificación.	84
4.5.6. Definir el muro como elemento Pier.	85
<b>4.6. Asignaciones de carga.</b>	<b>85</b>
4.6.1. Asignación de cargas gravitacionales.	85
4.6.2. Asignación de cargas sísmica.	87
4.6.3. Determinación del espectro de diseño elástico por aceleraciones.	89
4.6.4. Introducción de combinaciones de carga.	92
<b>4.7. Aplicación del diafragma rígido.</b>	<b>94</b>
<b>4.8. Mass Source.</b>	<b>94</b>
<b>4.9. Set Analisis Options.</b>	<b>95</b>
<b>4.10. Obtención de resultado del análisis.</b>	<b>97</b>
4.10.1. Modos de Vibración de la estructura.	99
4.10.2. Verificación de la deriva de piso máxima.	101
<b>4.11. Diseño de los elementos tipo frame (Columnas y Vigas).</b>	<b>105</b>
4.11.1. Diseño de vigas.	112
4.11.2. Diseño del refuerzo longitudinal.	112
4.11.2. Diseño por corte: "Mayor resistencia a cortante que a flexión".	115
4.11.3. Diseño de columna.	118
<b>4.12. Diseño de elementos tipo Wall.</b>	<b>120</b>
4.12.1. Análisis de los resultados.	122
<b>4.13. Diseño de Muros Cortante</b>	<b>128</b>

4.13.1. Diseño por Flexo-compresión .....	128
4.13.2. Diseño por cortante .....	134

***CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES***

<b>Conclusiones .....</b>	<b>145</b>
<b>Recomendaciones .....</b>	<b>146</b>

***ANEXOS***

***BIBLIOGRAFIA***

## INDICE DE FIGURAS:

Fig. 1.1.- Mapa de isosistas.....	2
Fig. 2.1. Tipo de muro de contención: (a) Muro de gravedad, (b) Muro en voladizo; (c) Muro con contrafuerte.....	8
Fig. 2.2. Ejemplo de tipo de muro de carga para cimentación de un edificio.....	9
Fig. 2.3. Estructura de acero de un sistema de muros de corte con Columnas exteriores.....	10
Fig. 2.4. Tipos de fallas en los muros de cortante esbeltos.....	12
Fig. 2.5. Modo de falla de 3 muros bajos de cortante.....	13
Fig. 2.6. Muros de Cortante Externo.....	14
Fig. 2.7. Muros de Cortante interior en vacíos de ascensores.....	15
Fig. 2.8. Muros de Cortante internos en paredes de una edificación.....	15
Fig.3.1. Fuerzas que normalmente actúan en un muro.....	17
Fig. 3.2. Resumen de los requisitos para muros cortante Según condición I.....	29
Fig. 3.3. Resumen de los requisitos para muros cortante. Según condición II.....	29
Fig. 3.4. Desarrollo del refuerzo horizontal en los elementos de borde.....	31
Fig. 3.5. Mapa del Ecuador en donde se muestran la Zonificación sísmica.....	33
Fig. 3.6. Espectro elástico de aceleraciones según el sismo de diseño.....	41
Fig. 4.1: Configuración en planta de la edificación modelo.....	56
Fig. 4.2: Configuración en elevación de la edificación modelo.....	57
Fig. 4.3: Distribución de cargas.....	62
Fig. 4.4: Sección tipo de corte de vigas en sentido Y.....	64
Fig. 4.5: Sección tipo de corte de vigas en sentido X.....	65
Fig. 4.6: Selección de normas de diseño.....	76
Fig. 4.7: Creación de la estructura.....	77
Fig. 4.8: Editor de espacios para edificaciones irregulares.....	77
Fig. 4.9: Grid de la edificación.....	78
Fig. 4.10: Definición de Materiales.....	78
Fig. 4.11: Ventana para ingresar nuevas secciones de materiales.....	79
Fig. 4.12: Ingreso de datos de secciones de elementos tipo viga o columna.....	80
Fig. 4.13: Ventana donde se puede cambiar los momentos de inercia.....	80
Fig. 4.14: Ventana donde se puede crear las losas en Etabs.....	81
Fig. 4.15: Ventana de propiedades para crear un elemento tipo Wall.....	82
Fig. 4.16: Ventana en donde se puede modificar la sección agrietada en muros.....	82
Fig. 4.17: Ingreso de secciones de columnas, vigas y muros en Etabs.....	83
Fig. 4.18: Secciones de Viga, columnas, losa y muros de la edificación.....	83
Fig. 4.19: Comandos DRAW para el dibujo de secciones.....	83
Fig. 4.20: Asignación de Mesh a los muros.....	84
Fig. 4.21: Ventana de asignación de empotramiento.....	84
Fig. 4.22: Ventana del comando Pier Label para muros.....	85
Fig. 4.23: Ventana de definiciones de cargas.....	86
Fig. 4.24: Ventana de ingreso de cargas uniformes gravitacionales.....	87
Fig. 4.25: Modificación de la carga lateral por sismo por el coeficiente del cortante.....	89
Fig. 4.26: Ventana para la creación de espectros según normas.....	90
Fig. 4.27: Resultado del cálculo del espectro para la ciudad de Guayaquil.....	91

Fig. 4.28: Creación de los espectros de respuestas. ....	92
Fig. 4.29: Aplicación de diafragmas rígidos. ....	94
Fig. 4.30: Aplicación del Mass Source. ....	95
Fig. 4.31: Elección del tipo de análisis en la edificación. ....	95
Fig. 4.32: Asignación de los 21 modos del edificio. ....	96
Fig. 4.33: Selecciones que deseamos que nos chequee para ver si no hay errores. ....	96
Fig. 4.34: Resultado del Chequeo. ....	97
Fig. 4.35: Diagramas Cortante resultante en un pórtico. ....	98
Fig. 4.36: Diagrama Momento resultante en un pórtico. ....	98
Fig. 4.37: Diagrama Momento en vista 3D. ....	99
Fig. 4.38: Ventana donde se puede seleccionar la información requerida. ....	99
Fig. 4.39: Curva de la deriva de piso producida por el Sismo en X. ....	102
Fig. 4.40: Ventana para elegir la norma de diseño. ....	105
Fig. 4.41: Combinaciones de cargas a utilizar para el diseño. ....	106
Fig. 4.42: Asignación de las combinaciones para el diseño del concreto. ....	106
Fig. 4.43: Resultado del diseño del concreto "Refuerzo longitudinal". ....	107
Fig. 4.44: Demanda capacidad en las columnas. ....	108
Fig. 4.45: Parámetro Columna fuerte viga débil en la edificación. ....	109
Fig. 4.46: Presentación de valor de cortante en las juntas. ....	110
Fig. 4.47: Secciones y condición de la edificación. ....	111
Fig. 4.48: Vista en planta de la viga a diseñar. ....	112
Fig. 4.49: Refuerzo longitudinal en columnas. ....	119
Fig. 4.50: Ventana en que se elige la norma de diseño. ....	121
Fig. 4.51: Selección de las combinaciones de carga para el diseño. ....	121
Fig. 4.52: Refuerzo longitudinal que requiere el muro. ....	122
Fig. 4.53: Comando Overwrite para interactuar en el diseño. ....	123
Fig. 4.54: Ventana donde se verifican los datos para el metodo simplificado T=C. ....	123
Fig. 4.55: Tablas tipo que se van a exportar a Excel. ....	128
Fig. 4.56: Ventana para crear una sección de Muro. ....	129
Fig. 4.57: Muro Pier 1 a ser diseñado. ....	131
Fig. 4.58: Diagramas de interacción a ser exportados a Excel. ....	132
Fig. 4.59: Diagrama de Interacción en X del Bloque 1. ....	133
Fig. 4.60: Diagrama de Interacción en Y del Bloque 1. ....	133
Fig. 4.61: Distribución de los aceros del muro para los pisos 1, 2 y 3. ....	134
Fig. 4.62: Distribución de los aceros del muro para los pisos 4, 5, 6 y 7. ....	134
Fig. 4.63: Diagrama de interacción determinado Mn. ....	137
Fig. 4.64: Detalle del acero de refuerzo transversal en los bordes. ....	143

## INDICE DE TABLAS:

<i>Tabla 3.1: Factor de longitud efectiva k para muros.</i>	18
<i>Tabla 3.2: Espesores mínimos para muros.</i>	19
<i>Tabla 3.3: Vc para muros preesforzados y no preesforzados</i>	22
<i>Tabla 3.4.: Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muros</i>	23
<i>Tabla 3.5: Refuerzo transversal en elementos de bordes</i>	31
<i>Tabla 3.6: Valores del factor Z de acuerdo a la zona sísmica</i>	32
<i>Tabla 3.7: Coeficiente de Importancia I según el tipo de edificación.</i>	34
<i>Tabla 3.8: Tipos de Perfiles de suelos.</i>	35
<i>Tabla 3.9: Valores del coeficiente Fa.</i>	36
<i>Tabla 3.10: Valores del coeficiente Fd.</i>	37
<i>Tabla 3.11: Valores del coeficiente Fs</i>	37
<i>Tabla 3.12: Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras dúctiles</i>	44
<i>Tabla 3.13: Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras de Ductilidad limitada</i>	45
<i>Tabla 3.14: Coeficientes de irregularidad en planta <math>\phi_p</math></i>	47
<i>Tabla 3.15: Coeficientes de irregularidad en elevación <math>\phi_E</math>.</i>	49
<i>Tabla 3.16: Configuración recomendada en estructuras</i>	50
<i>Tabla 3.17: Configuración no recomendada en estructuras.</i>	50
<i>Tabla 3.18: Configuración no recomendada en estructuras.</i>	51
<i>Tabla 4.1: Espesores mínimo en losas.</i>	58
<i>Tabla 4.2: Momentos aproximados para vigas continuas.</i>	62
<i>Tabla 4.3: Valores de n y P según el tipo de columna</i>	70
<i>Tabla 4.4: Secciones de los elementos Pre-dimensionados</i>	74
<i>Tabla 4.5: Combinaciones de Carga.</i>	93
<i>Tabla 4.6: Combinaciones de carga a usar en la edificación.</i>	93
<i>Tabla 4.7: Modos de vibración y masa participativa</i>	100
<i>Tabla 4.8: Deriva de Piso producida por Sismo en X.</i>	103
<i>Tabla 4.9: Deriva de piso producida por el Sismo Y.</i>	103
<i>Tabla 4.10: Deriva de piso producida por Espectro X.</i>	104
<i>Tabla 4.11: Deriva de piso producida por Espectro Y.</i>	104
<i>Tabla 4.12: Dimensiones de la edificación</i>	111
<i>Tabla 4.13: Valores de momentos máximos obtenidos en Etabs.</i>	114
<i>Tabla 4.14: Valores de refuerzo longitudinal según Etabs</i>	115
<i>Tabla 4.15: Momentos probables en Etabs</i>	116
<i>Tabla 4.16: Fuerzas de diseño calculadas en por Etabs.</i>	117
<i>Tabla 4.17: Refuerzo Transversal de viga.</i>	118
<i>Tabla 4.18: Refuerzo transversal en la columna.</i>	119
<i>Tabla 4.19: Área de acero longitudinal en la columna.</i>	120
<i>Tabla 4.20: Resultado del diseño por flexión en el Muro</i>	123
<i>Tabla 4.21: Resultados de refuerzo introducido a ser chequeado</i>	123

<i>Tabla 4.22: Resultados para considerar el uso de elementos de borde</i> .....	124
<i>Tabla 4.23: Refuerzo de diseño a tensión en el elemento de borde</i> .....	126
<i>Tabla 4.24: Refuerzo de diseño a compresión en el elemento de borde</i> .....	126
<i>Tabla 4.25: Resultado del diseño del Muro Pier 1</i> .....	129
<i>Tabla 4.26: Valores en X para dibujar diagrama de interacción en muros</i> .....	132
<i>Tabla 4.27: Valores en X para dibujar diagrama de interacción en muros</i> .....	133
<i>Tabla 4.28: Datos del Muro cortante</i> .....	135
<i>Tabla 4.29: Valores de <math>V_{ua}</math> y <math>M_{ua}</math> obtenidos de Etabs</i> .....	136
<i>Tabla 4.30: Resumen del acero longitudinal del bloque de diseño 1</i> .....	140
<i>Tabla 4.31: Resumen del acero Transversal del bloque de diseño 1</i> .....	141
<i>Tabla 4.32: Refuerzo transversal en los elementos de borde</i> .....	144

## **NOMENCLATURA UTILIZADA:**

$P_n$ : Resistencia de diseño por carga Axial.

$A_g$ : Área de la sección transversal del muro.

$k$ : Factor de longitud efectiva.

$l_c$ : Altura libre del muro.

$E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto.

$I_g$ : Momento de inercia de la sección bruta.

$\beta$ : Parámetro adimensional.

$e$ : Excentricidad de la carga axial.

$h$ : Espesor del muro.

$\rho$ : Cuantía de acero vertical respecto al área bruta de concreto.

$V_u$ : Fuerza cortante mayorada en la sección.

$A_{cv}$ : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.

$\lambda$ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concreto de peso normal de igual resistencia a la compresión.

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$C$ : Mayor profundidad del eje neutro.

$\delta_u$ : Desplazamiento de diseño.

$V_n$ : Esfuerzo resistente nominal del cortante.

$V_c$ : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$V_s$ : Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal.

$V$ : Cortante Basal de diseño.

$I$ : Factor de importancia de la edificación.

$S_a (T_a)$ : Espectro de diseño en aceleraciones.

$\phi_p$  y  $\phi_e$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica.

$W$ : Carga sísmica reactiva.

$C_t$ : Coeficiente que depende del tipo de edificación, para cada tipo de edificio existe un valor, el coeficiente  $\alpha$  va a depender del mismo tipo de estructura

$h_n$ : Altura máxima de la edificación medida desde la base con  $n$  número de pisos.

$T$ : Periodo de Vibración.

$AB$ : Área de la edificación en su base en  $m^2$ .

$n_w$ : Numero de muros de la edificación diseñados para resistir sismo.

$h_{wi}$ : Altura del muro  $i$  medida desde la base en m.

$A_{wi}$ : Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ .

$l_{wi}$ : Longitud horizontal del muro en m.

$\phi_p$ : Coeficiente de regularidad en planta.

$\phi_{PA}$ : Mínimo valor de  $\phi_{pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 o 3.

$\phi_{PB}$ : Mínimo valor de  $\phi_{pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

$\phi_{pi}$ : Coeficiente de configuración en planta.

$\phi_e$ : Coeficiente de regularidad en elevación.

$\phi_{EA}$ : Mínimo valor de  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

$\phi_{EB}$ : Mínimo valor de  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla de irregularidad tipo 2 y 3.

$\phi_{Ei}$ : Coeficiente de configuración en elevación.

$\Delta M$ : Deriva máxima inelástica

$\Delta E$ : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

$R$ : Factor de reducción de resistencia.

$A_x$ : Factor de ampliación torsional.

$\delta_{max}$ : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\delta_{prom}$ : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

$Q_i$ : Índice de estabilidad de piso i, es la relación entre el momento de segundo orden con 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.

$\Delta_i$ : Deriva de piso i calculada en el centro de masa del piso.

$V_i$ : Cortante sísmico del piso i.

$h_i$ : Altura de piso i considerado.

$f_{p-\Delta}$ : Factor de mayoracion.

$Q_i$ : Índice de estabilidad de piso i.

# CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

## 1. Introducción

El propósito de este trabajo es el de contribuir en el campo de las estructuras sismos resistentes, en la actualidad mi país Ecuador está presentando una frecuente actividad sísmica con intensidades bajas, es decir, con movimientos que llegan a los 5.6 grados en la escala de Richter pero esto no quiere decir que estamos exentos de movimientos con intensidades más grandes es por esto que me he incentivado en la investigación y desarrollo del presente material el cual consiste en el diseño de muros estructurales o también llamados de corte, la función principal de estos elementos es la resistencia a cargas laterales provocadas por sismos o por cargas de viento.

Los sistemas estructurales en las edificaciones de 5, 6 y demás pisos presentan un sistema estructural aporticado que lo conforman vigas y columnas los cuales no son resistentes a cargas laterales y son vulnerables a las vibraciones horizontales y verticales que transmite el suelo a la edificación esto se da debido a que los edificios están apoyados sobre estos, los sismos fuertes provocan grandes deflexiones o desplazamientos a las estructuras lo cual no es bueno una de las formas para bajar cuantiosamente estas deflexiones es el uso de muro de corte ya que le aportan rigidez a la estructura. La causa por la cual se deben realizar diseños y construcción de edificaciones sismo resistentes se da debido a la seguridad que necesitan las personas que lo van a ocupar, la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 clasifica los niveles de seguridad estructural para clasificar a las edificaciones, lo que se quiere lograr es que se tenga edificaciones que soporten intensidades de sismos regulares sin sufrir daños totales en su estructura y que no se llegue al colapso total, es decir que presenten un comportamiento resistente para

que las personas que lo ocupen puedan abandonar la edificación antes de que colapse. Países como Perú y Chile han considerado el uso de estos elementos estructurales en donde su desempeño y comportamiento ha sido factible dándole así más resistencia a la estructura. Se desarrollara el proyecto mediante las normas NEC-15 debido a que son las actuales en nuestro país y se quiere aportar con material investigativo que ayude a los lectores.

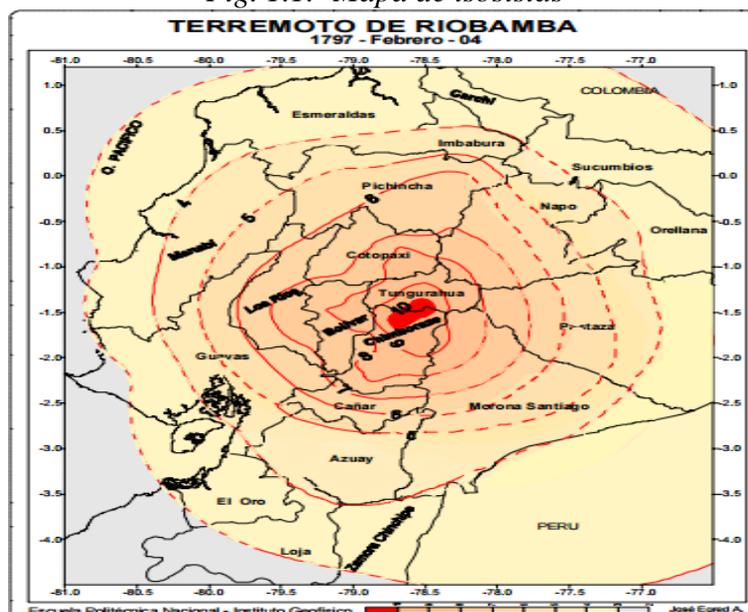
## 1.1. Planteamiento del problema

### 1.1.1. Antecedentes del problema

Según nuestra ubicación geográfica Ecuador está ubicada en una zona de alto peligro sísmico, los sismos traen con ellos gran cantidad de heridos, muertos y cuantiosos daños materiales. En tiempos atrás nuestro país ya ha sufrido daños ocasionados por sismos según lo indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción del NEC-15:

*“El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 460 años, ha provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba e Ibarra, con la muerte de más de 60.000 personas (Yépez H. et al 1998).” (NEC-15)*

Fig. 1.1.- Mapa de isosistas



Fuente: Google

Existen también a nivel de Latinoamérica muchos países que han sido golpeados fuertemente por sismos y uno de esos es Chile que a pesar de su alto nivel de ingeniería sísmica, en el 2010 fue azotado fuertemente por un sismo de 8.8 grados en la escala de Richter teniendo gran cantidad de heridos, desaparecidos y muertos sin dejar a un lado las pérdidas materiales. En Ecuador las ciudades más importantes son Quito y Guayaquil, las cuales según la Norma Ecuatoriana de la Construcción son las de mayor índice sísmico del país; en la actualidad se han registrado 2 sismos uno en Guayaquil de 5.8 grados en la escala de Richter y el otro en la troncal de 5.2 grados en la escala de Richter lo cual nos lleva a la preocupación de que puede ocurrir uno de mayor intensidad, es por ello de que se deben buscar soluciones en el desempeño de las edificaciones.

## **1.2. Objetivos de la investigación**

### **1.2.1. Objetivo General**

Analizar y Diseñar un sistema de muros estructurales de corte en una edificación de 7 niveles bajo las disposiciones de la NEC-15 y ACI 318-2014, el cual va a ser modelado en el programa de Etabs.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Verificar el diseño por la norma ACI 318-2014 y la NEC-15.
- Modelar y Analizar una edificación de 7 niveles en Etabs con muros de corte para ver su aportación en la edificación.
- Analizar la edificación mediante el procedimiento estático lineal.
- Diseñar los muros de corte por flexo-compresión y cortante.

### **1.3. Justificación**

La elaboración de este proyecto se da debido al peligro eminente que existe en nuestro país Ecuador ya que está ubicado en una zona de alta actividad sísmica y es allí que se buscan soluciones para que las edificaciones puedan soportar estas cargas laterales; una de las soluciones es la inclusión de muros de corte en las edificaciones ya que existen edificaciones con un alto índice de funcionabilidad; es decir, que pese a cualquier eventualidad o después de un terremoto debe seguir funcionando como lo son los hospitales, edificaciones de bomberos, centros educativos.

Los muros de corte proporcionara a la estructura mayor rigidez lo cual ayuda a que edificaciones muy altas pierdan flexibilidad y aportara a que el fallo o el colapso de la edificación tarde un poco más ante una eventualidad sísmica debido a su ductilidad y su capacidad de resistir esfuerzo cortante, esto ayuda a que los ocupantes del edificio tengan tiempo para poder abandonar el sitio durante una eventualidad sísmica. Los resultados que se pueden obtener con la inclusión de los muros de corte en los edificios son muy positivos ya que haría a las estructuras un poco más seguras y nos beneficiaria en que después de una eventualidad sísmica no se pierdan muchas vidas y reducir los daños materiales. La ventaja de los muros de cortes en zonas sísmicas es:

- La disminución de oscilación y vibración en los pisos.
- Aporta a que no fallen los llamados pisos débiles.
- Resisten la mayor parte de las cargas laterales y una mínima parte las cargas gravitacionales.

#### **1.4. Metodología**

El estudio del proyecto se lo realizara por medio de un programa que se llama Etabs, el cual nos va a dar una serie de datos debido a la modelación de la edificación que nos servirá para la interpretación del comportamiento de los muros de corte ante las diferentes cargas impuestas; también en lo que corresponde al diseño se acogerá a lo dispuesto por las normas NEC-15 y ACI 318-14.

#### **1.5. Limitación del problema**

Las limitantes que podrían frenar la investigación de este proyecto podrían ser la falta de material para la consulta, el poco conocimiento que se tiene acerca del tema debido a que no fue estudiado en los cursos, la falta de criterios para buscar soluciones estructurales y el tiempo disponible para la realización del estudio del tema ya que el programa tiene un tiempo límite para concluir el proyecto.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Generalidades**

Mediante el transcurrir del tiempo el campo de la construcción ha ido evolucionando y se ha vuelto más complejo en la actualidad debido a la experiencia que se ha obtenido por los acontecimientos que han ido ocurriendo en siglos pasados, en donde el factor común de los daños y deterioro de las estructuras y edificaciones son los fenómenos sísmicos, los cuales llevan a el colapso de edificios (tomando colapso como falla total y caída de la estructura) y centenares de pérdidas humanas sin dejar de mencionar los cuantiosos costos de reparación y reposición. Los fenómenos sísmicos son movimientos del suelo que afectan a las edificaciones debido a que estas están apoyadas en el suelo y es allí donde se transfieren las vibraciones tanto horizontales como verticales, el proceso de afectación se da debido a que las bases de la edificación siguen el movimiento del suelo mientras que el resto de la masa del edificio se opone, dando esto una inestabilidad e inseguridad a la edificación debido a que se generan fuerzas de inercia que provocan esfuerzos y deformaciones.

Unas de las fuerzas que actúan en los edificios altos son las fuerzas horizontales, y estas fuerzas pueden ser tanto de viento como de sismo, cuando en un edificio no se toman en consideración la actuación de estas fuerzas en el diseño puede llegar a ocurrir que en el momento de ya estar construido la edificación se produzcan vibraciones, esfuerzos laterales los cuales provocarían deflexiones laterales dando así paso a daños en la estructura. Para lograr poder reducir estas fuerzas laterales una de las soluciones es la inclusión de muros de cortes en el edificio, los cuales aportan con rigidez y gran capacidad de resistir esfuerzo de flexión y una parte de la fuerza sísmica, unos de los aspectos

importantes a tener en cuenta es que para poder soportar mayor fuerza sísmica se debe hacer el diseño por flexión sin embargo no se debe de dejar obviar el diseño por cortante debido a que se puede ocasionar una falla por tensión diagonal; los muros también pueden ser utilizados en espacios de vacíos dentro de una edificación como en los huecos de escaleras y los núcleos de ascensores.

Los muros de corte no son más que una columna larga con mayor sección transversal o también podría ser una viga peraltada en voladizo vertical la cual está constituida por hormigón y un refuerzo de acero, puede ir ubicada en el interior como en el exterior de una edificación. Debido a la gran rigidez con la que aporta los muros de corte y con una gran capacidad de absorber la carga lateral por sismo, es una de las alternativas en la actualidad para el diseño sismo-resistente ya que el sistema convencional de pórtico formado por vigas y columnas no puede soportar la mayoría de estas fuerzas.

Los momentos torsionales debido a la mala ubicación de los muros sucede cuando el centro de masa provocado por el sismo no coincide con el centro de rigidez de la edificación, produciendo así una gran excentricidad la cual conlleva a que la estructura no solamente falle por desplazamiento sino también por giro o torsión, es por ello que hay que tener en cuenta la buena ubicación y distribución de los muros para lograr que tengan un buen comportamiento y una estructura lo más simétrica posible.

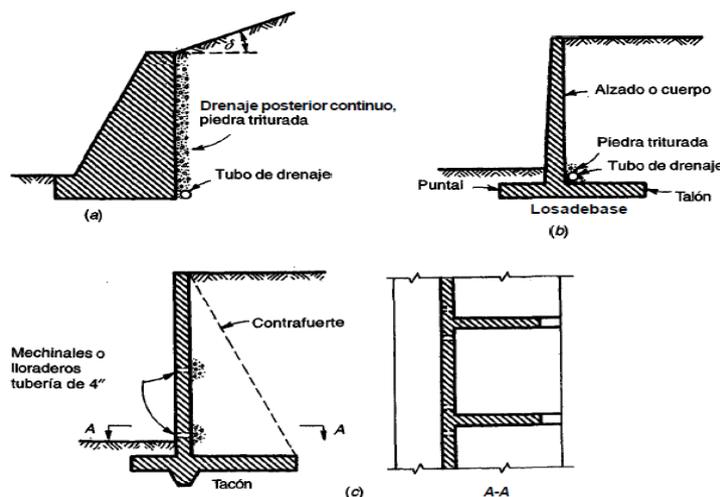
## 2.2. Tipos de muros

Los tipos de muros se los puede dividir según la función que vallan a cumplir ya que al hablar de muros nos podemos referir a los que están sujetos a una sollicitación o a un tipo de carga impuesta, se los puede dividir en muros portantes, muros no portantes y muros estructurales o de corte. Los muros portantes son aquellos que tienen la capacidad de soportar cargas verticales u horizontales. Los muros no portante se caracterizan en que solo pueden soportar su carga por peso propio; sin embargo también pueden resistir un porcentaje de carga horizontal y por último los muros estructurales dotados de resistencia a esfuerzos horizontales que son perpendiculares a la cara del muro. También se los puede dividir así:

### 2.2.1. Muros de Contención

Los muros de contención son de tipo no portante y se caracterizan por ser diseñados para soportar empujes horizontales los cuales pueden ser causados por la contención de tierra, aire y agua.

Fig. 2.1. Tipo de muro de contención: (a) Muro de gravedad, (b) Muro en voladizo; (c) Muro con contrafuerte.



Fuente: Nilson Arthur pág. 528

### **2.2.2. Muros de Carga.**

Son de clase portante y este tipo de muro son elementos los cuales están sometidos a estados de carga axial en donde puede o no existir una flexión transversal, por lo cual deben ser diseñados especialmente para soportar básicamente la carga impuesta.

*Fig. 2.2. Ejemplo de tipo de muro de carga para cimentación de un edificio.*

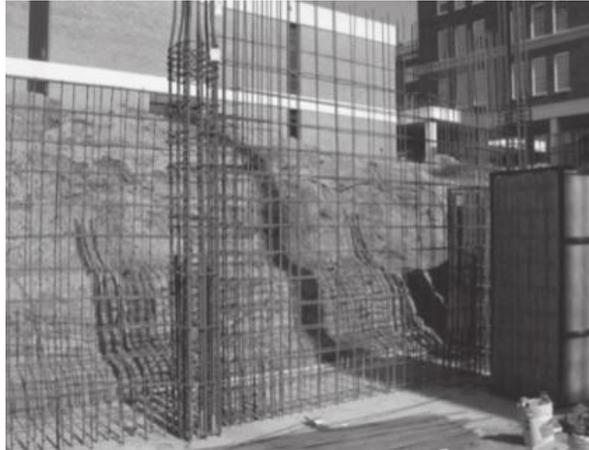


*Fuente: McCormac – Russell H. Brown pág. 540*

### **2.2.3. Muros de cortante o muros estructurales**

Los muros estructurales pueden ser portantes o no portantes, la principal función de los muros de corte es el soportar cargas laterales y darle ganancia de rigidez a una estructura; estos elementos reaccionan de buena forma ya que hacen que la edificación responda factiblemente ante un sismo moderado debido a que puede absorber mayor cantidad de energía que un sistema convencional de marcos. En este proyecto de investigación nos vamos a referir a este tipo de muros, ver su comportamiento, sus modos de fallas.

*Fig. 2.3. Estructura de acero de un sistema de muros de corte con Columnas exteriores.*



*Fuente: McCormac – Russell H. Brown pág. 545*

### **2.3. Clasificación muros de cortante.**

Los muros estructurales se los puede encontrar en una edificación funcionando en 2 tipos de sistemas diferentes los cuales son:

#### **2.3.1. Muros Aislados**

El sistema de muros aislados se caracteriza por su forma de funcionalidad la cual es de que actúan de forma independiente ante la sollicitación de una carga lateral en una edificación provocada por un sismo , es decir, están distribuidos de forma separada en un edificio por lo tanto no existe interacción de cargas entre un muro y el otro. Según su relación de aspecto podemos encontrar muros aislados bajos, esbeltos o altos.

#### **2.3.2. Muros acoplados**

Se diferencian de los muros aislados debido a que los muros acoplados están interconectado uno con otro mediante una viga corta pero de un gran peralte llamada también viga de acople, debido a esto el sistema de funcionamiento es diferente ya que al

momento de recibir esfuerzos la viga transmite de un muro a otro esfuerzos cortantes, debido a esto el diseño de este tipo de sistema no es igual al de un muro aislado.

## **2.4. Tipos de fallas**

Los tipos de fallas se los va a mencionar según el tipo de muro y sistema estructural:

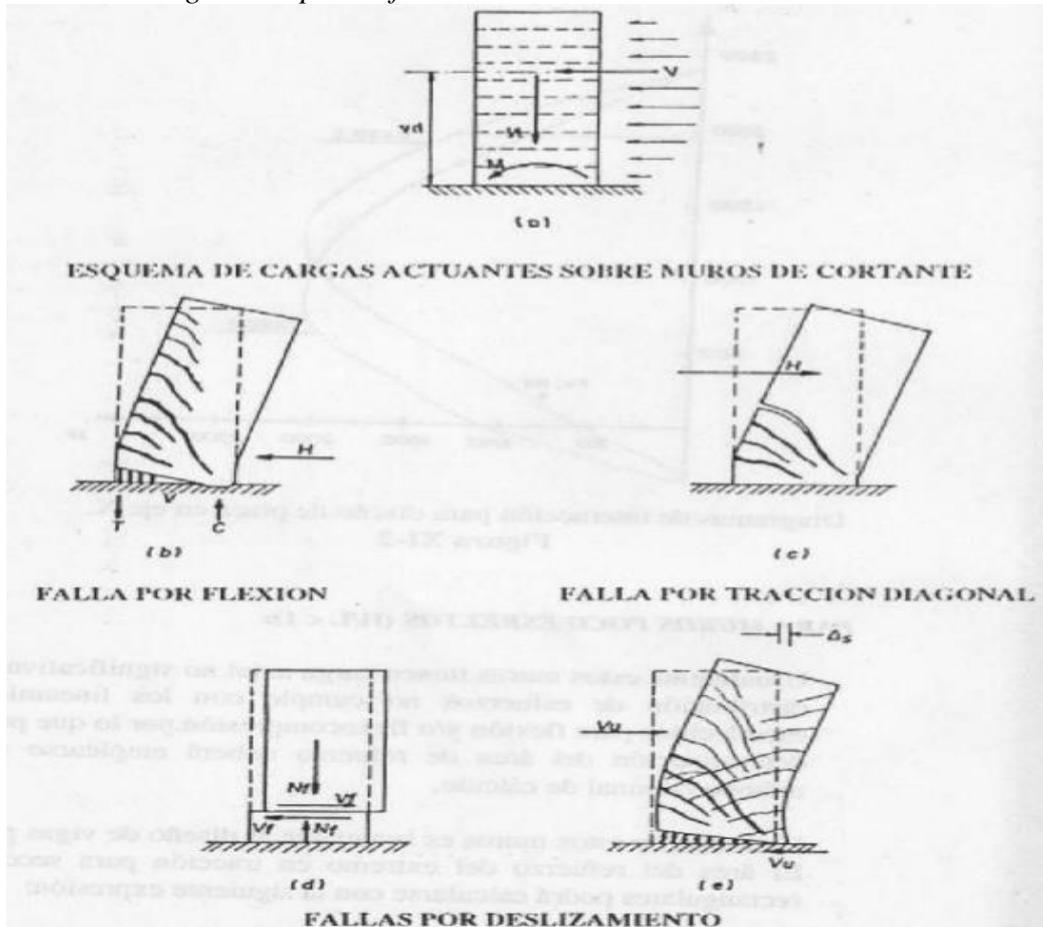
### **2.4.1. Muros de cortante esbeltos**

Según Antonio Blanco Blasco “Los muros alto de sección transversal rectangular pueden asimilarse al de una viga en voladizo, teniendo presente sin embargo que en este caso siempre se tiene una carga axial actuante.” Uno de los problemas que se origina en este tipo de muros es el de inestabilidad debido a la pequeña sección transversal que tiene con respecto a la cara del muro un factor que aporta en esto también son las alturas entre pisos, una de las soluciones que se dan para este tipo de falla es la colocación de contrafuertes en los extremos de los muros.

Otros de las fallas que se producen son la concentración de esfuerzos tanto de cortante como de momentos en las bases del muro dando así la consideración de una rótula plástica la que producirá una falla por tracción debido a que si la longitud de la rótula sobrepasa la longitud del muro se dará una combinación de fisuras entre las que se generen por flexión y la que ocasionen los esfuerzos tracción las cuales son las de tracción diagonal. Al considerar este tipo de falla la solución inmediata es la del excesivo reforzamiento al cortante la cual nos va a dar mayor confinamiento. La falla por deslizamiento es otra que se presenta en este tipo de estructuras y se debe a la calidad que se tenga de la superficie de contacto, otro factor que induce a esta falla es las zonas de juntas de vaciado entre la zapata de cimentación y el primer piso; las recomendaciones para evitar este tipo de falla es de que la superficie en donde se valla a ubicar el concreto del muro este limpia, libre

de residuos y que en el diseño se tome en consideración una buena distribución de acero longitudinal la cual debe ayudar a poder resistir el cortante por fricción.

Fig. 2.4. Tipos de fallas en los muros de cortante esbeltos



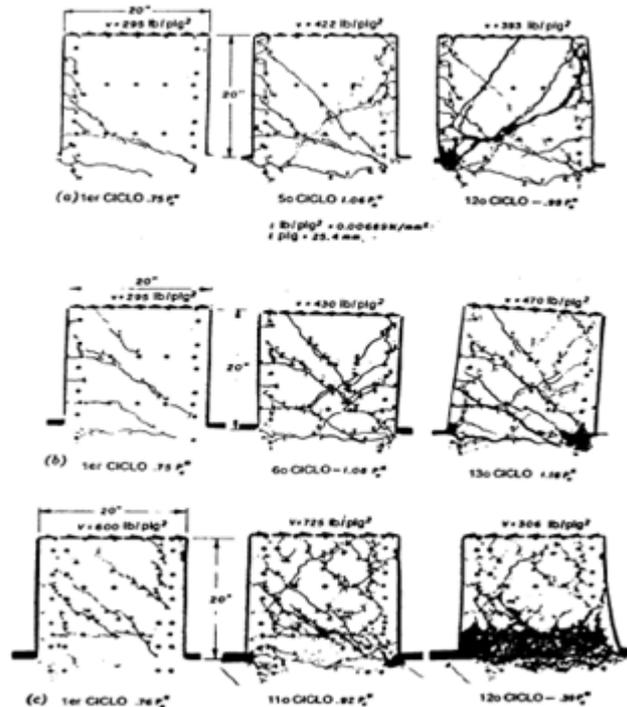
Fuente: Antonio Blanco Blasco. Cap. 11, pág. 286

### 2.4.2. Muros de cortante bajos

Los muros de cortante bajos se los asocian a vigas de gran peralte debido a su sección que viene dada por una altura menor que su longitud, es por esto que el análisis de estos muros no es igual a los esbeltos. Según Park. & Paulay “Son relevantes los principios establecidos con relación al comportamiento de vigas de gran peralte. Ya no es posible estudiar por separado la flexión y el cortante ya que ambas están relacionadas más íntimamente en los muros bajos de cortante.”. Teniendo en consideración la altura de estos muros significa que los pisos de la edificación son pocos las cargas

gravitacionales también serán pequeñas. En este tipo de muros también se pueden presentar fallas de tipo de deslizamiento debido a que si existen pequeñas cargas axiales, las que si sería muy raro que se den son las fallas producidas por esfuerzos a flexión dado que él es muy poco probable que existan momentos muy importantes.

Fig. 2.5. Modo de falla de 3 muros bajos de cortante



Fuente: R. Park & T. Paulay. Cap.12, pág. 645

## 2.5. Configuración de los muros cortante

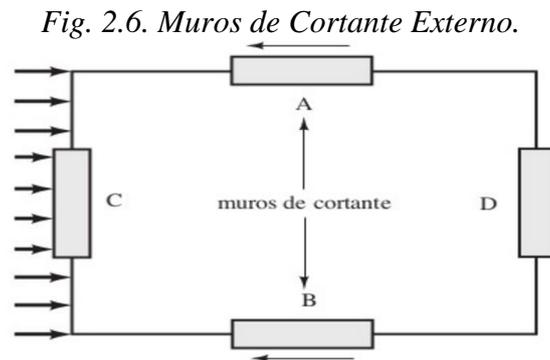
### 2.5.1. Localización de los muros cortantes en las edificaciones

El principal factor que se debe tomar en cuenta en la ubicación de los muros cortantes en un edificio es el no provocar fallas por torsión, las cuales se producen al no coincidir el centro de masa de la edificación y el centro de rigidez de la estructura. Por lo cual la distribución de los muros de corte debe hacerse de forma simétrica en las dos direcciones ortogonales, es decir, debe de existir una buena configuración geométrica para lograr que los muros puedan tener un buen desempeño en forma individual, esto no quiere decir que un muro va a resistir más que otro o va a recibir más esfuerzos que otro

es todo lo contrario el propósito de una buena distribución es para que las deformaciones que se generen durante una sollicitación de un sismo se distribuyan de forma uniforme en todo el edificio; la ubicación en planta también va a depender de la forma arquitectónica que vaya a tener la edificación. Los muros de corte pueden ir ubicados en el exterior o interior del edificio:

### ***2.5.1.1. Muros de cortante exteriores***

Se colocan muros exteriores cuando la arquitectura del proyecto lo permite o cuando en el interior no se los pueda distribuir de una forma simétrica, es importante que por medio del uso de estos muros se de resistencia al sismo en las 2 direcciones ortogonales y esto se lo logra ubicando bien estos elementos estructurales. Es recomendado usar muros de corte exteriores en edificios no muy altos.

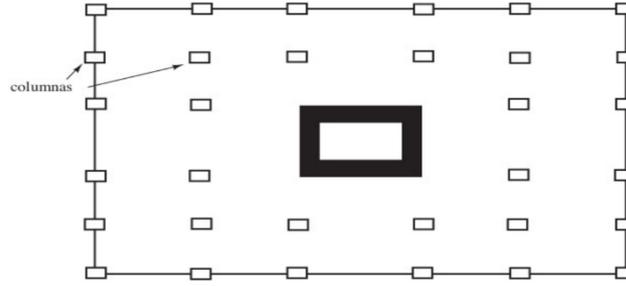


*Fuente: McCormac cap. 18 pág. 546*

### ***2.5.1.2. Muros de cortante interiores***

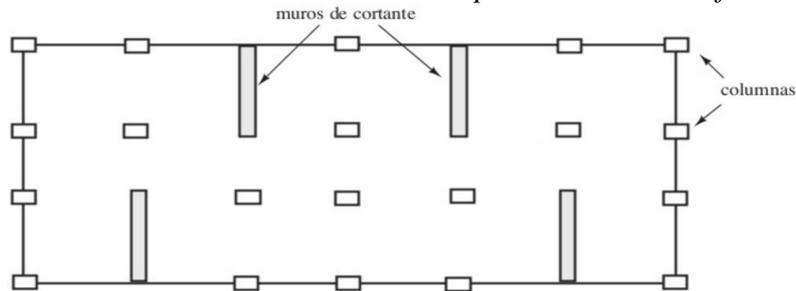
El uso de muros interiores se los ve en obra o son más usuales en los vacíos de la estructuras como son los vacíos de ascensores y escaleras, también se los puede ubicar en lugar de las paredes para tener un poco más de ganancia de rigidez y reducir un poco el efecto de flexibilidad que se generan en edificios altos.

*Fig. 2.7. Muros de Cortante interior en vacíos de ascensores*



*Fuente: McCormac cap. 18 pág. 547*

*Fig. 2.8. Muros de Cortante internos en paredes de una edificación.*



*Fuente: McCormac cap. 18 pág. 547*

## **2.6. Condiciones de sismo-resistencia**

Para lograr con mayor facilidad un buen diseño sismo resistente en una estructura, este debe de ser lo menos compleja posible para así poder predecir o tener una tendencia de cómo va a comportarse la edificación ante un evento sísmico, mientras más sencillo sea más predecible va a ser. Existen algunos criterios a tomarse en cuenta para un buen desempeño sísmico-resistente y estos son:

- I. Al diseñarse la estructura se debe tener en consideración que sea simétrica en ambas direcciones para así evitar grandes esfuerzos torsionales que ocasionarían mucho daño en la estructura.
- II. La rigidez es muy importante en los edificios y uno de los elementos que aporta con este factor son los muros, su importancia se debe a que ayuda

a resistir fuerzas laterales y disminuye las deformaciones que estas la produzcan.

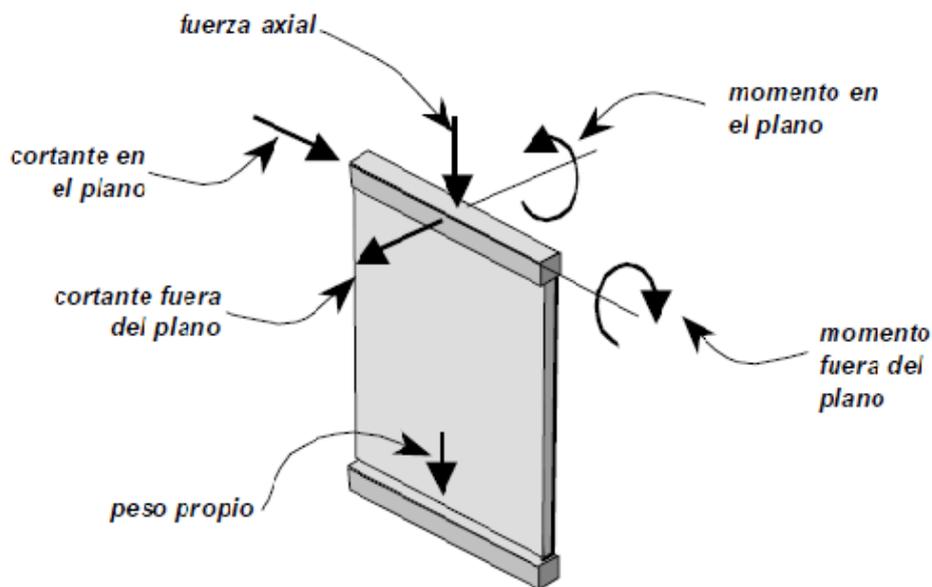
- III. Otro factor de vital importancia en las edificaciones es la resistencia o capacidad que esta tiene al recibir carga, la resistencia va de la mano con la rigidez debido a que una estructura debe tener suficiente de estos dos factores para poder así lograr soportar y transferir sin problemas las cargas.
- IV. La uniformidad y continuidad debe de darse en elementos estructurales como los muros de cortante, se debe de evitar el cambio brusco de rigidez y de discontinuidades para que no se den grandes concentraciones de esfuerzos, uno de los problemas que se dan más frecuentes en continuidad son en los edificios que tiene en la planta baja los estacionamientos los cuales impiden que el muro llegue a la parte inferior del edificio provocando así no solo concentración de esfuerzos sino exigiendo a las columnas inferiores mayor capacidad de ductilidad.

## CAPÍTULO III: CRITERIOS PARA EL DISEÑO Y ANÁLISIS DE MUROS CORTANTES CON REFERENCIAS DE LA NORMA ACI 318-14 Y NEC 15.

### 3.1. Muros de Concreto Armado

Los muros son elementos verticales compuestos por hormigón y acero que soportan cargas, estas cargas pueden ser verticales u horizontales o también las podemos nombrar técnicamente como cargas de compresión y flexo-compresión que van a ser transmitidas paralela o perpendicular a su cara; su análisis se lo puede realizar suponiendo de que son columnas sometidas a dichas cargas. El código ACI 318-14 “*American Concrete Institute*” en el capítulo 11 destinados a muros en general da un método simplificado de diseño con ciertas restricciones y ciertos libros también nombran otro método llamado el método de diseño general.

*Fig.3.1. Fuerzas que normalmente actúan en un muro.*



*Fuente: ACI 318-14. Cap. 11, pág. 175*

### 3.2. Método simplificado de diseño.

Este método lo nombra el propio código del concreto ACI 318, el mismo que le da restricciones al momento de elegir este método debido a que su aplicación es limitada y

su diseño solo se aplica a elementos rectangulares sólidas. Su uso se da cuando la excentricidad provocada por el resultante  $P_u$  dado de combinaciones de fuerzas axiales es menor que  $h/6$  siendo  $h$  el espesor total del muro, esto quiere decir que en el muro no existirán fuerzas de tracción. Se debe cumplir en el empleo de este método que la fuerza axial  $P_u$  no debe ser mayor que  $\phi P_n$  resistencia de diseño por carga axial; es decir,  $P_u < \phi P_n$ .

$$P_n = 0.55f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (3-1)$$

En donde:

$P_n$ : Resistencia de diseño por carga Axial.

$A_g$ : Área de la sección transversal del muro.

$k$ : Factor de longitud efectiva. Tabla 3.1

$l_c$ : Altura libre del muro.

*Tabla 3.1: Factor de longitud efectiva  $k$  para muros*

<b>Condiciones de borde</b>	<b><math>k</math></b>
<b>Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral, y</b>	
(a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos)	0.8
(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos	1.0
<b>Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral</b>	2.0

*Fuente: ACI 318-14, Cap. 11, pág. 177*

### 3.2.1. Espesores mínimos en muros

A continuación se darán los valores de espesores mínimos dispuestos en la norma ACI 318-14 que según dice “Se permiten muros más delgados cuando el análisis estructural demuestre que el muro posee resistencia y estabilidad adecuada.”

Tabla 3.2: Espesores mínimos para muros.

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, $h$		
De carga <sup>[1]</sup>	El mayor de:	4 pulg.	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	4 pulg.	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones <sup>[1]</sup>		7.5 pulg.	(e)

<sup>[1]</sup> Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3.

Fuente: ACI 318-14; Cap. 11, pág. 174

### 3.3. Método general de diseño.

A pesar de que el código ACI 318-14 no nombra ni hace referencia a este método alternativo muchos libros como el del Ing. Roberto Morales “*Diseño de Concreto Armado*” y el de Teodoro E. Harmsen “*Diseño de Estructuras de Concreto Armado*”, da este método de diseño como alternativa y es aplicable cuando no se cumplen las condiciones del método simplificado de diseño; es decir, que la carga actuante ya no está ubicada en el tercio central del muro provocando así que se generen ya esfuerzos de tracción, debido a esto es que se aplica este método el cual tiene que hacer el análisis del muro como que si fuera una columna sometida a flexo-compresión. (Roberto Morales) Para llevar a cabo el análisis también se debe considerar los efectos que produce la

esbeltez por lo consecuente se acoge al método de amplificación de momentos siempre que  $k lu/r < 100$ , en donde  $lu$  es la longitud no apoyada en un elemento de compresión y  $r$  se define como radio de giro. Para el análisis de los muros Mac Gregor propone las siguientes ecuaciones:

$$EI = \frac{E_c I_g}{\beta} \left( 0.5 - \frac{e}{h} \right) \quad (3-2)$$

$$EI \geq 0.1 \frac{E_c I_g}{\beta} \quad ; \quad EI \leq 0.4 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

$$\beta = 0.9 + 0.5\beta_d^2 - 12\rho$$

$$\text{Para porticos arriostrados, } \beta_d = \frac{P_{Du}}{P_u}$$

$$\text{Para porticos no arriostrados, } \beta_d = \frac{V_{Du}}{V_u}$$

En donde:

$E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto.

$I_g$ : Momento de inercia de la sección bruta.

$\beta$ : Parámetro adimensional.

$e$ : Excentricidad de la carga axial.

$h$ : Espesor del muro.

$\rho$ : Cuantía de acero vertical respecto al área bruta de concreto.

En el código actual define los muros estructurales de dos formas diferentes según para que sean diseñados, en el capítulo 2 del ACI 318-14 se definen ciertos términos en donde encontramos el termino muros estructurales ordinarios y muros estructurales especiales; el primero no es más que muros de concreto reforzado que se acoge al capítulo 11 del código y el segundo son muros que se acogen al capítulo 11 y 18 que compete a la parte de diseño sísmico, un muro estructural se define también como un muro de cortante.

### **3.4. Consideraciones que se deben tomar en cuenta para el diseño de muros de concreto armado.**

Para el diseño de muros se debe tomar en consideración los requerimientos de resistencia a esfuerzos cortantes y a esfuerzos de flexo-compresión, a la misma vez se debe realizar el chequeo del concreto por corte. Se deberá realizar el diseño de bordes de confinamientos si fuera el caso necesario.

#### **3.4.1. Fuerzas cortantes en el muro**

El efecto que produce el cortante en un muro es importante por lo tanto el código establece límites de diseño por corte, uno de esos límites es que el valor de  $V_n$  no debe exceder el de la ecuación (3-3), la cual nos ayuda a poder resguardar un poco nuestro elemento ante fallas por compresión diagonal.

$$V_n \leq 10\sqrt{f'_c}hd \quad (3-3)$$

Teniendo en cuenta que el valor de  $h$  es el espesor del muro y  $d$  se lo debe tomar como  $0.8lw$ . El cálculo de la resistencia al cortante  $V_n$  se lo realiza de la siguiente forma:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-4)$$

En lo cual el valor de  $V_c$  debe sobrepasar a la resultante de la siguiente ecuación:

$$V_c \leq 2\lambda\sqrt{f'_c}hd \quad (3-5)$$

El código resume las formas de calcular  $V_c$  según sea el caso que corresponda mediante una tabla en la cual las ecuaciones se encuentran en el sistema americano.

*Tabla 3.3:  $V_c$  para muros preesforzados y no preesforzados*

Opción de cálculo	Fuerza axial	$V_c$	
Simplificado	Compresión	$2\lambda\sqrt{f'_c}hd$ (a)	
	Tracción	Mayor de:	$2\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}hd$ (b)
			0 (c)
Detallado	Tracción o compresión	Menor de:	$3.3\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$ (d)
			$\left[ 0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 1.25\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd$ (e) Esta ecuación no aplica cuando $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ es negativo.

Fuente: Fuente: ACI 318-14; Cap. 11, pág. 178

La resistencia proporcionada por el refuerzo transversal  $V_s$  se lo debe de calcular mediante la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3-6)$$

A continuación se detallara la secuencia de cada uno de los requerimientos del ACI 318-14 para muros cortantes los cuales van a ser de guía para el diseño.

### 3.5. Requerimientos para el diseño de muros cortantes según la norma ACI 318-14.

Los elementos que son diseñados para soportar cargas sísmicas se debe cumplir con las condiciones dada por el ACI 318-14 capítulo 18 que se refiere a estructuras sismo resistentes. Uno de los primeros requisitos para el diseño va a depender de la sección que tenga el muro tanto en el plano como en su sentido horizontal; en donde, la sección del plano viene dada por la relación “ $h_w/l_w$ ” y la sección horizontal por “ $l_w/b_w$ ”.

Tabla 3.4.: Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muros.

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro , ( $h_w/l_w$ )	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro ( $l_w/b_w$ )		
	$l_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < l_w/b_w \leq 6$	$l_w/b_w > 6$
$h_w/l_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/l_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

<sup>[1]</sup>  $h_w$  es la altura libre,  $l_w$  es la longitud horizontal, y  $b_w$  es el espesor del alma del segmento de muro.

Fuente: ACI 318-14; Cap. 18, pág. 309

#### 3.5.1. Refuerzo y espaciamiento mínimo en muros cortantes

El refuerzo que debe ser utilizado y distribuido en un muro de cortante debe ser como mínimo para la cuantía longitudinal y cuantía transversal de 0.0025 esto dependiendo del valor que nos de  $V_u$  y el espaciamiento que debe tener el refuerzo en las dos direcciones del elemento es como máximo 18 pulg o 450 mm. El código ACI 318-14

nos da unas condicionantes en la sección 18.10.2.1 y 18.10.2.2 en donde si se cumple que:

Condición 18.10.2.1:

$$V_u < 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'c} \quad (3-7)$$

Donde;

$V_u$ : Fuerza cortante mayorada en la sección.

$A_{cv}$ : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.

$\lambda$ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concreto de peso normal de igual resistencia a la compresión.

$f'c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

La cuantía de refuerzo longitudinal y transversal puede tomarse de los requerimientos de refuerzo mínimo dispuestos por el capítulo 11.6. del código del ACI 318-14.

Condición 18.10.2.2:

$$V_u > (0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'c})$$

$$\text{Ó} \quad \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

El muro va a necesitar como mínimo dos capas de refuerzo la cual es de mucho beneficio debido a que nos va ayudar a tratar de tener una mejor estabilidad en su parte lateral ante esfuerzos provocados por sismo.

Según el capítulo 11.6 la cuantía de refuerzo mínima a utilizarse depende de dos limitantes las cuales son cuando:

Primera Limitante:

$$V_u \leq 0.5\phi V_c$$

El refuerzo longitudinal o vertical mínimo a utilizarse para muros elaborados en obra son:

- I. Cuantía de 0.0012 para barras corrugadas las cuales tienen que ser menores que 16 mm y con un  $f_y$  mayor o igual que 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
- II. Cuantía de 0.0015 para barras corrugadas menores o iguales a 16 mm y con  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
- III. Cuantía de 0.0015 para barras corrugadas mayores a 16 mm con cualquier  $f_y$ .

El refuerzo transversal u horizontal mínimo para muros elaborados en obra son:

- I. Cuantía de 0.0020 para barras corrugadas las cuales tienen que ser menor o igual que 16 mm y con un  $f_y$  mayor o igual que 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
- II. Cuantía de 0.0025 para barras corrugadas menores o iguales a 16 mm y con  $f_y$  menor que 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

- III. Cuantía de 0.0025 para barras corrugadas mayores a 16 mm con cualquier  $f_y$ .

El refuerzo con alambre electro-soldado mínimo para muros elaborados en obra son:

- I. Cuantía longitudinal o vertical de 0.0012 para alambres menor o igual a W31 o D31 y con un  $f_y$  cualquiera.
- II. Cuantía transversal u horizontal de 0.0020 para alambres menor o igual a W31 o D31 y con un  $f_y$  cualquiera.

Segunda Limitante:

$$V_u \leq 0.5\phi V_c$$

Cuando da como resultado la condición anterior, se tiene que cumplir con dos requisitos:

- I. El refuerzo longitudinal o vertical debe estar comprendido enter la resultante de la ecuación (3-4) y 0.0025

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (3-8)$$

- II. El refuerzo transversal u horizontal mínimo es 0.0025.

### 3.5.2. Resistencia al cortante en muros estructurales para un buen comportamiento sísmico.

Para lograr obtener un buen comportamiento del muro ante fuerzas cortantes se debe tomar el diseño de forma que este sea resistente a dichos esfuerzos, para esto se debe tratar de cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq \Phi V_n \quad (3-9)$$

Donde:

$V_u$ : Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$V_n$ : Esfuerzo resistente nominal del cortante.

$$\Phi: 0.85$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-10)$$

Donde:

$V_c$ : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$V_s$ : Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal.

Según el ACI 318-14 otras de las condiciones en la resistencia de cortante en muros estructurales es de que  $V_u$  no debe ser mayor al valor calculado  $V_n$  con la siguiente formula la cual esta expresada en unidades mks:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (3-11)$$

$$\alpha_c = 0.8 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

### 3.5.3. Elementos de Bordos en muros cortantes.

Los elementos de bordos son especiales en muros cortantes, se ubican en los extremos y estos le otorgan a los muros confinamiento lo cual es de mucha ayuda ya que al tener un buen confinamiento la estructura soportara mayores deformaciones.

El ACI 318-14 establece el uso de elementos de bordos según sea la necesidad del análisis y diseño, para saber cuándo se debe usar estos elementos se debe realizar una evaluación bajo que parámetros se encuentra el diseño del muro, se puede encontrar bajo estas dos condiciones:

- I. Cuando el muro es continuo desde su cimentación hasta su parte superior y poseen una sección crítica de flexión y carga axial debido al diseño, la zona de compresión debe ser reforzada con elementos de bordos reforzados teniendo en cuenta que:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{1.5\delta u}{h_w} \right)} \quad (3-12)$$

Donde;

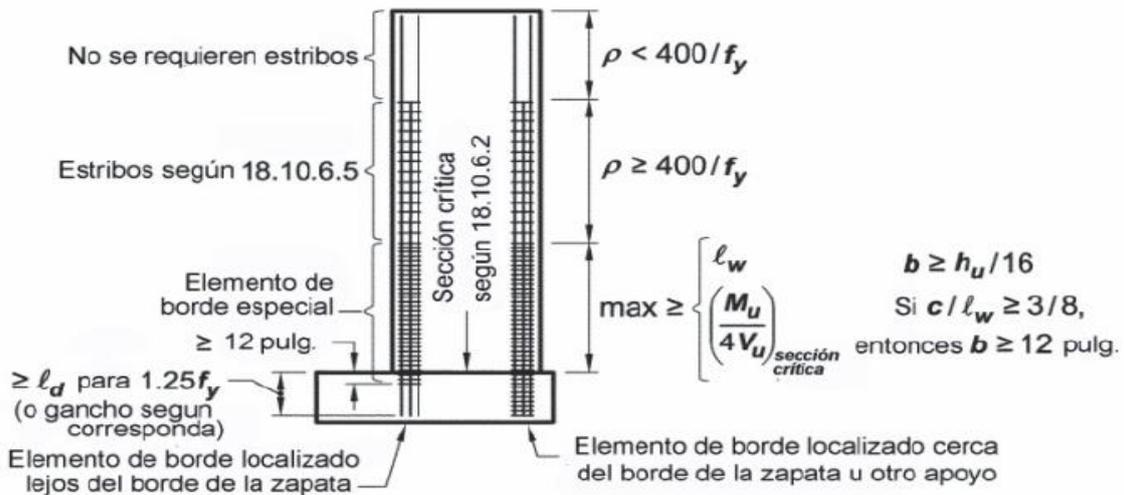
C: Mayor profundidad del eje neutro.

$\delta u$ : Desplazamiento de diseño.

Según el código el coeficiente  $\delta u/h_w$  no debe ser menor que 0.005 y que el refuerzo vertical del elemento debe extenderse una distancia:

$$\geq \frac{l_w}{2} \text{ y } \geq \frac{M_u}{4V_u}$$

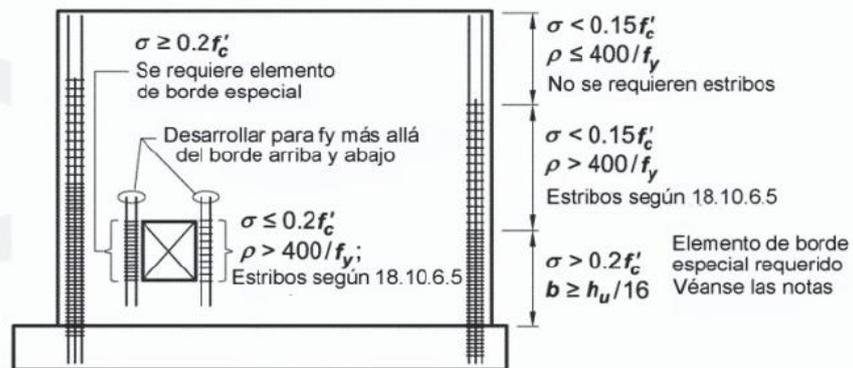
Fig. 3.2. Resumen de los requisitos para muros cortante Según condición I



(a) Muro con  $h_w/\ell_w \geq 2.0$  y una sección crítica única controlada por flexión y carga axial diseñada usando 18.10.6.2, 18.10.6.4 y 18.10.6.5  
Fuente: Fuente: ACI 318-14. Cap. 18, pág. 315

- II. Otras de las condicionantes para evaluar el uso de elementos de bordes es cuando la compresión máxima de la fibra extrema es superior al valor dado por  $0.2f'_c$ ; los elementos de borde en esta condición pueden ser discontinuos siempre y cuando el esfuerzo a la compresión que dé en el cálculo sea menor que  $0.15f'_c$ .

Fig. 3.3. Resumen de los requisitos para muros cortante. Según condición II



Notas: El requisito de tener elementos especiales de borde se activa si el esfuerzo máximo en la fibra extrema en compresión  $\sigma > 0.20f'_c$ . Una vez se activa, el elemento especial de borde se extiende hasta que  $\sigma > 0.15f'_c$ . Debido a que  $h_w/\ell_w \leq 2.0$ , 18.10.6.4(c) no aplica.

(b) Muro y machón de muro diseñados utilizando 10.10.6.3, 18.10.6.4 y 18.10.6.5  
Fuente: Fuente: ACI 318-14. Cap. 18, pág. 315

Sea para cualquiera de las dos condiciones mencionadas anteriormente en donde se requieran elementos de bordes debe de cumplirse:

- Se deberá confinar el elemento hasta una distancia comprendida entre el mayor de los valores dado por:  $c - 0.1l_w$  y  $c/2$
- El espesor mínimo del muro debe ser  $b \geq h_u/16$  ; sin embargo también se debe considerar que si  $h_w/l_w \geq 2.0$  y  $c/l_w \geq 3/8$  el ancho b debe ser mayor o igual a 12 pulg o 30 cm, teniendo en cuenta que estas dos últimas condiciones son para elementos continuos.
- Para el refuerzo transversal el valor de  $h_x \leq 36 \text{ cm} \text{ ó } \frac{2}{3b}$
- Para el espaciamiento del refuerzo transversal se deberá tomar el menor valor entre:

$$\frac{b}{3} ; 6d_0 \text{ y } S_0 = 10 + \left( \frac{35.5 - h_x}{75} \right)$$

En donde el valor de  $S_0$  tiene que ser menor que 15 cm.

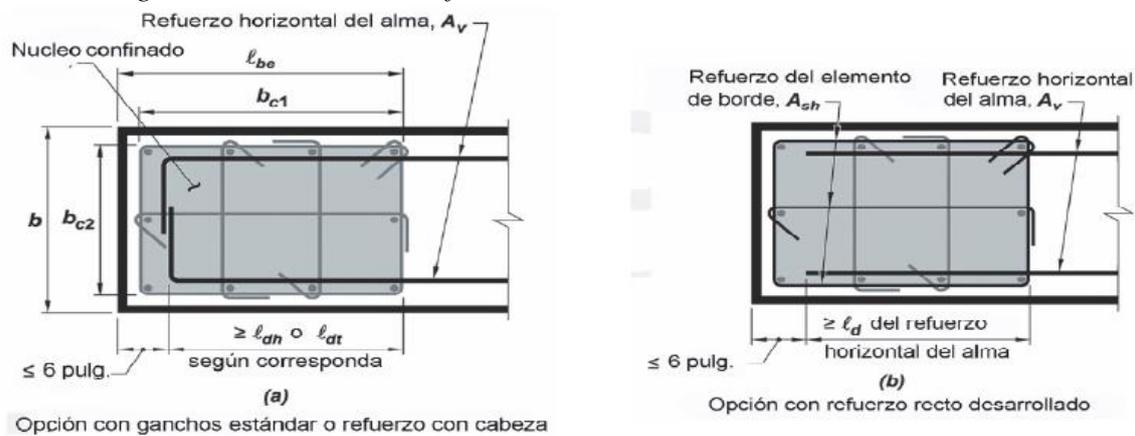
- El refuerzo transversal para elementos de bordes de confinamiento que debe de cumplirse se lo detallara en la siguiente tabla en la cual las formulas se encuentran en el sistema americano.

Tabla 3.5: Refuerzo transversal en elementos de bordes.

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/sb_c$ para estribos cerrados de confinamiento	Mayor de	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

Fuente: ACI 318-14; Cap. 18, pág. 314

Fig. 3.4. Desarrollo del refuerzo horizontal en los elementos de borde



Fuente: ACI 318-14. Cap. 18, pág. 315

Después de lo anteriormente expuesto lo cual se refiere a los criterios y requerimientos del código ACI 318-14 para muros estructurales, pasaremos a la parte de criterios para el análisis y diseño sismo resistente en la que se va a utilizar los parámetros según la normativa ecuatoriana NEC-11 debido a que el modelo de diseño se lo hará para un edificio en Ecuador.

### 3.6. Fundamentos sismo resistentes

#### 3.6.1. Zonas sísmicas y factor de zona (z).

La norma NEC-15 zonifica al país “Ecuador” en seis sectores de riesgo sísmico en donde la amenaza va incrementando desde intermedia hasta muy alta en la que destaca como intermedia la zona nororiente y como muy alta la zona del litoral, cada sector va a tener un valor que se llama factor de zona Z, este se tomara según el lugar en donde se ubique nuestra edificación a ser diseñada en el país; sino se encuentra el sitio en la lista de la norma se debe utilizar el valor del lugar más cercano al sector. A continuación mostraremos la tabla de valores del factor Z para nuestro país, la tabla de valores por ciudad se la podrá encontrar en los anexos.

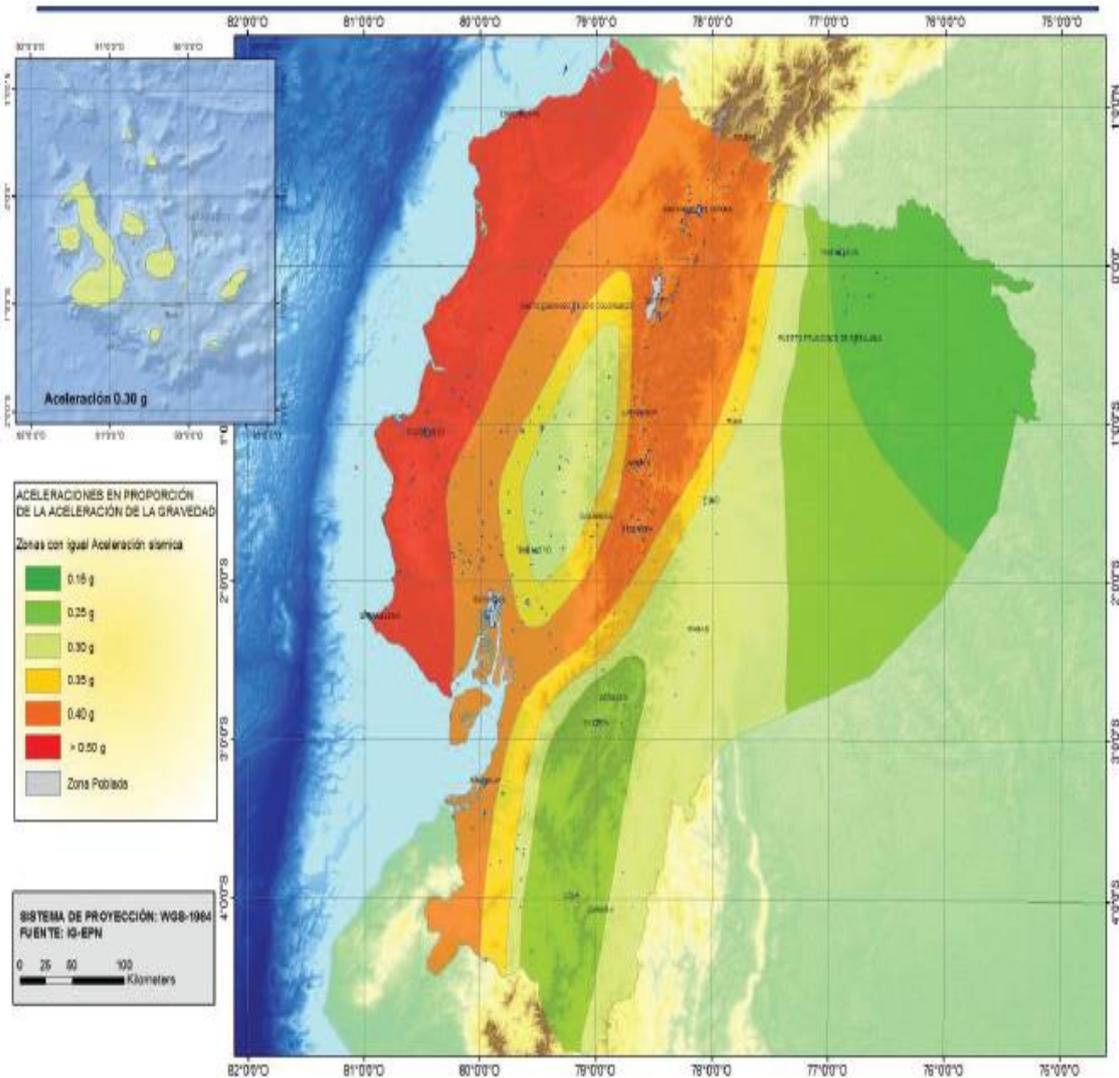
*Tabla 3.6: Valores del factor Z de acuerdo a la zona sísmica.*

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

*Fuente: NEC-15, Cap. 3, pág. 27.*

Los valores que se muestra en la tabla son producto del resultado de estudios a nivel del territorio nacional las cuales se obtuvieron por medio de la aplicación de metodología moderna usada a nivel mundial. De acuerdo con los estudios se pudo obtener un mapa de zonificación en donde se usó un nivel de amenaza sísmica con periodo de retorno de 475 años llamándolo la norma como severo o raro teniendo un 10% de excedencia en 50 años, la norma NEC-15 indica también que a esto se incluye una saturación de 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano catalogado como zona VI.

Fig. 3.5. Mapa del Ecuador en donde se muestran la Zonificación sísmica.



Fuente: NEC-15, Cap. 3, pág. 27.

### 3.6.2. Importancia de la edificación.

El tipo de edificación a diseñarse es importante definirla y saber que función va a cumplir debido a que dependiendo de la importancia de la edificación se va a poder escoger un coeficiente de importancia “I” el mismo que va en función del tipo de estructura debido que existen edificaciones de diferentes tipos y usos que después de haber ocurrido un sismo estas deben de seguir en funcionamiento, unas de esas edificaciones esenciales son los Hospitales.

*Tabla 3.7: Coeficiente de Importancia I según el tipo de edificación.*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coeficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de 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 de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

*Fuente: NEC-15, Cap. 4, pág. 29.*

### **3.6.3. Perfiles de suelos en Ecuador para el diseño sísmico.**

Los estudios del suelos en donde va a estar ubicada la edificación es de mucha importancia debido a que este parámetros nos va ayudar a determinar el comportamiento del edificio ante movimientos sísmicos ya que por medio del suelo el sismo afecta a la estructura teniéndose así una interacción suelo-estructura producida por las vibraciones que se transmiten desde el suelo hacia la estructura, la afectación del sismo a la edificación dependerá de que tipo de suelo esté presente de modo que si tenemos suelos más competentes las fuerzas sísmicas que vallan actuar serán menores. La norma NEC-15 define seis tipos de suelos presentes en Ecuador en donde su clasificación corresponde a los 30m superiores del perfil para los tipos de suelos desde A hasta E, los cuales están descritos en la tabla (3.8) y restringe el tipo de perfil de suelo F debido que son especiales y se fundamentan en otro tipo de criterio de aplicación.

Tabla 3.8: Tipos de Perfiles de suelos

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	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.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia o acoumento dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Retenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC-15, Cap. 3, pág. 30.

Para los tipos de perfiles de suelos desde A hasta E según la norma tienen 3 coeficientes de amplificación dinámica, tomándose en cuenta los efectos que estos causen en el sitio. Estos coeficientes son:

- I.  $F_a$  el cual se define como un coeficiente de amplificación en la zona de periodo cortó. A continuación se presentaran los valores de  $F_a$  en la tabla (3.9).

*Tabla 3.9: Valores del coeficiente  $F_a$*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
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	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

*Fuente: NEC-15, Cap3, pág. 31*

- II.  $F_b$ ; coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca. A continuación se presentaran los valores de  $F_b$  en la tabla (3.10).

Tabla 3.10: Valores del coeficiente  $F_d$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-15, Cap. 3, pág. 31

- III.  $F_s$  que es un coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos. A continuación se presentaran los valores de  $F_s$  en la tabla(3.11)

Tabla 3.11: Valores del coeficiente  $F_s$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
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	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-15, Cap. 3, pág. 32

Los valores de las tablas y las definiciones de cada coeficiente de amplificación dinámico fueron tomados de la norma NEC-15

### **3.7. Tipos de métodos de análisis**

Para la modelación, análisis y diseño de edificaciones se tienen cuatro procedimientos diferentes para estructuras sismo resistente las cuales son:

- I. Método de análisis Estático Lineal.
- II. Método de análisis Estático no Lineal.
- III. Método de análisis Dinámico Lineal.
- IV. Método de análisis Dinámico no Lineal.

La norma NEC-15 nombra dos tipos de metodologías para el diseño de estructuras resistentes a sismos que son:

- A. Diseño Basado en Fuerzas
- B. Diseño directo Basado en Desplazamiento

De los cuales para el desarrollo de este proyecto se utilizara el método de análisis de diseño basado en fuerzas, el cual se basa en la relación de esfuerzos y deformaciones en forma lineal.

### **3.8. Método de Análisis basado en fuerzas.**

Tiene como objetivo el diseño de estructuras resistentes a cargas laterales producidas por la intervención de un sismo, es un método de uso tradicional el cual es la condición mínima de diseño para edificios regulares, también una de las características de este método es el análisis de las deformaciones y derivas que se podrían presentar en la edificación.

### 3.8.1. Cortante basal de diseño.

La normativa NEC-15 menciona el valor de cortante basal de diseño “V” que se usa cuando se aplica la metodología de diseño basado en fuerzas viene dado por el resultante de la ecuación (3-13), el cortante basal es una resultante de fuerza sísmica que actúa en la base de la estructura horizontalmente y que se distribuye en su altura de forma ascendente; es aplicado en una dirección específica en la edificación.

$$V = \frac{I S_a(Ta)}{R \phi_p \phi_e} W \quad (3-13)$$

Donde;

V: Cortante Basal de diseño.

I: Factor de importancia de la edificación.

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleraciones.

$\phi_p$  y  $\phi_e$ : coeficientes de configuración en planta y elevación.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

W: Carga sísmica reactiva.

### 3.8.2. Espectro de diseño en aceleraciones.

Por el método escogido el cortante basal está en función de algunos parámetros ya antes descritos y uno de esos es el espectro elástico de diseño en aceleraciones, Según NEC-15 para poder determinar este espectro se necesita saber el tipo de suelo en donde se va a asentar la estructura, los coeficientes a utilizar de amplificación de suelos antes mencionados Fa, Fd, Fs, los valores de estos coeficientes se detallan en las tablas (3.9;

3.10; 3.11) y por último el factor de zona sísmica “Z” desarrollado en la sección 3.6.1. Existen dos ecuaciones para obtener el espectro de diseño las cuales dependen del rango en que se encuentre el periodo de vibración  $T$  de la estructura.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3-14)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (3-15)$$

Donde;

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1s$ ) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. Según NEC-15 los valores de  $\eta$  se obtuvieron de la misma manera que los de factores de zona  $Z$ , dicho valor depende también de la región donde se este los cuales son:

- I.  $\eta= 1.80$  para la Región Costa con excepción de Esmeraldas.
- II.  $\eta= 2.48$  para la Región Sierra, Galápagos y Esmeraldas.
- III.  $\eta= 2.60$  para Región Oriental.

$r$ : Factor que depende de la ubicación geográfica de la estructura; este factor es utilizado en espectro elásticos. Los valores del factor son:

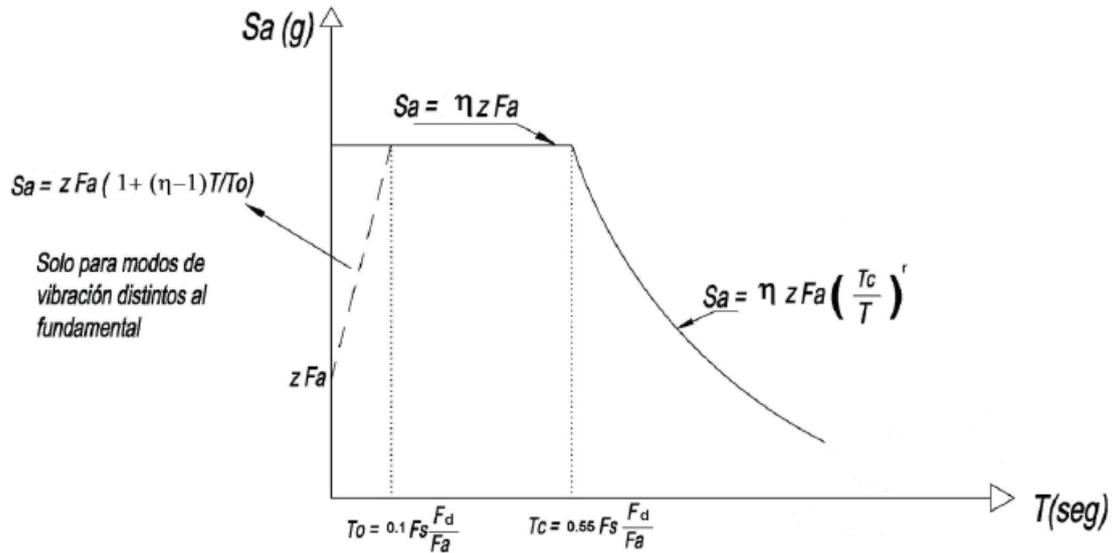
- I.  $r= 1$  para suelos todo tipo de suelos exceptos los de tipo E.
- II.  $r= 1.5$  para suelos tipo E.

$T$ : Periodo fundamental de vibración.

$T_c$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. El valor de  $T_c$  se lo obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3-16)$$

Fig. 3.6. Espectro elástico de aceleraciones según el sismo de diseño.



Fuente: NEC-15, Cap. 3, pág. 33

### 3.8.3. Modos de obtención del periodo de vibración T.

Para la obtención del valor de "T" periodo de vibración, la NEC-15 menciona dos métodos de obtención, el valor de T es necesario obtenerlo para poder determinar el espectro elástico de diseño de aceleraciones. El valor resultante del periodo de vibración sea por cualquiera de los dos métodos va a ser un valor estimado del periodo estructural el cual va a permitir el cálculo de las fuerzas sísmicas.

- I. Primer Método: La resultante de T por este método es un valor aproximado obtenido de la ecuación;

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (3-17)$$

Donde;

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificación, para cada tipo de edificio existe un valor, el coeficiente  $\alpha$  va a depender del mismo tipo de estructura; los cuales son:

- i. Estructuras de acero sin arriostramiento  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.80$
- ii. Estructuras de acero con arriostramiento  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$
- iii. Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales  $C_t = 0.055$  y  $\alpha = 0.9$
- iv. Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales y para otras estructuras basados en muros estructurales y mampostería estructural  $C_t = 0.055$  y  $\alpha = 0.75$

hn: Altura máxima de la edificación medida desde la base con n número de pisos.

T: Periodo de Vibración.

La norma NEC-15 hace referencia también a un valor de Ct para estructuras con muros estructurales de hormigón armado en donde el valor de  $\alpha = 1$ . Ct se calcula para este caso de la siguiente manera:

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} ; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad (3-18)$$

Donde;

AB: Área de la edificación en su base en m<sup>2</sup>.

n<sub>w</sub>: Numero de muros de la edificación diseñados para resistir sismo.

$h_{wi}$ : Altura del muro  $i$  medida desde la base en m.

$A_{wi}$ : Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ .

$l_{wi}$ : Longitud horizontal del muro en m.

- II. Segundo Método: Para la utilización de este método se debe realizar un análisis apropiado a la estructura ya que para obtener el valor de  $T$  el método utiliza las propiedades de la estructura y las deformaciones que se podrían producir en sus elementos, el valor que se obtiene por este método según NEC-15 no debe ser mayor al calculado por el primer método en un 30%.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (3-19)$$

#### 3.8.4. Determinación de “W” carga sísmica reactiva.

La carga sísmica reactiva es de uso general, no importa el método análisis en el que se esté analizando la estructura este factor es independiente y es necesario para el cálculo del cortante basal. La norma NEC-15 menciona el valor del factor según el caso para el que se necesita los cuales son: Caso General y el Caso Especial que es aplicable para bodegas.

- i. Caso General  $W=D$ ; en donde  $D$  es el valor de carga muerta total de la edificación.
- ii. Caso Especial  $W=D+0.25L$ ; en donde  $D$  es la carga muerta total de la edificación y  $L$  carga viva del piso.

### 3.8.5. Utilización del Factor “R”.

La utilización del factor R es permitido aplicarse para edificaciones que tengan una adecuada ductilidad, este factor reduce la fuerza sísmica de diseño o cortante basal pero su valor de reducción está en función del algunos factores como el tipo de suelo, el tipo de sistema estructural, el periodo de vibración. Según NEC-15 el factor R es constante para el método de diseño basado en fuerzas; para la elección del factor R la norma genera dos grupos que son divididos según el tipo de estructuración los cuales se los detallara en las siguientes tablas.

*Tabla 3.12: Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras dúctiles.*

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

*Fuente: NEC-15, Cap. 6, pág. 64*

Tabla 3.13: Coeficiente de reducción  $R$  para sistemas de estructuras de Ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-15, Cap. 6, pág. 65

### 3.8.6. Coeficientes de regularidad en planta $\phi_p$ y elevación $\phi_e$ .

La determinación del coeficiente de regularidad en planta  $\phi_p$  es basada en las características y distribuciones que tenga en planta la edificación, los tipos de regularidades e irregularidades posibles que se podrían dar en una edificación se los muestra en las tablas (3.14). Para la obtención del coeficiente  $\phi_p$  se utilizara la siguiente expresión la cual la menciona la norma NEC-15.

$$\phi_p = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (3-20)$$

Donde;

$\phi_p$ : Coeficiente de regularidad en planta.

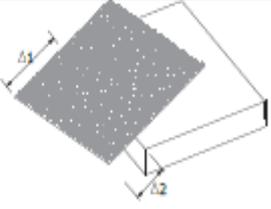
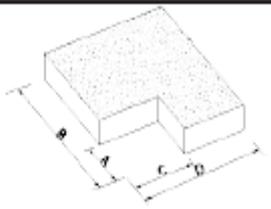
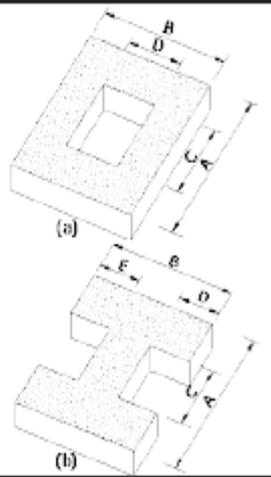
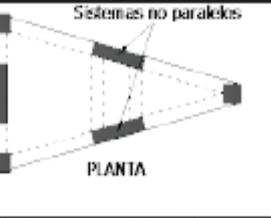
Según la NEC-15 cuando en la edificación no se presenta ninguno de los tipos de irregularidades en ningún piso, mostrados en la tabla (3.16)  $\phi_p$  se lo tomara igual a 1 y se lo considerara como regular en planta.

$\phi_{PA}$ : Mínimo valor de  $\phi_{pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 o 3.

$\phi_{PB}$ : Mínimo valor de  $\phi_{pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

$\phi_{pi}$ : Coeficiente de configuración en planta.

Tabla 3.14: Coeficientes de irregularidad en planta  $\phi_p$

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}</math></p> <p>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 determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_p=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <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><b>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>[Cx D + CxE] &gt; 0.5Ax 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 o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_p=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>	

Fuente: NEC-15, Cap. 5, pág. 50

La determinación del coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_e$  es basada en las características y distribuciones que tenga en elevación la edificación, los tipos de

regularidades e irregularidades posibles que se podrían dar en una edificación se los muestra en las tablas (3.15). Para la obtención del coeficiente  $\phi_e$  se utilizara la siguiente expresión la cual la menciona la norma NEC-15.

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad (3-21)$$

Donde;

$\phi_e$ : Coeficiente de regularidad en elevación.

Según la NEC-15 cuando en la edificación no se presenta ninguno de los tipos de irregularidades en ninguno de sus niveles, mostrados en la tabla (3.14; 3.15)  $\phi_e$  se lo tomara igual a 1 y se lo considerara como regular en elevación.

$\phi_{EA}$ : Mínimo valor de  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo .

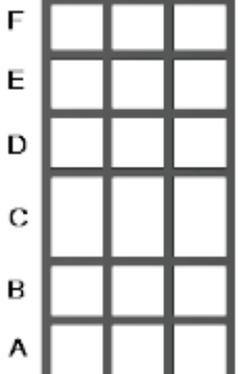
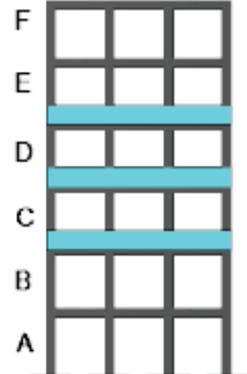
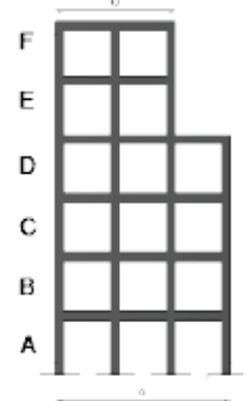
$\phi_{EB}$ : Mínimo valor de  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla de irregularidad tipo 2 y 3.

$\phi_{Ei}$ : Coeficiente de configuración en elevación.

Si se da la condición de la ecuación (3-22) se puede considerar que la edificación no presenta irregularidades en elevación. También para sistemas de tipo dual con muros estructurales se considera según NEC-15 que el valor de  $\phi_E$  es igual a 1.

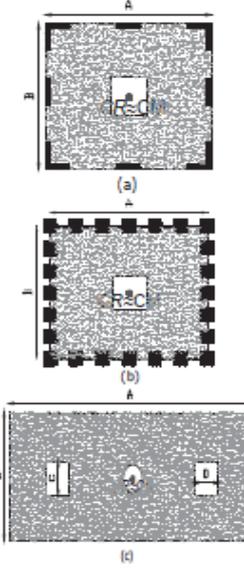
$$\Delta_{Mi} < 1.30 * \Delta_{Mi+1} \quad (3-22)$$

Tabla 3.15: Coeficientes de irregularidad en elevación  $\phi_E$

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_E=0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 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><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_E=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><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</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>	

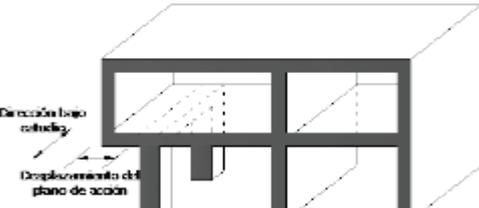
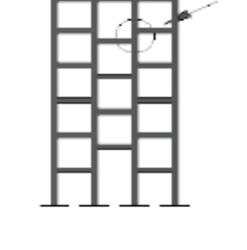
Fuente: NEC-15, Cap. 5, pág. 51

Tabla 3.16: Configuración recomendada en estructuras

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.</p> <p><math>\phi_E=1</math></p>	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p><math>\phi_P=1</math></p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p><math>\phi_E=1</math></p>	

Fuente: NEC-15, Cap. 5, pág. 48

Tabla 3.17: Configuración no recomendada en estructuras

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>	<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b> Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Fuente: NEC-15, Cap. 5, pág. 49

### 3.9. Deriva de Piso.

El diseño de edificaciones sismo resistente sea por el análisis estático o dinámicos se debe controlar las deformaciones que se pueden provocar en la estructuras, el control se lo hace por medio del análisis de deriva de piso inelásticas limites que pueda tener la estructura en cada piso debido a las fuerzas laterales provocadas por sismo. El diseñador debe de considerar que la estructura tiene secciones agrietadas para poder obtener valores máximos; Según NEC-15 el cálculo de deriva de piso debe incluir:

- i. Deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales.
- ii. Efecto de segundo orden P- $\Delta$ .

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (3-23)$$

Donde;

$\Delta_M$ : Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$ : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia.

Se debe cumplir la condición:  $\Delta_M < \Delta_M \text{máxima}$

Tabla 3.18: Configuración no recomendada en estructuras

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-15, Cap. 4, pág. 40

En lo que se refiere a secciones agrietadas para estructuras de hormigón armado tenemos los siguientes valores:

- A. 0.5  $I_g$  para Vigas.
- B. 0.8  $I_g$  para columnas.
- C. 0.6  $I_g$  para muros estructurales, y el valor de la inercia agrietada se la aplica solamente a los pisos en donde se presume se formen rotulas plásticas debido a fuerza sísmica severa.

### 3.10. Momento torsional.

Según NEC-15 la irregularidad en planta en una edificación es la que provoca que exista irregularidad torsional; es decir, que los momentos torsionales se producen por una mala distribución en planta de los elementos estructurales produciendo fallas por torsión debido al problema de asimetría en donde no coincidiría el centro de masa con el centro de gravedad. Para considerarse efectos de torsión debe hacerse un incremento a la torsión accidental a cada nivel de piso el cual se lo hace mediante un factor de amplificación torsional “ $A_x$ ”, su valor lo podemos obtener mediante la siguiente ecuación el cual no deberá exceder a 3.0:

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right]^2 \quad (3-24)$$

Donde;

$A_x$ : Factor de ampliación torsional.

$\delta_{max}$ : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel

x.

$\delta_{prom}$ : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

### 3.11. Efecto de segundo orden P-Δ:

El efecto P-Δ debe ser considerado en las dos direcciones principales de la estructuras para poder evaluar su estabilidad, debido a que este efecto afecta a las fuerzas internas, momentos y derivas de desplazamiento produciéndole un incremento en sus valores. Para saber si debemos de tomar en cuenta el efecto de P-Δ se tiene que calcular un factor llamado índice de estabilidad de piso “Qi” el cual su valor debe estar en un rango de 0.30 a 0.1, cuando el valor de Qi es superior a los 0.30 se determina que la estructura es potencialmente inestable y necesita rigidez, en cambio si su valor da menor que 0.10 los efector P-Δ no se consideraran en la edificación.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (3-25)$$

Donde;

Qi: Índice de estabilidad de piso i, es la relación entre el momento de segundo orden con el momento de primer orden.

Pi: 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.

Δi: Deriva de piso i calculada en el centro de masa del piso.

Vi: Cortante sísmico del piso i.

hi: Altura de piso i considerado.

Cuando Qi está en el rango entre 0.10 y 0.30 se determina un factor de mayoración que es el siguiente:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad (3-26)$$

Donde;

$f_{P-\Delta}$ : Factor de mayoración.

$Q_i$ : Índice de estabilidad de piso  $i$ .

## **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS CORTANTES EN UNA EDIFICACIÓN DE 7 NIVELES.**

### **4.1. Introducción.**

El presente capítulo se lo desarrollara de forma secuencial basándose en los criterios del código AI 318-14 y NEC-15; es decir, es la aplicación de los capítulos antes desarrollados, el proyecto se basa en el análisis y diseño de un sistema de muros cortantes para una edificación de hormigón armado de 7 niveles la cual va a estar ubicada en la ciudad de Guayaquil – Ecuador. El método a utilizarse en el análisis para la edificación es estático lineal y los resultados serán obtenidos por medio del programa para edificaciones Etabs.

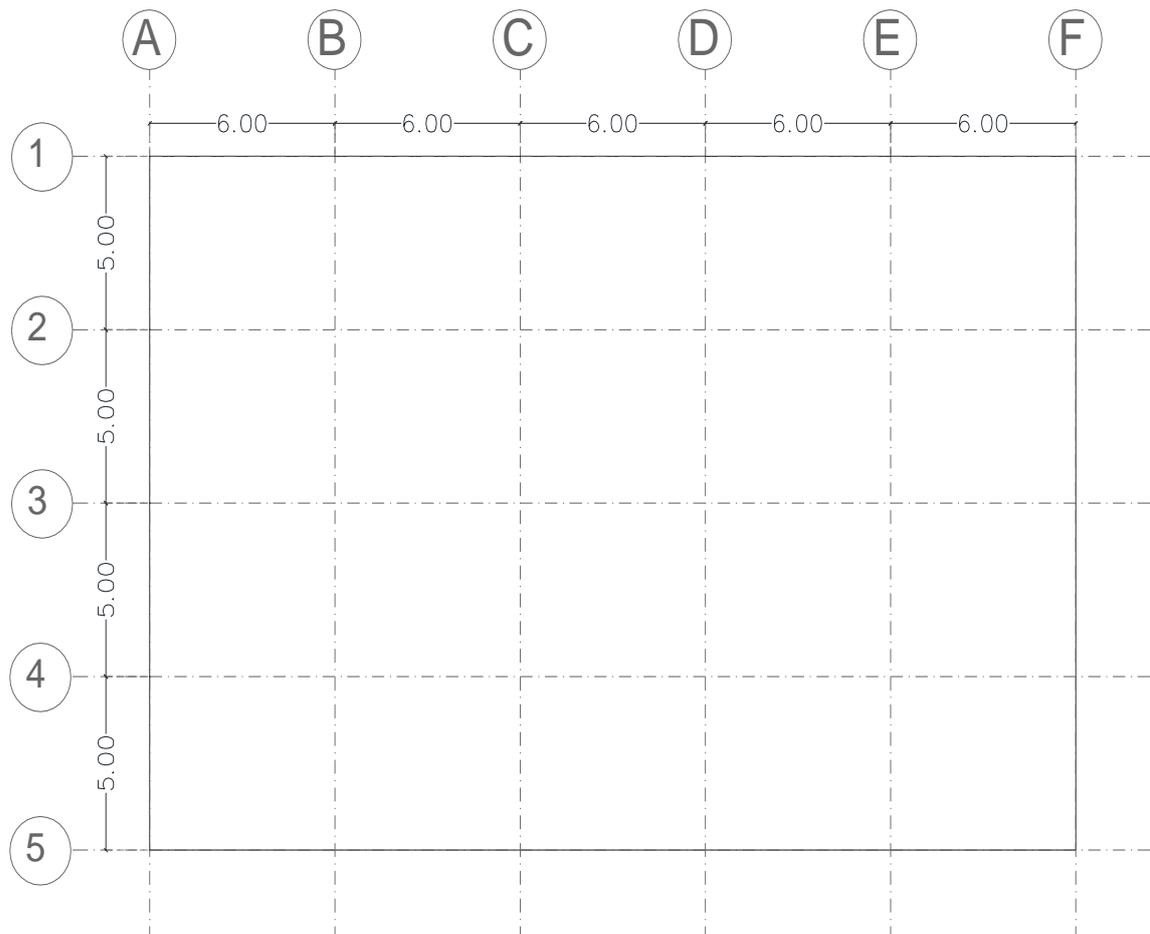
El punto de partida para poder empezar el análisis y diseño es idealizar un modelo estructural que tenga una óptima respuesta ante las solicitaciones impuestas como son la carga muerta, la carga viva y los efectos por sismo. Los elementos estructurales de la edificación como lo son vigas, columnas y losa van a ser determinados por medio de un pre-diseño el cual debe otorgarle a la estructura una aceptable resistencia y rigidez para que soporten las cargas antes mencionadas.

Luego de ya tener las secciones y distribución en planta y elevación de los elementos estructurales se procederá a colocar los muros cortantes de forma que no haga la estructura asimétrica y que los muros respondan de buena forma cumpliendo con los requisitos por modos de vibración y derivas de piso.

#### 4.2. Distribución en planta y elevación de la edificación.

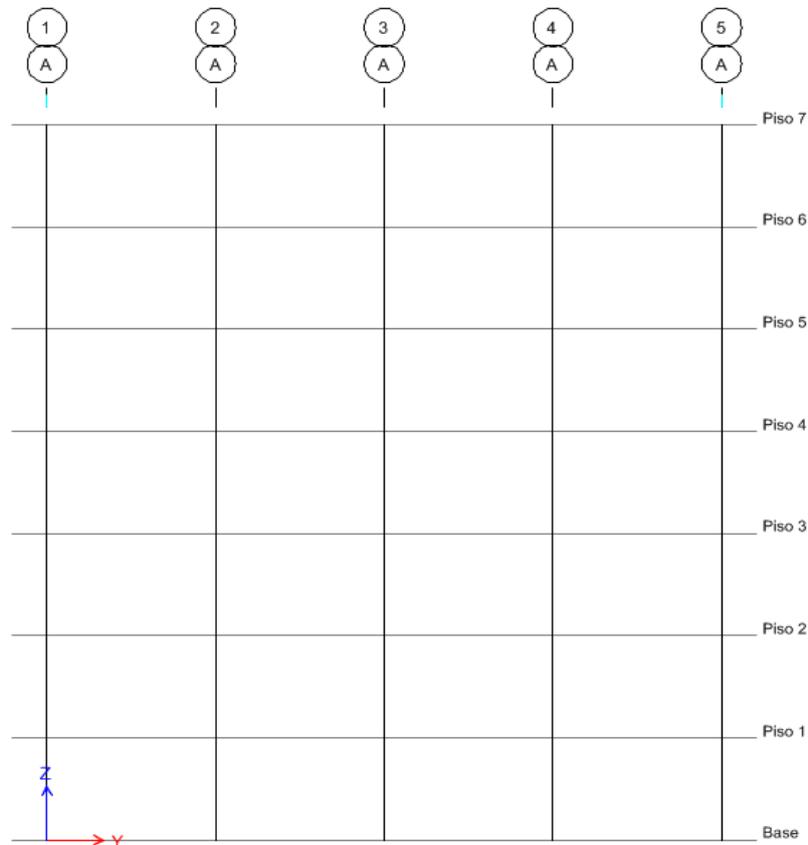
La edificación modelo que se va analizar y diseñar presenta una configuración regular tanto en planta como en elevación, su distribución en planta con respecto al sentido X es de 6 metros y en el sentido Y es de 5 metros; la elevación es de 3,50m. La distribución se la presenta a continuación:

*Fig. 4.1: Configuración en planta de la edificación modelo.*



*Fuente: Autoría propia.*

*Fig. 4.2: Configuración en elevación de la edificación modelo.*



*Fuente: Autoría propia.*

### **4.3. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales**

#### **4.3.1. Pre-dimensionamiento de losa**

Para poder empezar a realizar el pre-dimensionamiento de la losa debemos determinar el espesor de la losa se lo obtendrá según los requerimientos del código ACI 318-14 para espesores mínimos en losas alivianadas con vigas entre los apoyos en todas las direcciones, a continuación se anexará la tabla de espesores mínimos según el código la misma que se encuentra en unidades de sistema USA.

Tabla 4.1: Espesores mínimo en losas

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, $h$ , pulg.		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$\frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{200,000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) <sup>[2], [3]</sup>
		5.0	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$\frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{200,000} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) <sup>[2], [3]</sup>
		3.5	(e)

Fuente: ACI 318-14, Cap. 8, pág.104

El valor de promedio de la relación de rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa  $\alpha_{fm}$  será asumida debido a que estamos realizando un pre-dimensionamiento y no se podrá calcular los valores de  $\alpha_f$ .

$\alpha_{fm}$  asumido es de 0.2

Para la determinación del espesor mínimo según la tabla (4.1) se lo calculara por el ítem (b) pero en sistema mks.

$$h_{min} = \frac{L_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta \left[ \alpha_{fm} - 0.12 \left( 4 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \quad (4-1)$$

Donde;

$L_n$ : Luz libre en la dirección larga en cm, para nuestro caso  $L_n$  es 600cm.

$f_y$ : Resistencia a la fluencia del refuerzo, en nuestro caso  $f_y$  es 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

$\beta$ : Relación entre luz larga y luz corta.

$$\beta = \frac{\text{Luz larga}}{\text{Luz corta}}$$

$$\beta = \frac{6m}{5m} = 1.20$$

$$h_{min} = \frac{600 \left( 0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 5(1.2) \left[ 0.2 - 0.12 \left( 4 + \frac{1}{1.2} \right) \right]}$$

$$h_{min} = 20.11 \text{ cm}$$

El espesor mínimo es de 20.11 cm, este espesor nos va a servir de guía para nosotros poder escoger nuestro espesor el cual va a ser de 25 cm, la losa dispondrá de aliviamiento de 40x40 y de nervios de 10cm.

#### **4.3.2. Calculo de la carga muerta y viva que va actuar en la edificación.**

En toda estructura las cargas actuantes que va a tener para poder ser diseñadas son las cargas muertas y la carga viva. La carga muerta es el resultado de todos los pesos que actúan en la edificación de forma permanente como lo son los elementos estructurales, acabados, paredes, sobre-piso. La carga viva es en cambio todas las cargas que no son permanentes, es decir, el peso de las personas, los muebles, todas las cargas móviles; el valor de la carga viva va en función del tipo de edificación y el uso que esta va a tener, en nuestro caso es una edificación de uso residencial familiar que según el código NEC-15 el valor de la carga viva para residencias de uso familiar es de 200 kg/m<sup>2</sup> el cual va a ser el que adoptaremos para nuestro caso.

#### 4.3.2.1. *Calculo de la carga actuantes gravitacionales en la edificación.*

La determinación del peso propio de la losa va a ser lo primero que vamos a calcular según la losa escogida, el peso de la losa calculada será por metro cuadrado ( $m^2$ ).

Peso propio de la losa ( $m^2$ ):

<b>PESO DE LA LOSA</b>			
P. P. Losa	=	$2 * 0,10m * 0,20m * 1m * 2400 \text{ kg/m}^3$	= 96 kg/m <sup>2</sup>
Cajonetas	=	$0,40m * 0,20m * 1m * 2 * 850 \text{ kg/m}^3$	= 136 kg/m <sup>2</sup>
Capa de compresión	=	$0,05m * 1m * 1m * 2400 \text{ kg/m}^3$	= 120 kg/m <sup>2</sup>
<b>PESO TOTAL DE LA LOSA</b>			<b>= 352 kg/m<sup>2</sup></b>

El valor de la carga muerta en una edificación está dada por el peso propio de sus elementos estructurales como son vigas, losas y columnas; y por las cargas muertas sobre impuestas que son paredes, recubrimiento de pisos, enlucidos, peso de instalaciones. Para el valor de la carga muerta se considerara el valor de la carga muerta sobre impuesta debido a que el programa ETABS calcula el peso propio de los elementos estructurales.

Carga muerta sobre impuesta:

Debido a que en este proyecto no se tienen planos arquitectónicos con las distribuciones de paredes asumiremos el valor de la carga muerta debido al peso de las paredes, recubrimiento de piso con cerámica y enlucido; el valor de la cerámica la obtuvimos del NEC-15 del capítulo de cargas gravitacionales. A continuación presentaremos el valor total de la carga muerta sobre impuesta.

<b>CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA</b>	
Paredes	= 240 kg/m <sup>2</sup>
Cerámica	= 22 Kg/m <sup>2</sup>
Enlucido y Acabado	= 75 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL CM = 337 Kg/m<sup>2</sup></b>	

Los valores de cargas gravitacionales que introduciremos en el programa de Etabs para realizar la modelación, análisis y diseño son:

- I. Carga muerta sobre impuesta 337 kg/m<sup>2</sup>.
- II. Carga viva para una edificación cuyo destino es de vivienda familiar 200 kg/m<sup>2</sup>.

#### **4.3.3. Pre-dimensionamiento de vigas.**

El pre-dimensionamiento de las vigas lo haremos basándonos en los requerimientos del ACI, el resultado de las dimensiones de estas vigas las analizaremos cuando ingresemos los datos de secciones en la estructura por medio del programa Etabs ya que tienen que tener un comportamiento óptimo ante esfuerzos cortantes y flectores; según las dimensiones en planta se tendrán cargas trapezoidales para algunos casos de vanos y triangulares para otros.

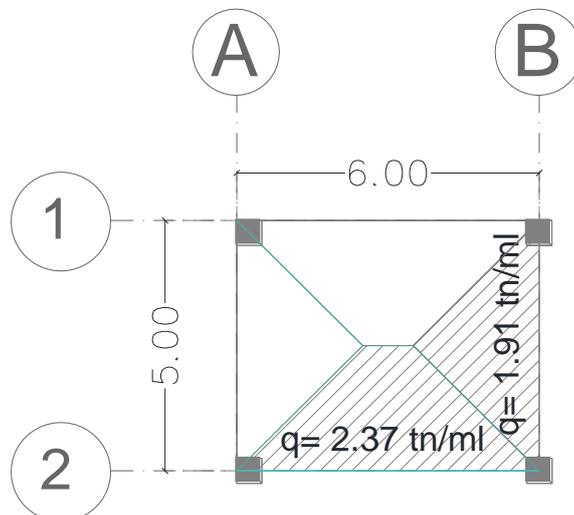
Uno de los factores indispensables para el pre-dimensionamiento de la viga es el cálculo del momento máximo que se podría presentar, este momento lo vamos a obtener por medio de lo dispuesto en el código ACI 318-14.

Tabla 4.2: Momentos aproximados para vigas continuas

Momento	Localización	Condición	$M_u$
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo <sup>(1)</sup>	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 10 pies (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Fuente ACI 318-14, Cap. 6, pág. 76

Los momentos en el eje con vanos más largos se encuentran distribuidos de la siguiente forma:



*Fig. 4.3: Distribución de cargas*

Calculo de los momentos presentados en la figura (4.3):

$$W_L = \frac{q * s}{3} * \left( \frac{3 - m^2}{2} \right)$$

Donde;

$W_L$ : Carga rectangular equivalente para el lado más largo.

$q$ : Carga por  $m^2$ .

$s$ : Lado mayor del paño.

$m$ : Relación entre el vano menor y el vano mayor.

Antes de obtener la carga equivalente rectangular calcularemos los valores de carga y relación entre vanos.

$$m = \frac{\text{Lado menor}}{\text{Lado mayor}}$$

$$m = \frac{5 m}{6 m} ; \text{donde } m = 0.8333$$

El valor de la carga por metro cuadrado será calculado por la ecuación de mayoración de cargas dispuesta por el ACI 318-14, los valores por carga muerta será la comprendida por el peso de la losa y sobre cargas impuestas las cuales ya fueron obtenidas. La carga muerta total  $D=689 \text{ kg}/m^2$  y la carga viva  $L=200 \text{ kg}/m^2$ .

$$q = 1.2 D + 1.6 L$$

$$q = 1.2 (689 \text{ kg}/m^2) + 1.6 (200 \text{ kg}/m^2)$$

$$q = 1146.8 \text{ kg}/m^2 \cong 1.15 \text{ ton}/m^2$$

Obtención de la carga equivalente del lado más largo para el cálculo de momentos:

$$W_L = \frac{1146.8 * 6}{3} * \left( \frac{3 - 0.833^2}{2} \right)$$

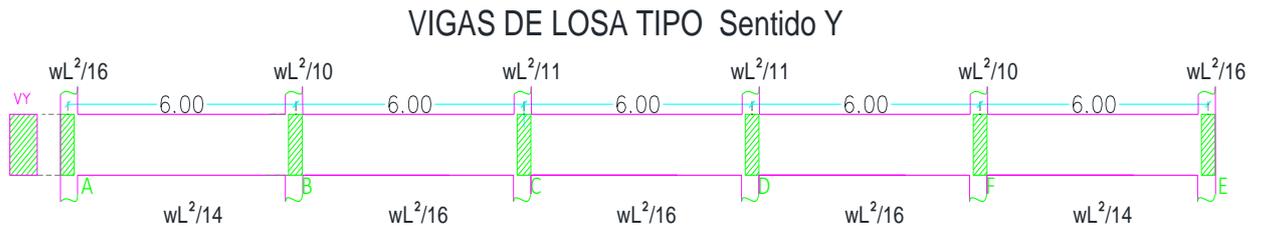
$$W_L = 2370.09 \text{ kg/ml} \approx 2.37 \text{ ton/ml}$$

Como tenemos dos secciones de cargas trapezoidales en el sentido del vano largo se multiplicara el valor de WL por dos para tener el W máximo recibido en el vano.

$$W_L = 2.37 \text{ ton/ml} * 2$$

$$W_L = 4.74 \text{ ton/ml}$$

Fig. 4.4: Sección tipo de corte de vigas en sentido Y.



Fuente: Autoría Propia

Determinación de los momentos, se anexara una tabla con los valores de los momentos obtenidos aplicando las ecuaciones de la figura (4.4) obtenidos de la tabla (4.2).

**MOMENTOS NEGATIVOS**

M1	M3	M5	M7	M9	M11
10,67	17,06	15,51	15,51	17,06	10,67

**MOMENTOS POSITIVOS**

M2	M4	M6	M8	M10
12,19	15,51	15,51	15,51	12,19

Se escogerá el valor de momento máximo  $M_u$  entre los momentos positivos y negativos calculados, el cual para el lado más largo el valor del momento máximo  $M_u$  es 17.06 ton-m.

De la misma manera calcularemos los valores de carga equivalente para el vano más corto el cual va a ser de una carga triangular.

Obtención de la carga equivalente del lado más cortó para el cálculo de momentos:

$$W_c = \frac{1146.8 * 5}{3}$$

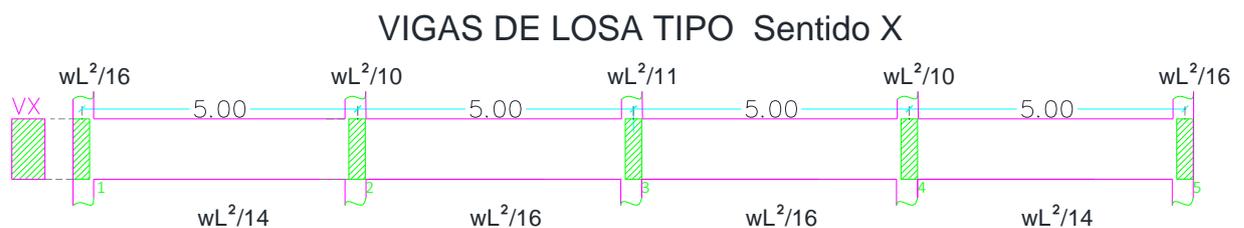
$$W_c = 1911.33 \text{ kg/ml} \approx 1.91 \text{ ton/ml}$$

Como tenemos dos secciones de cargas triangulares en el sentido del vano corto se multiplicara el valor de  $W_c$  por dos para tener el  $W$  máximo recibido en el vano.

$$W_c = 1.91 \text{ ton/ml} * 2$$

$$W_c = 3.82 \text{ ton/ml}$$

Fig. 4.5: Sección tipo de corte de vigas en sentido X.



Determinación de los momentos, se anexara una tabla con los valores de los momentos obtenidos aplicando las ecuaciones de la figura (4.5) obtenidos de la tabla (4.2).

**MOMENTOS NEGATIVOS**

M1	M3	M5	M7	M9
5,97	9,55	8,68	9,55	5,97

**MOMENTOS POSITIVOS**

M2	M4	M6	M8
6,82	8,68	8,68	6,82

Así mismo como lo hicimos anteriormente se escogerá el valor de momento máximo  $M_u$  entre los momentos positivos y negativos calculados, el cual para el lado más corto el valor del momento máximo  $M_u$  es 9.55 ton-m.

Procedemos a realizar el cálculo de la sección tentativa para cada momento  $M_u$ , para esto utilizaremos la ecuación de momento ultimo resistente en el cual voy a despejar el factor  $d$  para determinar la sección. Se utilizara para el cálculo un valor de  $f'_c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> y  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, el valor de  $\phi$  será 0.9 para elementos a flexión.

Determinación de la sección:

$$M_u = \phi * q * f'_c * b_w * d^2 * (1 - 0.59 * q)$$

Calculo de cuantías:

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{280}}{4200} \quad \text{donde} \quad \rho_{min} = 0.0032$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} ; \text{donde} \quad \rho_{min} = 0.0033$$

Cuantía de balance para obtener la de diseño:

$$\rho_d = 0.50\rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'c}{fy} * \frac{6100}{6100 + fy}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'c - 28}{fy} \right) ; \text{el valor de } f'c \text{ es ingresado en MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{28 - 28}{fy} \right) ; \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 280}{4200} * \frac{6100}{6100 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.028$$

Según cuantía de diseño por ACI 318-14:

$$\rho_d = 0.50\rho_b$$

$$\rho_d = 0.50(0.028)$$

$$\rho_d = 0.014$$

Con el valor de la cuantía de diseño obtendremos el valor de  $q$  en el siguiente procedimiento:

$$q = \rho_d * \frac{fy}{f'c} , \text{reemplazando valores tendremos } q = 0.014 * \frac{4200}{280}$$

$$q = 0.21$$

De la ecuación de momento resistente obtendremos  $d$  según el despeje de fórmula queda la expresión siguiente:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * q * f'c * b_w * (1 - 0.59(q))}}$$

El valor de bw será asumido para poder obtener el d, obtendremos primero el valor de d para el momento máximo Mu en el lado más largo Mu=17.06 ton-m.

$$d = \sqrt{\frac{17.06 * 10^5}{0.9 * 0.21 * 280 * b_w * (1 - 0.59(0.21))}}$$

$$d = \sqrt{\frac{36796.42}{b_w}} ; \text{adoptaremos valores de } b_w \text{ para tener una sección optima.}$$

SECCIONES DE LA VIGA	
bw	d
25	38,365
30	35,022
40	30,330

Adoptaremos para el lado mayor secciones de viga guiándonos en los resultados de b=30cm y H= 45cm.

Obtendremos ahora siguiendo los mismos pasos el valor de d para el momento máximo Mu en el lado más corto Mu=9.55 ton-m.

$$d = \sqrt{\frac{9.55 * 10^5}{0.9 * 0.21 * 280 * b_w * (1 - 0.59(0.21))}}$$

$$d = \sqrt{\frac{20598.23}{b_w}} ; \text{adoptaremos valores de } b_w \text{ para tener una sección optima.}$$

SECCIONES DE LA VIGA	
bw	d
25	28,704
30	26,203
40	22,693

Como ya tenemos los valores de las secciones del lado más largo las usaremos como guía para nuestro pre-dimensionamiento de los lados más cortos debido a que este es un procedimiento directo y probablemente las secciones obtenidas no pasen el análisis en Etabs por lo cual escojo secciones de viga corta similares a las de viga larga debido a que solo tienen la diferencia de un metro en sus distancias y se quiere lograr una simetría en sus elementos estructurales; por lo tanto adoptamos  $b=30$  y  $H=40$ .

#### 4.3.4. Pre-dimensionamiento de columnas.

Se consideró el libro del Ing. Roberto Morales “*Diseño de Concreto Armado*” el cual está concordado con el ACI para el pre-dimensionamiento de columnas. Según el capítulo 11 del texto pre-dimensionamiento de vigas y columnas se escogió el procedimiento de pre-dimensionamiento de columnas, el procedimiento dado por este texto se basa en investigaciones realizadas en colapso de edificaciones por actuación de sismos severos en donde las columnas fallan por aplastamiento y fuerzas cortantes. Se desea que la columna presente una falla dúctil, las secciones que obtengamos serán revisadas y posteriormente diseñadas en el programa Etabs, en caso de no ser suficientes las secciones se cambiarán a modo de que sean óptimas para un buen desempeño. Para obtener las secciones el texto proporciona una ecuación la cual fue resultado de investigaciones de comportamiento de columnas ante sismos.

$$bD = \frac{P}{n * f'c}$$

Donde;

bD: Dimensión de la columna de análisis en cm.

P: Carga total que soporta la columna en kg.

n: factor que depende del tipo de columna a ser dimensionado.

*Tabla 4.3: Valores de n y P según el tipo de columna*

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.30$
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de pórticos interiores	$P = 1.25 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P = 1.50 P_G$ $n = 0.20$

*Fuente: Roberto Morales, Cap. 11, pág. 128*

Calculo del pre-dimensionamiento:

Carga Muerta CD= 689 kg/m<sup>2</sup>

Carga Viva CL= 200 kg/m<sup>2</sup>

$$PG = CD + CL$$

PG es el peso total de las cargas gravitacionales que soporta la columna.

$$PG = 689 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg/m}^2$$

$$PG = 889 \text{ kg/m}^2$$

## I. Cálculo para las columnas exteriores internas:

$A_t$  = Área tributaria de la columna dependiendo de su ubicación.

$$A_t = \frac{(6 + 6)}{2} * \frac{5}{2}$$

$$A_t = 15 \text{ m}^2$$

Teniendo el área tributaria ya podremos determinar el valor del peso que está actuando en la columna.

$$P = PG * A_t$$

$$P = 889 \text{ kg/m}^2 * 15\text{m}^2 ; \text{ donde el valor de } P = 13335 \text{ kg}$$

Teniendo estos datos ya podemos calcular la sección tentativa por la ecuación.

$$bD = \frac{P}{n * f'c}$$

Para columnas exteriores internas el valor de  $P=1.25PG$  y  $n=0.25$ ; esto según la tabla

(4.3). Procedemos a reemplazar valores y tenemos:

$$bD = \frac{1.25(13335 * 7)}{0.25 * 280} ; \text{ como resultado tenemos } bD = 1666.88 \text{ cm}^2$$

El valor de  $PG$  se lo multiplica por 7 debido al número de pisos actuantes en la columna.

Considerando que  $b=D=t$  obtenemos la sección.

$$t = \sqrt{bD} ; \text{ en donde obtenemos } t = \sqrt{1666.88\text{cm}^2}$$

$$t = 40.82 \text{ cm}$$

El valor que obtuvimos según este procedimiento para las columnas exteriores internas es de 45x45. De la misma manera calcularemos para las columnas interiores de forma más directa.

## II. Cálculo de las Columnas interiores

Para las columnas interiores tenemos un valor de  $P=1.10PG$  y de  $n=0.30$ , el área bruta para las columnas interiores cambia de acuerdo a su ubicación.

$$A_t = \frac{(6 + 6)}{2} * \frac{(5 + 5)}{2}$$

$$A_t = 30 \text{ m}^2$$

$$P = 889 \text{ kg/m}^2 * 30\text{m}^2 ; \text{ donde el valor de } P = 26670 \text{ kg}$$

$$bD = \frac{1.10(26670 * 7)}{0.30 * 280} ; \text{ como resultado tenemos } bD = 2444.75 \text{ cm}^2$$

Considerando que  $b=D=t$  obtenemos la sección.

$$t = \sqrt{bD} ; \text{ en donde obtenemos } t = \sqrt{2444.75 \text{ cm}^2}$$

$$t = 49.44 \text{ cm}$$

El valor que obtuvimos según este procedimiento para las columnas internas es de 50x50. Para tener una tentativa calcularemos las columnas posibles para los últimos 4 pisos.

### III. Cálculo tentativo para columnas en los últimos pisos

Para las columnas interiores en los últimos cuatro pisos tenemos un valor de  $P=1.10PG$  y de  $n=0.25$ , el área bruta para las columnas interiores cambia de acuerdo a su ubicación.

$$A_t = \frac{(6 + 6)}{2} * \frac{(5 + 5)}{2}; \text{Donde } A_t = 30 \text{ m}^2$$

$$P = 889 \text{ kg/m}^2 * 30\text{m}^2 ; \text{donde el valor de } P = 26670 \text{ kg}$$

$$bD = \frac{1.10(26670 * 4)}{0.30 * 280} ; \text{como resultado tenemos } bD = 1676.4 \text{ cm}^2$$

Considerando que  $b=D=t$  obtenemos la sección.

$$t = \sqrt{bD} ; \text{en donde obtenemos } t = \sqrt{1676.4 \text{ cm}^2}$$

$$t = 40.94 \text{ cm}$$

El valor aproximado que obtuvimos según este procedimiento para las columnas internas en los últimos 4 pisos es de 40x40. A continuación presentaremos una tabla en donde resumiremos las dimensiones de los elementos losa, viga y columnas antes pre-dimensionados.

Tabla 4.4: Secciones de los elementos Pre-dimensionados

<b>SECCIONES PRE-DIMENSIONADAS</b>					
<b>PISO</b>	<b>LOSA</b>	<b>VIGA</b>		<b>COLUMNAS</b>	
		<b>SENTIDO X</b>	<b>SENTIDO Y</b>	<b>EXTERIORES INTERNAS</b>	<b>INTERIORES</b>
N 0+3,50	25 CM	30 X 45 CM	30 X 40 CM	45 X 45 CM	50 X 50 CM
N 0+7,00	25 CM	30 X 45 CM	30 X 40 CM	45 X 45 CM	50 X 50 CM
N 0+10,50	25 CM	30 X 40 CM	30 X 40 CM	40 X 40 CM	45 X 45 CM
N 0+14,00	25 CM	30 X 40 CM	30 X 40 CM	40 X 40 CM	45 X 45 CM
N 0+17,50	25 CM	25 X 35 CM	25 X 35 CM	35 X 35 CM	40 X 40 CM
N 0+21,00	25 CM	25 X 35 CM	25 X 35 CM	35 X 35 CM	35 X 35 CM
N 0+24,50	20 CM	25 X 35 CM	25 X 35 CM	30 X 30 CM	30 X 30 CM

*Fuente: Autoría Propia*

Para lograr tener un buen diseño sismo resistente se tomara en cuenta la condición columna fuerte viga débil el cual se lo revisara según el ACI-318-14 en donde hace mención la condición que el factor de relación de esfuerzos tiene que ser menor que la unidad, se podrá hacer este análisis más adelante en el programa Etabs.

#### **4.3.5. Pre-dimensionamiento de muros.**

Para el pre-dimensionamiento de muros cortante no existe en si un procedimiento establecido o una ecuación que lo determine, esto más depende del diseñador y del calculista de que sección o espesor de muro escoja. En el caso de este proyecto asumiré un espesor de 30 cm el cual va a ser analizado y revisado en el programa de Etabs.

#### **4.4. Modelado de la estructura en el programa ETABS.**

A fin de realizar el análisis y diseño de la edificación se va a modelar en el programa de ETABS un edificio de 7 niveles en el que constan como elementos estructurales los pórticos tradicionales que lo forman vigas, columnas y losas; además de estos elementos también va a constar con una distribución de muros cortantes o también conocidos como muros estructurales. La edificación va a tener un  $f'c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> para todos sus elementos y un  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

El edificio va a ser diseñado para la ciudad de Guayaquil, presentando un tipo de suelo C y un valor de zona sísmica de V en el que el factor de zona sísmica Z es igual a 0.40. Las secciones de columnas, vigas, losa y muro serán las que se pre-dimensionaron anteriormente, las cuales tienen que ser chequeadas ante las solicitaciones impuestas como carga muerta, carga viva y cargas por sismo. De ser el caso que no cumplan con los requerimientos mínimos cambiaremos sus secciones en el programa interactivamente hasta lograr obtener el comportamiento deseado según requerimientos del ACI 318-14 y NEC-15. Otros de los factores a ser evaluados son las derivas de piso que se pueden presentar y los periodos de vibración en la estructura.

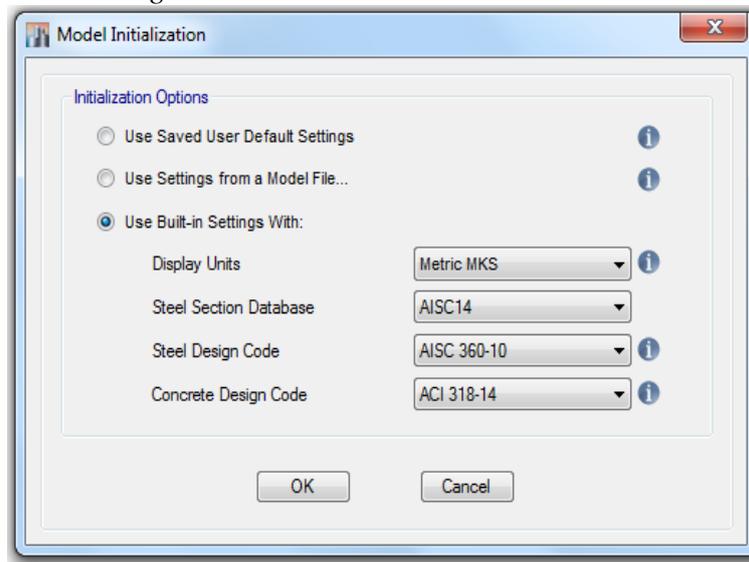
#### **4.5. Procedimientos de modelación en el programa Etabs.**

Se realizara paso a paso la modelación estática de la edificación para luego ser analizadas.

### 4.5.1. Creación del modelo

Como primer paso presentaremos la página de inicio del programa Etabs versión 15. Para crear el modelo de edificación nos ubicaremos en la opción file y presionaremos en la opción *new model* y nos aparecerá una página de entrada donde nos pedirá el programa en que sistema vamos a trabajar y con qué normas. En nuestro caso trabajaremos para el concreto con la norma ACI 318-14 y con sistema de unidades mks.

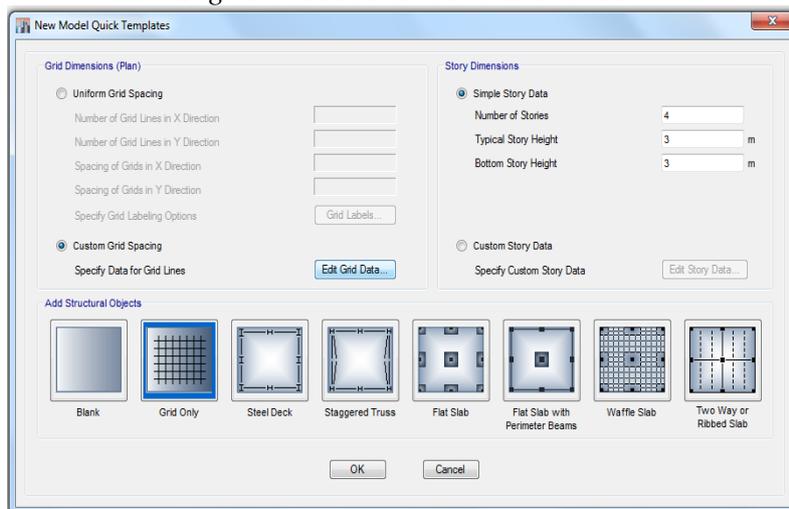
*Fig. 4.6: Selección de normas de diseño.*



*Fuente: Software Etabs.*

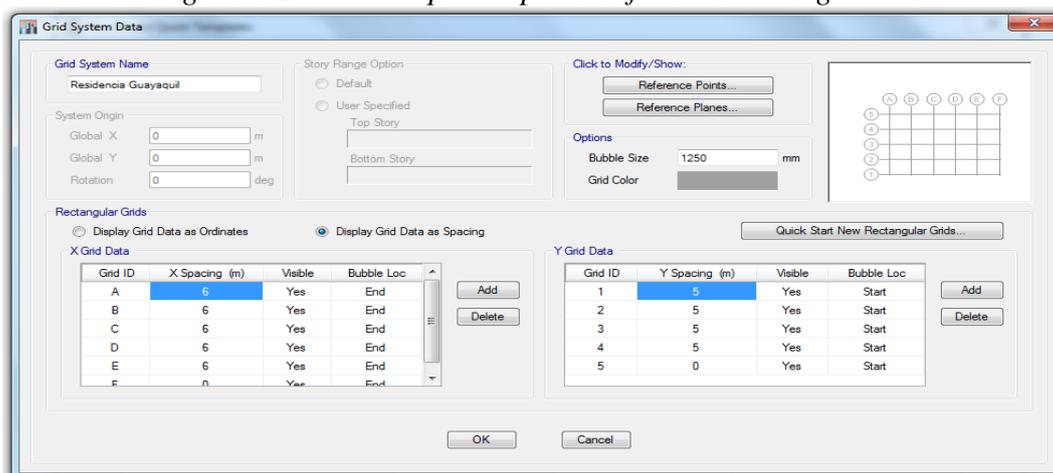
Luego de haber seleccionado la normativa con la que se va a diseñar presionamos ok y nos aparecerá otra ventana en donde crearemos el modelo de la edificación en planta y elevación, como nuestra estructura no presenta sus lados iguales tendremos que editarlos con la opción *Edit Grip Date*, la estructura tendrá 6 distancias en el sentido X y 5 en el sentido Y, la elevación en los pisos será igual para todos con un valor de elevación de 3,50m.

Fig. 4.7: Creación de la estructura



Fuente: Software Etabs.

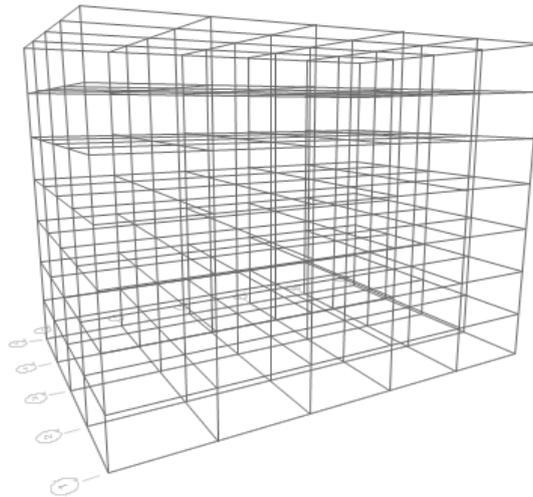
Fig. 4.8: Editor de espacios para edificaciones irregulares.



Fuente: Software Etabs.

Ya teniendo todos los valores editados tanto en planta como en elevación, presionamos el comando *Grid Only* la cual sirve para iniciar desde cero y presionamos OK. El programa nos muestra una configuración de dos ventanas, una ventana la parte tridimensional y la otra lo que corresponde a la planta. Ahora ya teniendo nuestra distribución vamos a ir incorporando sistemáticamente los tipos de materiales, las secciones; pero antes de eso debe verificar las unidades en las que se encuentra el programa.

Fig. 4.9: Grid de la edificación.

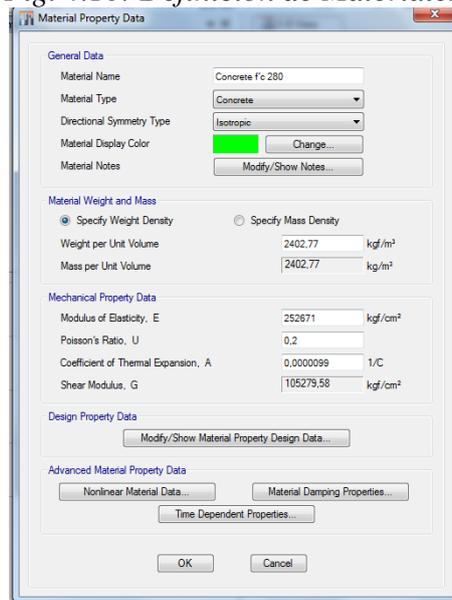


Fuente: Software Etabs.

#### 4.5.2. Creación de materiales y secciones.

Para poder crear los materiales tenemos que ir al comando *Define – Material Properties – add new material*; crearemos los materiales del concreto y acero a ser utilizados. En la fig (4.10) se muestra la introducción de materiales en la ventana de *add new material properties*, para el concreto se utilizara  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  y  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .

Fig. 4.10: Definición de Materiales.

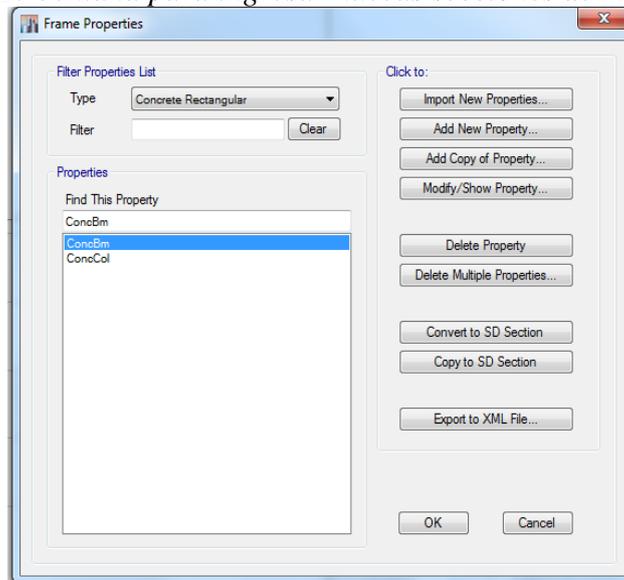


Fuente: Software Etabs.

Cuando definamos el material del concreto el módulo de elasticidad  $E = 15100\sqrt{f'c}$ , en el caso de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  el  $E = 252671$ .

Las secciones se crean siguiendo la secuencia *Define – section propertie - frame section*. Se utilizaran las secciones ya calculadas en el pre-dimensionamiento. Una vez que aparezca la ventana se escogerá el tipo de sección para concreto rectangular en *Type* y le daremos clic en *add new propertie* y creamos las secciones tanto para columnas y vigas; en el caso de losa y muros se los crea con otra opción que más adelante la mostraremos.

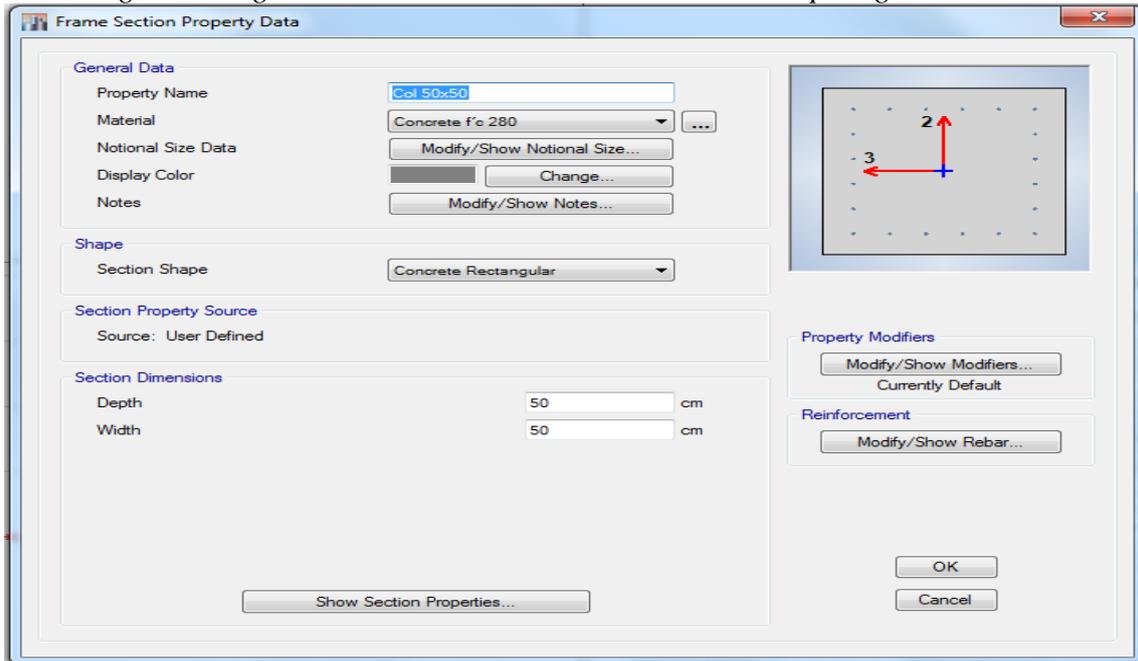
*Fig. 4.11: Ventana para ingresar nuevas secciones de materiales.*



*Fuente: Software Etabs.*

Como ejemplo en la figura (4.12) se muestra la ventana donde se dimensiona el elemento, el comando *Reinforcement* sirve para determinar si es columna o es viga y poder ingresar datos como recubrimientos, en caso de columnas se puede ingresar datos de número de barras a utilizar, diámetros de las barras y la condición de ser chequeado o ser diseñado.

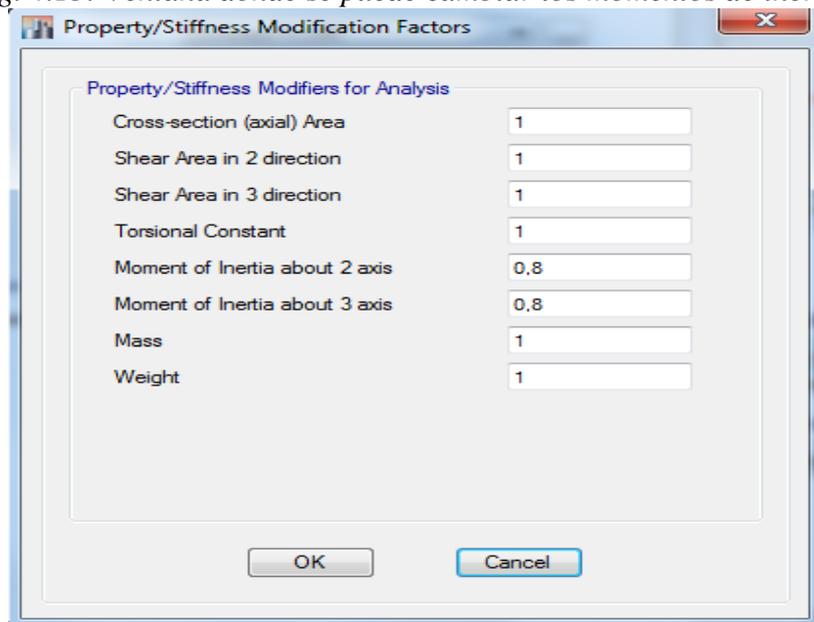
Fig. 4.12: Ingreso de datos de secciones de elementos tipo viga o columna.



Fuente: Software Etabs.

El comando *Property Modifiers* nos permite ingresar secciones de inercia agrietadas para los elementos vigas y columnas. Según NEC-15 para columna se debe considerar el momento de inercia en la dirección 2 y 3 con el coeficiente 0.8 y para vigas con el coeficiente 0.5, tal como lo mencionamos en el capítulo 3 del proyecto.

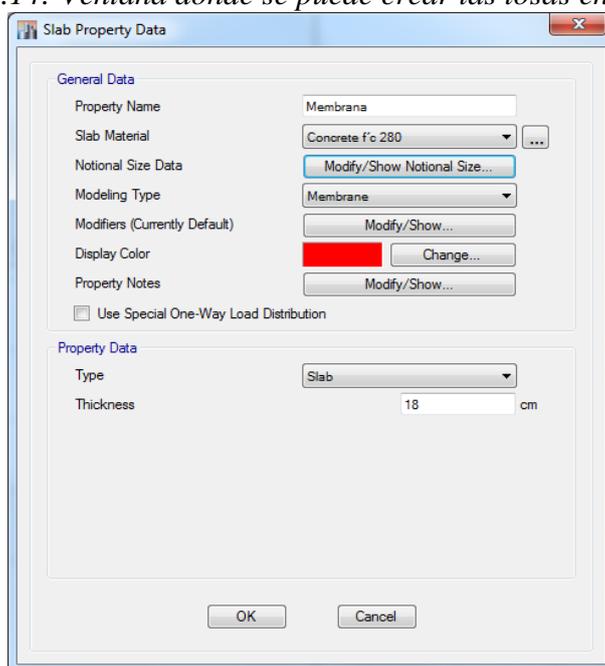
Fig. 4.13: Ventana donde se puede cambiar los momentos de inercia.



Fuente: Software Etabs.

Una vez ya creadas las secciones de columnas y vigas, pasaremos a la creación de la losa siguiendo los pasos *Define – section propertie – Slab section*; de esta forma crearemos la losa de tipo membrana debido a que va a implicar tener una distribución tributaria a las vigas en base a triángulos y trapecios de una manera simplificada de aplicar las cargas, según el pre-dimensionamiento el espesor de la losa alivianada es de 25cm la que es equivalente a 18 cm para elementos tipo membrana.

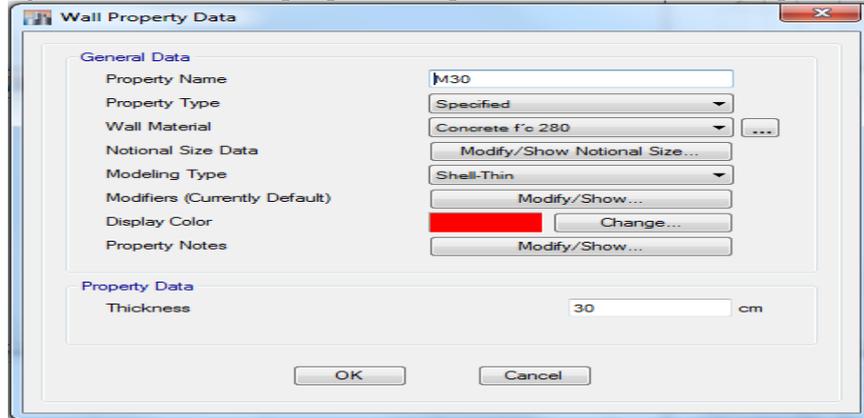
*Fig. 4.14: Ventana donde se puede crear las losas en Etabs.*



*Fuente: Software Etabs.*

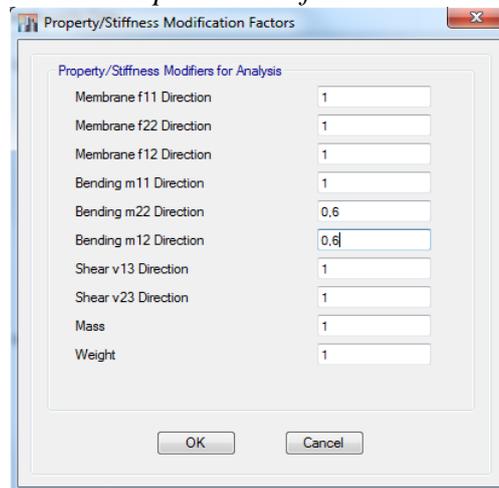
Los muros son considerados elementos Wall en el Etabs, los pasos para crear estos elementos son *Define – section propertie – Wall section*, el espesor del muro considerado es de 30 cm y va a ser definido como un elemento tipo Shell, el  $f'c$  para muros es de 280 kg/cm<sup>2</sup>. Según el NEC-15 se debe también considerar secciones agrietadas de muros de corte o estructurales en los dos primeros pisos en donde el valor es 0.6 de la inercia gruesa, los valores se los puede cambiar en el comando *Modify/show*. Se crean dos muros debido al caso de agrietamiento uno que llamaremos M30A para los dos primeros pisos y M30B para los restantes.

Fig. 4.15: Ventana de propiedades para crear un elemento tipo Wall.



Fuente: Software Etabs.

Fig. 4.16: Ventana en donde se puede modificar la sección agrietada en muros.

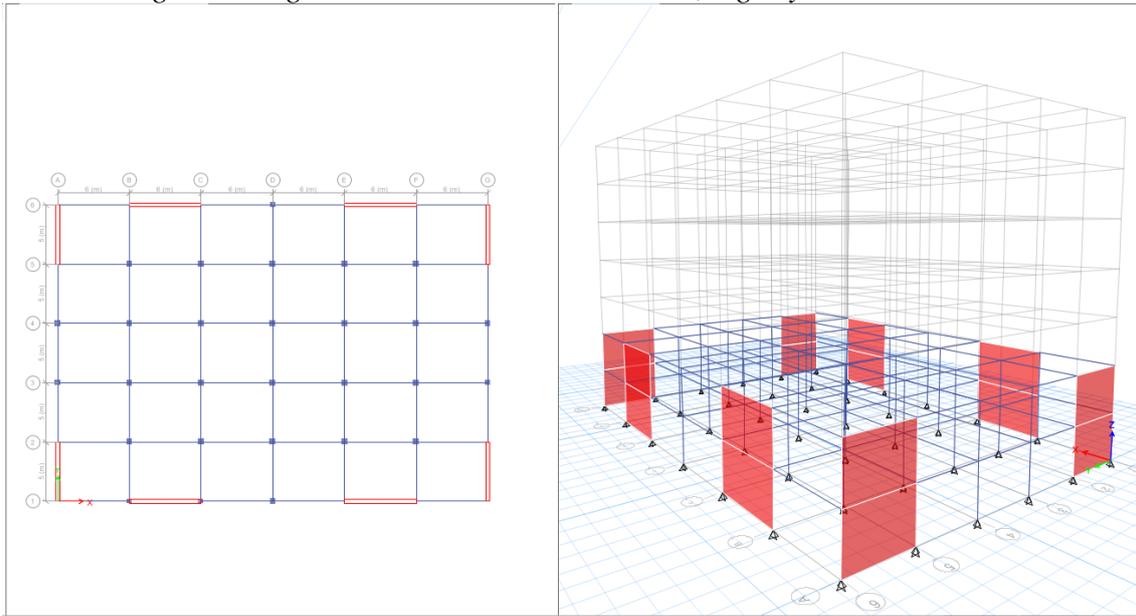


Fuente: Software Etabs.

### 4.5.3. Incorporación de las secciones a los elementos estructurales.

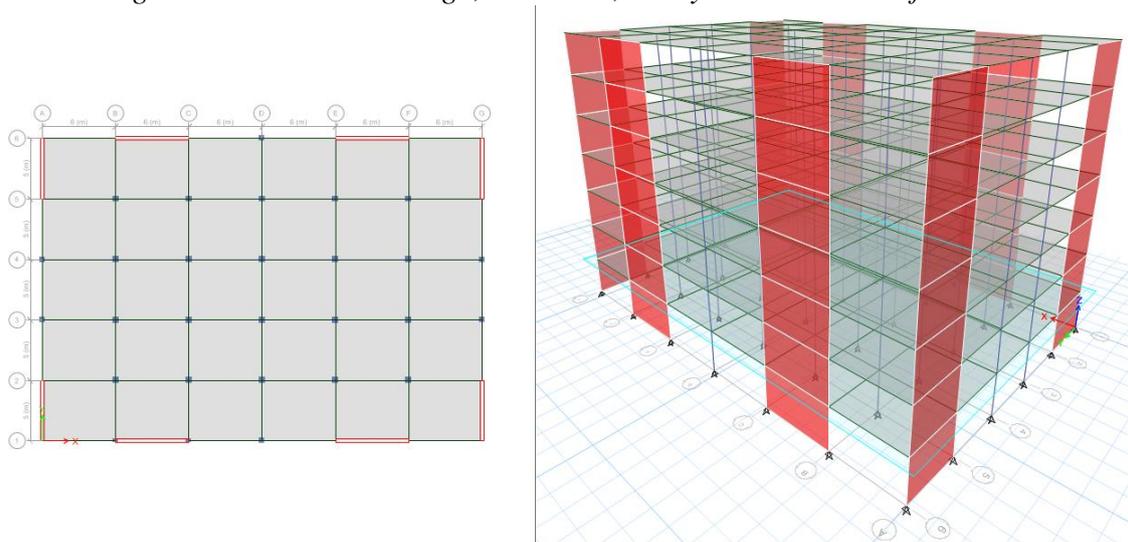
Ya teniendo definidos materiales y secciones de los elementos estructurales pasamos al siguiente paso el cual corresponde a la incorporación de todas las secciones de columnas, vigas, losa y muro que fueron definidas. Se dibujara los elementos por medio de los comando de dibujo *DRAW*.

Fig. 4.17: Ingreso de secciones de columnas, vigas y muros en Etabs.



Fuente: Software Etabs.

Fig. 4.18: Secciones de Viga, columnas, losa y muros de la edificación.



Fuente: Software Etabs.

Fig. 4.19: Comandos DRAW para el dibujo de secciones.

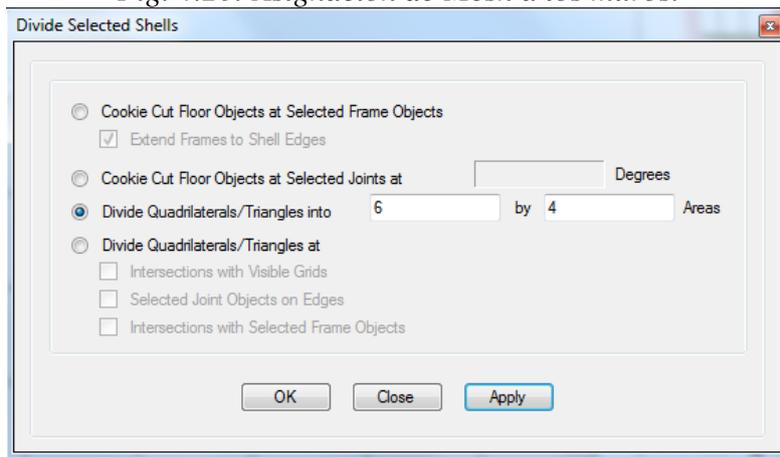


Fuente: Software Etabs.

#### 4.5.4. Asignación de Mesh a muros.

Algo que es necesario totalmente aplicar es el *Mesh* a los muros ya que ellos deben ser analizados a través del método de elemento finitos para la asignación de este comando lo primero que vamos hacer es seleccionar los muros y después *Edit-Edit Shell-Divide Shell*.

Fig. 4.20: Asignación de Mesh a los muros.

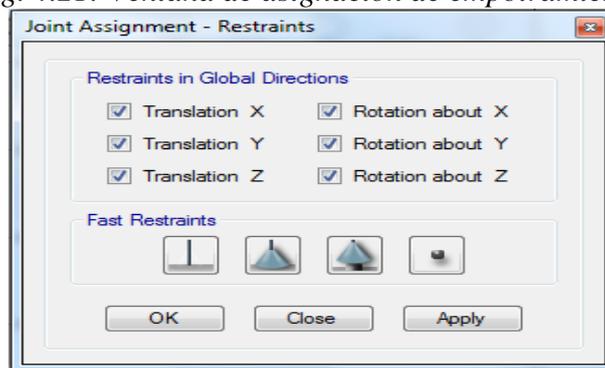


Fuente: Software Etabs.

#### 4.5.5. Restricciones en la base de la edificación.

Por defecto en la base de la edificación se tiene articulaciones, pero en el caso de diseño de estructura la base tiene que estar empotrada, para poder cambiar este vínculo nos dirigimos a la base de la estructura la seleccionamos y sigue los pasos *Assign – Joint – Restraints* y escogemos empotramiento.

Fig. 4.21: Ventana de asignación de empotramiento.



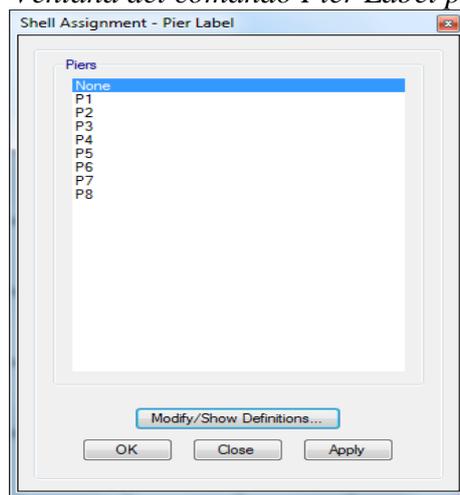
Fuente: Software Etabs.

Teniendo las secciones colocadas en toda la estructura finaliza el modelamiento de la edificación, después del modelamiento sigue las asignaciones de cargas gravitacionales, cargas sísmicas, inclusión de espectro de diseño para después poder hacer el análisis de la estructura y pasar a la etapa final de diseño.

#### 4.5.6. Definir el muro como elemento Pier.

Se le asigna etiquetas Pier a los muros con el objetivo de que el programa me dé resultados de esfuerzos cortantes, flexiones que se vayan a producir en el elemento. La asignación de pier se hace dirigiéndose al comando *Assign – Shell – Pier Label*, algo que se debe de tomar en consideración es que cada muro tendrá un pier diferente.

Fig. 4.22: Ventana del comando Pier Label para muros.



Fuente: Software Etabs.

### 4.6. Asignaciones de carga.

#### 4.6.1. Asignación de cargas gravitacionales.

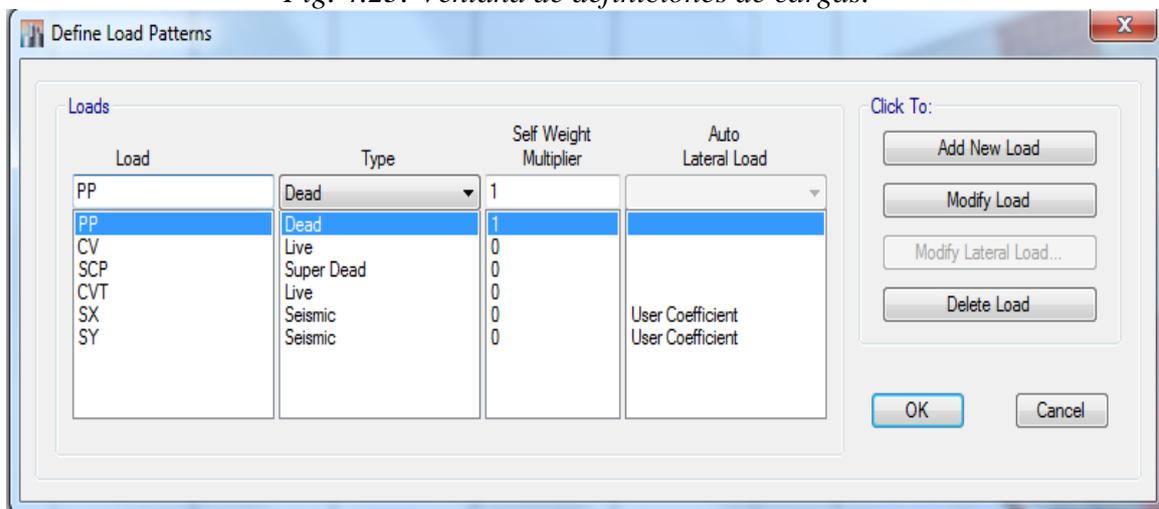
Las cargas a considerar para la asignación en la estructura son las cargas gravitacionales, y las cargas por sismos. Las cargas gravitacionales tienen sus propios valores los cuales viene dado por:

- I. Carga muerta CD= Peso propio de la estructura

- II. Carga Viva CV= 200 kg/m<sup>2</sup> para una edificación destinada a vivienda.
- III. Sobre Carga Permanente SCP= 337 kg/m<sup>2</sup>.
- IV. Carga viva de Techo CVT= 150kg/m<sup>2</sup>.

El ingreso de estas cargas tiene la secuencia *Define – Load Patterns* y seleccionamos este último comando en donde nos aparecerá la siguiente ventana.

Fig. 4.23: Ventana de definiciones de cargas.



Fuente: Software Etabs.

De seguido para asignar estas cargas en la estructura nos dirigimos a *Select-Select-Properties-Slad Sections* y escogemos el elemento membrana y lo seleccionamos para todos los niveles, seguido de este paso vamos a ingresar las cargas en la losa seleccionando cada piso sin incluir el techo, la secuencia para asignar cargas es *Assign-Shell loads-uniform*. Después de haber asignado las cargas viva y la permanente nos ubicaremos en el techo para asignar su carga.

Fig. 4.24: Ventana de ingreso de cargas uniformes gravitacionales.



Fuente: Software Etabs.

#### 4.6.2. Asignación de cargas sísmica.

Antes de asignar la carga por sismo se tiene que calcular el coeficiente del cortante basal por medio del procedimiento antes desarrollado en el capítulo 3 de este proyecto.

Calculo de cortante basal

$$V = \frac{I S_a(Ta)}{R \phi_p \phi_e} W$$

Para el desarrollo del cortante basal tenemos los valores de los siguientes términos, basándonos en la norma NEC-15:

- I. Se tendrá un tipo de suelo C.
- II. la zona sísmica es V con un factor de sismo  $z=0.40$ .
- III. Importancia de la estructura  $I=1$ .
- IV. Factor de reducción de resistencia estructural  $R= 8$ .
- V. coeficientes  $\phi_p$  y  $\phi_e=1$ .
- VI.  $F_a= 1.20$ ;  $F_d=1.11$ ;  $F_s=1.11$ .

El espectro elástico de diseño en aceleraciones se lo obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Por el primer método se calcula el periodo de vibración que depende de la geometría, altura, secciones de la estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha ; \text{Donde } h_n = 3.5 * 7 = 24.5m$$

Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales y para otras estructuras basados en muros estructurales y mampostería estructural  $C_t = 0.055$  y  $\alpha = 0.75$

$$T = 0.055 * 24.5^{0.75} ; \text{Obtenemos } T = 0.605\text{seg}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55(1.11) * \frac{1.11}{1.20} ; \text{Resolviendo tenemos } T_c = 0.565$$

Se aplicara la segunda ecuación de  $S_a$ :

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } 0.605 > 0.565$$

Los factores  $n = 1.80$  para la costa y  $r = 1$  para toda clase de suelos excepto E.

$$S_a = 1.80 * 0.40 * 1.20 * \left(\frac{0.565}{0.605}\right)^1$$

$$S_a = 0.806$$

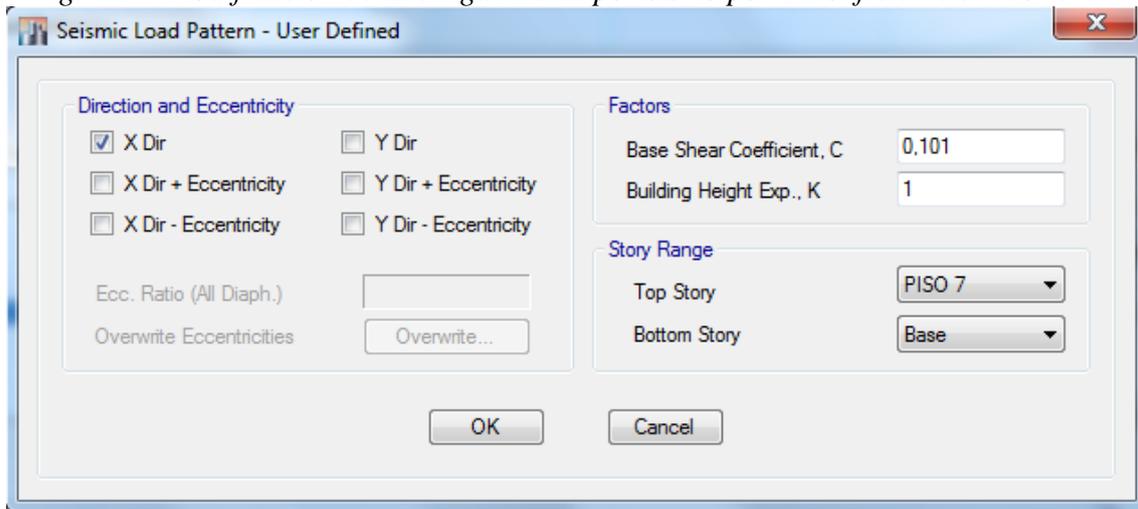
Obtenemos el cortante Basal

$$V = \frac{1 * 0.806}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.101W$$

El coeficiente que se va aplicar para el cortante basal es 0.101, se crean las cargas por sismo en X y Y siguiendo la secuencia para cargas gravitacionales solo que en esta vez se va a modificar las cargas laterales por el coeficiente del cortante basal y para hacer esto tenemos que dar click al comando *Modify lateral load*.

*Fig. 4.25: Modificación de la carga lateral por sismo por el coeficiente del cortante.*

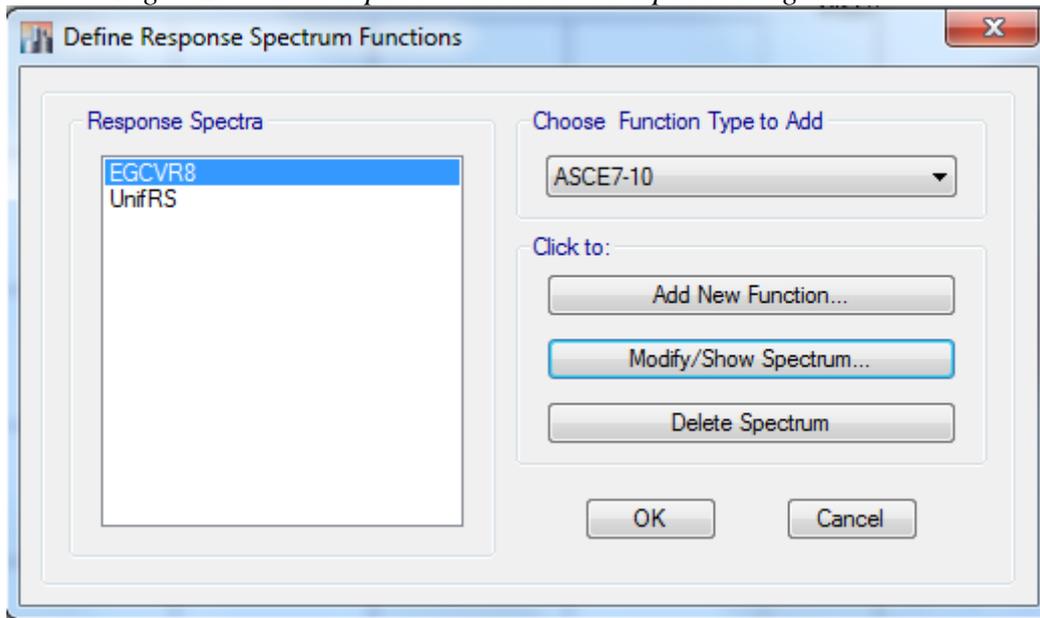


*Fuente: Software Etabs.*

#### **4.6.3. Determinación del espectro de diseño elástico por aceleraciones.**

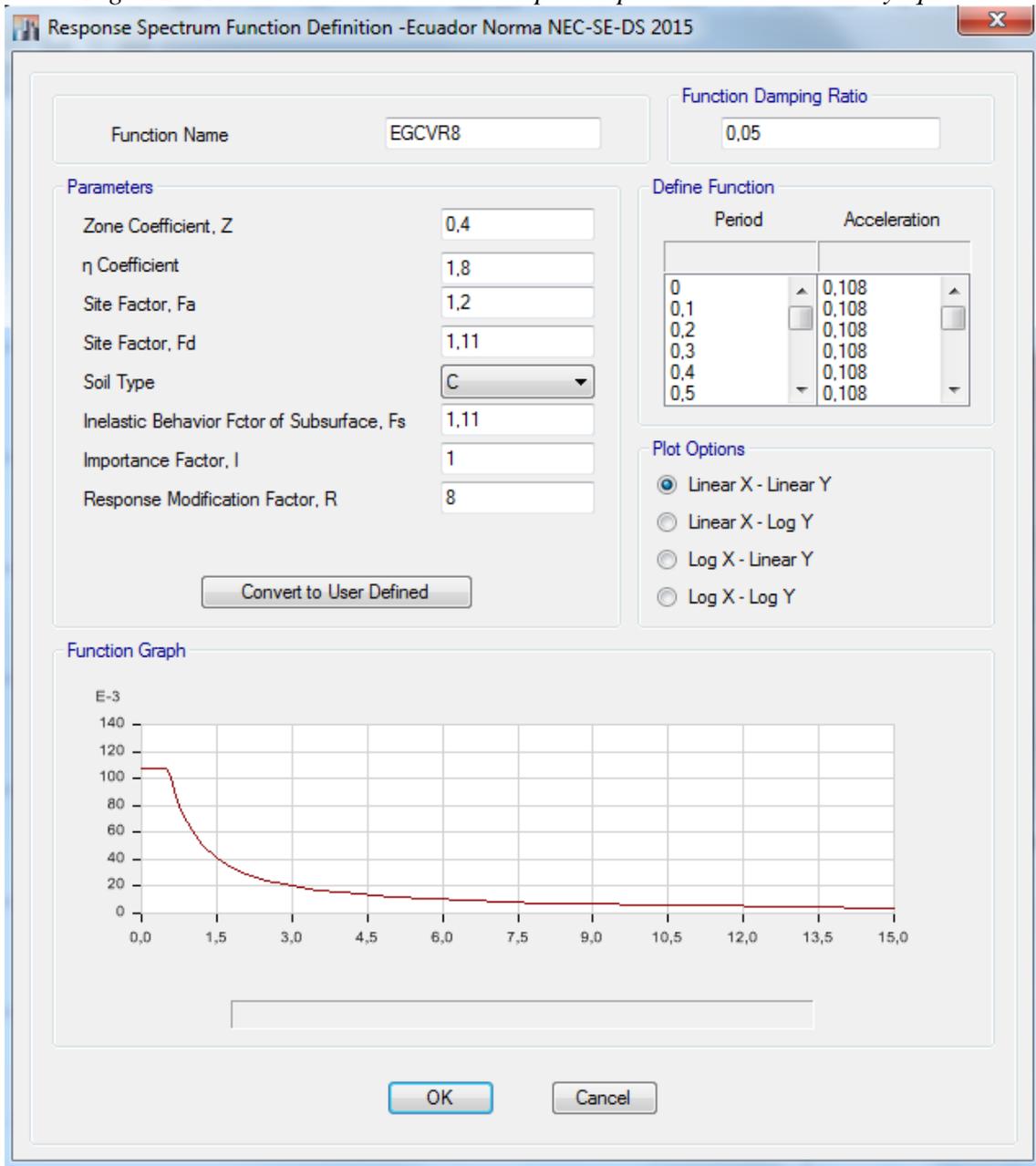
El programa de Etabs versión 15 ayuda a poder calcular el espectro de diseño directamente sin necesidad de ingresar datos de tablas tabuladas. El procedimiento para obtener el espectro de diseño en este proyecto será el siguiente *Define-Functions-Response spectrum*-Se escoge la norma del país en nuestro caso *NEC-2015-Add New function* y se procede a ingresar los datos según zona sísmica, tipo de suelo, coeficientes  $F_a$ - $F_d$ - $F_s$  y los demás factores que te piden dependiendo del país en donde se diseñe.

Fig. 4.26: Ventana para la creación de espectros según normas.



Fuente: Software Etabs.

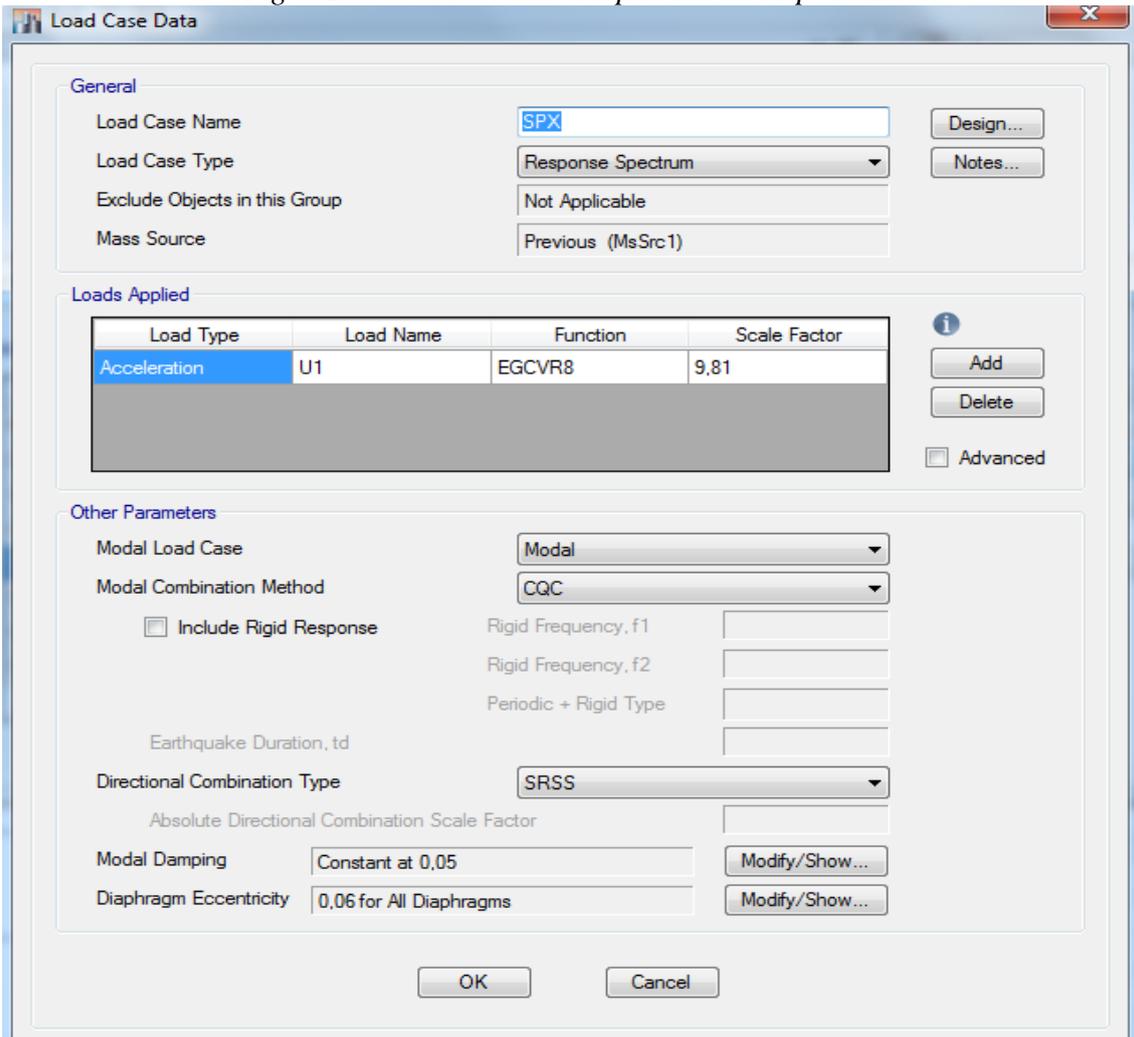
Fig. 4.27: Resultado del cálculo del espectro para la ciudad de Guayaquil.



Fuente: Software Etabs.

Se procede después de haber obtenido el espectro de diseño se tiene que definir el estado de respuesta para dicho espectro en donde se va a considerar según la norma NEC-15 un factor de amortiguamiento crítico de 0.05 para edificaciones de hormigón armado. Se procede entonces a seguir la secuencia *Define-Load case*.

Fig. 4.28: Creación de los espectros de respuestas.



Fuente: Software Etabs.

Se multiplica por el valor de la gravedad  $9.81\text{m/seg}^2$  al espectro para afectarlo, se utiliza CQC que es la combinación cuadrática completa y SRSS que es la combinación direccional.

#### 4.6.4. Introducción de combinaciones de carga.

El código ACI 318-14 en el capítulo 5 podemos encontrar las combinaciones de cargas para el diseño en la tabla (4.5) se presenta las combinaciones de carga según

ACI 318-14, las combinaciones que utilizaremos son la ecuación (5.3.1a, 5.3.1b, 5.3.1e y 5.3.1g).

*Tabla 4.5: Combinaciones de Carga*

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	$D$
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	$L$
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	$W$
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	$E$
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	$W$
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	$E$

*Fuente: ACI 318-14, Cap. 5, pág. 65*

Para nuestra edificación tendremos 14 combinaciones de cargas descritas en la tabla (4.6), se creara una envolvente para observar el comportamiento de la edificación con todas las combinaciones de carga.

*Tabla 4.6: Combinaciones de carga a usar en la edificación*

<b>COMBINACIONES DE CARGA</b>	
<b>COMBO 1</b>	1,2PP+1,2SCP
<b>COMBO 2</b>	1,2PP+1,2SCP+1,6CV+1,6CVT
<b>COMBO 3</b>	1,2PP+1,2SCP+1SX+1CV+1CVT
<b>COMBO 4</b>	1,2PP+1,2SCP-1SX+1CV+1CVT
<b>COMBO 5</b>	1,2PP+1,2SCP+1SY+1CV+1CVT
<b>COMBO 6</b>	1,2PP+1,2SCP-1SY+1CV+1CVT
<b>COMBO 7</b>	0,9PP+0,9SCP+1SX
<b>COMBO 8</b>	0,9PP+0,9SCP-1SX
<b>COMBO 9</b>	0,9PP+0,9SCP+1SY
<b>COMBO 10</b>	0,9PP+0,9SCP-1SY
<b>COMBO 11</b>	1,2PP+1,2SCP+1SPX+1CV+1CVT
<b>COMBO 12</b>	1,2PP+1,2SCP+1SPY+1CV+1CVT
<b>COMBO 13</b>	0,9PP+0,9SCP+1SPX
<b>COMBO 14</b>	0,9PP+0,9SCP+1SPY

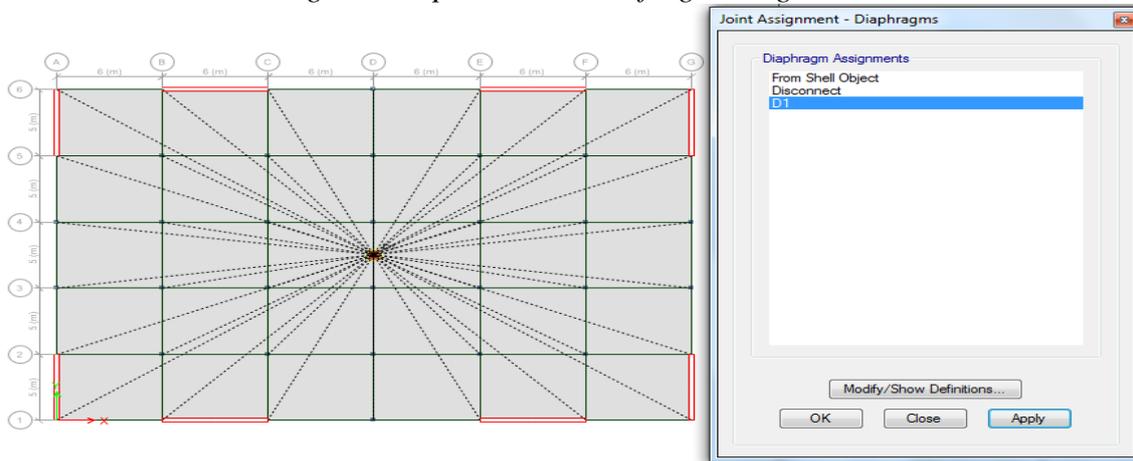
*Fuente: Autoría Propia.*

En donde PP es el peso propio, SCP es la carga sobre impuesta del piso, CV la carga viva de la edificación, CVT es la carga de techo, SX es el sismo en el sentido X, SY es el sismo en el sentido Y, SPX es el espectro en el sentido X y SPY es el espectro en el sentido Y.

#### 4.7. Aplicación del diafragma rígido.

Para poder aplicar los diafragmas a la losa nos ubicaremos en la losa del primer nivel y seguimos los siguientes pasos *Assign-Joint-Diaphragms* y seleccionamos los diafragma D1 el cual es rígido, este procedimiento lo hacemos piso por piso sistemáticamente y con el mismo D1 debido que la losa es la misma en todos los niveles de la estructura.

Fig. 4.29: Aplicación de diafragmas rígidos.

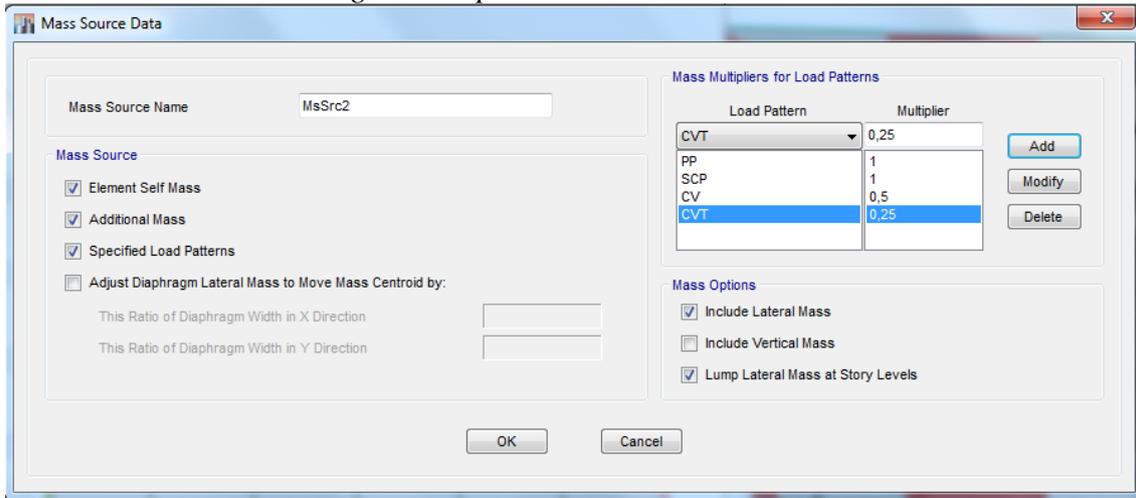


Fuente: Software Etabs.

#### 4.8. Mass Source.

Se va a definir el mass source que es la fuente de masa, esto es como vamos a transformar las cargas a masa; en la cual adoptaremos que lo haga load pattern y que transforme todas las cargas gravitacionales. Este paso sigue la siguiente secuencia *Define-Mass Source*.

Fig. 4.30: Aplicación del Mass Source.

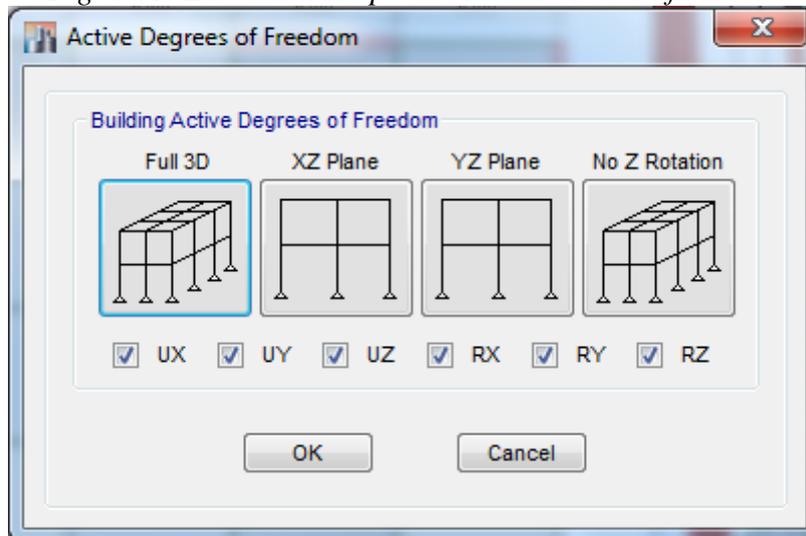


Fuente: Software Etabs.

#### 4.9. Set Analisis Options.

Para el set análisis options vamos a incluir un análisis dinámico, que se lo va a realizar tridimensional, como sabemos son 7 niveles de 3 grados de libertad por nivel por el diafragma rígido.

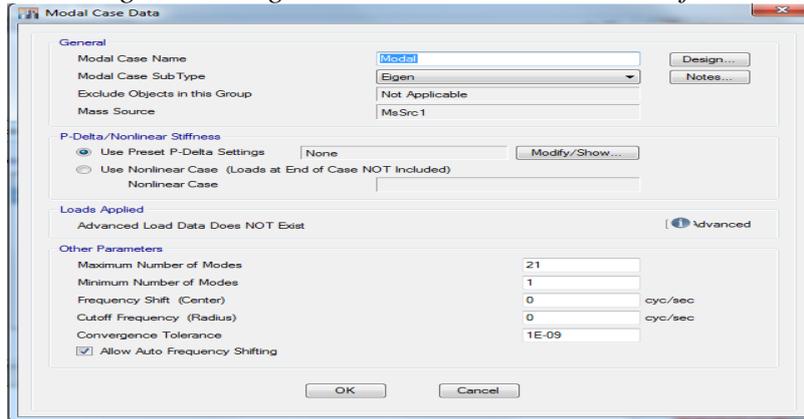
Fig. 4.31: Elección del tipo de análisis en la edificación.



Fuente: Software Etabs.

Se tiene para el análisis modal 21 formas modales las mismas que van a ser ingresadas en el programa mediante los comandos *Define-Modal case-Modify*.

Fig. 4.32: Asignación de los 21 modos del edificio



Fuente: Software Etabs.

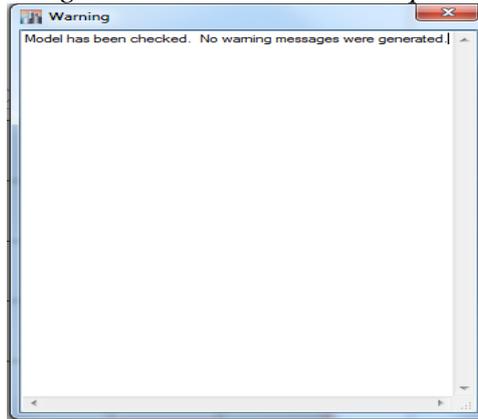
De esta manera ya podemos analizar la estructura la cual ya se le ha asignado las cargas, el espectro, diagramas rígidos, masas. Antes de analizar utilizamos el comando Check model el cual nos ayuda a ver si tenemos algún error o alguna inconsistencia y si no tenemos ningún error podremos correr la estructura.

Fig. 4.33: Selecciones que deseamos que nos chequee para ver si no hay errores.



Fuente: Software Etabs.

*Fig. 4.34: Resultado del Chequeo*



*Fuente: Software Etabs.*

Una vez chequeada la estructura ya podemos realizar el análisis, en el cual se presionara el comando Run Analisis.

#### **4.10. Obtención de resultado del análisis.**

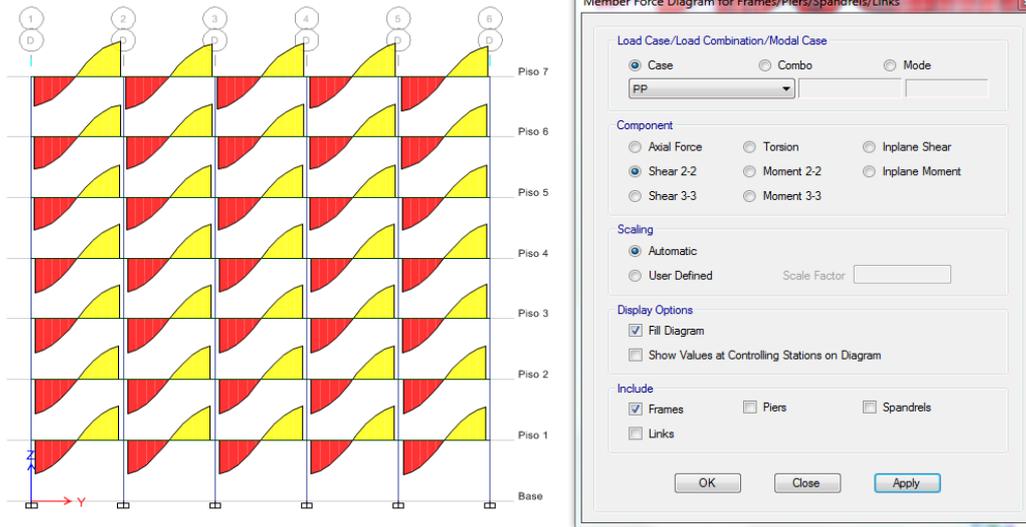
Ya habiendo analizado la estructura por medio del programa Etabs, vamos a obtener gráficos de momentos, de esfuerzos cortantes y flexión, las que se han obtenido mediante el ingreso de combinaciones de cargas. Para el diseño de los elementos estructurales utilizaremos los máximos valores que nos den del resultado del análisis pero antes de eso se tienen que revisar los siguientes parámetros:

- I. Revisar la deriva de piso que se estén provocando en cada piso y calcular la deriva máxima que se presente en la edificación la cual se va a comparar con la deriva máxima según código NEC-15.
- II. Modos de vibración en la estructura mediante el análisis modal en donde se verificara que este participando más del 90% de la masa de la estructura.

III. Verificación de los desplazamiento de los puntos ya sean traslacionales o rotacionales.

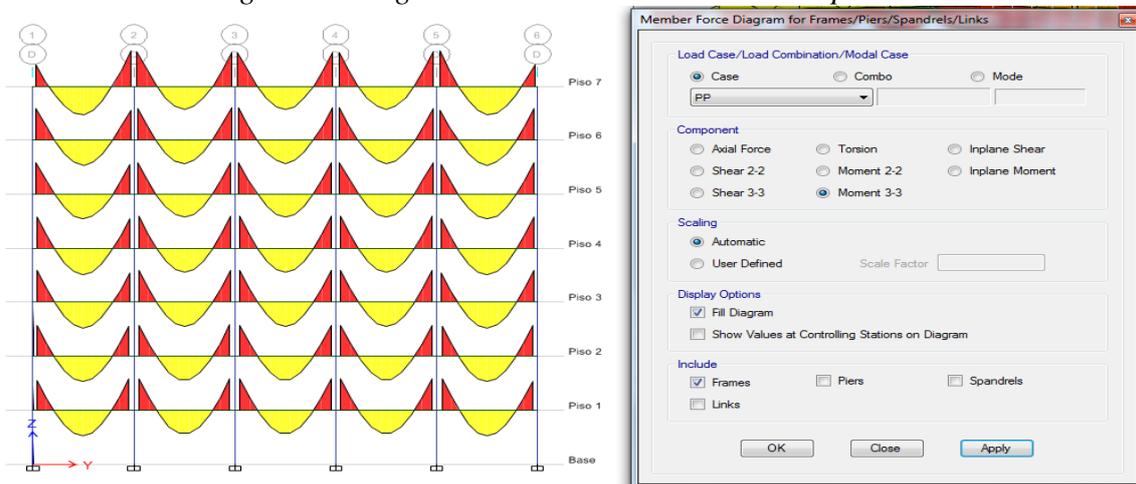
Tenemos algunos diagramas de fuerzas y momentos desarrollados por la estructura.

Fig. 4.35: Diagramas Cortante resultante en un pórtico.



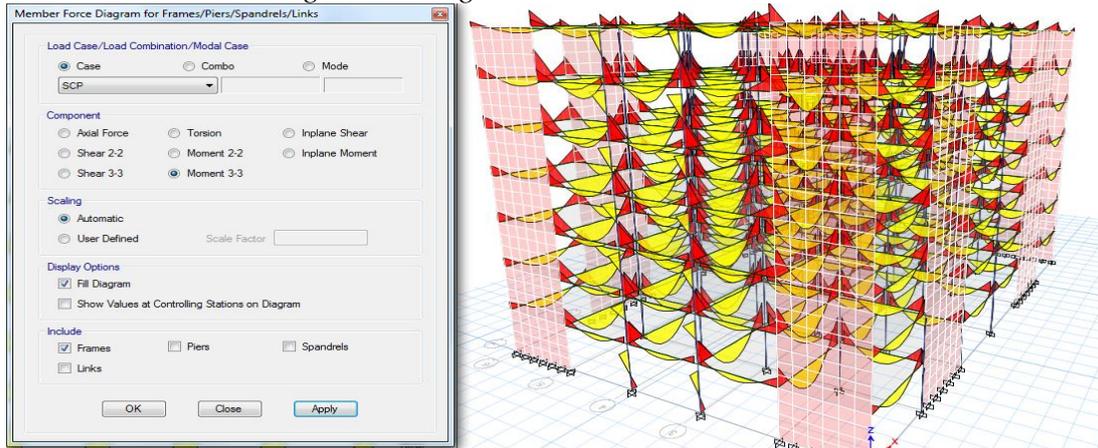
Fuente: Software Etabs.

Fig. 4.36: Diagrama Momento resultante en un pórtico.



Fuente: Software Etabs.

Fig. 4.37: Diagrama Momento en vista 3D.

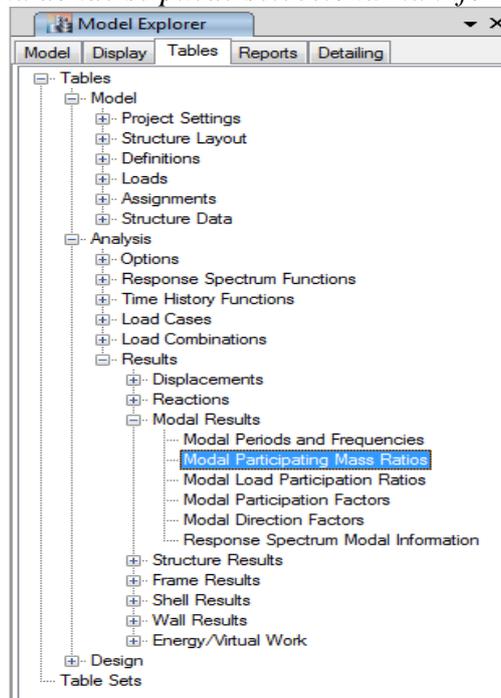


Fuente: Software Etabs.

#### 4.10.1. Modos de Vibración de la estructura.

Se revisa los modos de vibración en las tablas que facilita el programa después del análisis, este software es de mucha ayuda ya que nos presenta los resultados en tablas que se las pueden exportar a Excel. Para poder ver la tabla donde nos de los periodos y la masa participativa el software cuenta con una ventana de acceso rápido para revisarlas.

Fig. 4.38: Ventana donde se puede seleccionar la información requerida.



Fuente: Software Etabs.

Tabla 4.7: Modos de vibración y masa participativa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0,711	0	0,671	0	0	0,6708	0	0,36	0	0	0,3595	0	0
Modal	2	0,589	0,671	0	0	0,6711	0,6708	0	0	0,359	0	0,3595	0,3591	0
Modal	3	0,449	0	0	0	0,6711	0,6708	0	0	0	0,666	0,3595	0,3591	0,6662
Modal	4	0,157	0	0,21	0	0,6711	0,8802	0	0,341	0	0	0,7	0,3591	0,6662
Modal	5	0,128	0,216	0	0	0,887	0,8802	0	0	0,352	0	0,7	0,7112	0,6662
Modal	6	0,093	0	0	0	0,887	0,8802	0	0	0	0,216	0,7	0,7112	0,8824
Modal	7	0,069	0	0,073	0	0,887	0,953	0	0,166	0	0	0,8656	0,7112	0,8824
Modal	8	0,058	0,071	0	0	0,9577	0,953	0	0	0,165	0	0,8656	0,8765	0,8824
Modal	9	0,044	0	0,029	0	0,9577	0,9823	0	0,082	0	0	0,947	0,8765	0,8824
Modal	10	0,041	0	0	0	0,9577	0,9823	0	0	0	0,072	0,947	0,8765	0,9545
Modal	11	0,038	0,027	0	0	0,9844	0,9823	0	0	0,076	0	0,947	0,9526	0,9545
Modal	12	0,034	0	0,013	0	0,9844	0,9953	0	0,038	0	0	0,9852	0,9526	0,9545
Modal	13	0,03	0,012	0	0	0,9959	0,9953	0	0	0,035	0	0,9852	0,9872	0,9545
Modal	14	0,029	0	0,004	0	0,9959	0,9993	0	0,013	0	0	0,9978	0,9872	0,9545
Modal	15	0,027	0	5E-04	0	0,9959	0,9997	0	0,002	0	0	0,9992	0,9872	0,9545
Modal	16	0,027	0,003	0	0	0,9993	0,9997	0	0	0,011	0	0,9992	0,9978	0,9545
Modal	17	0,026	0	0	0	0,9993	0,9997	0	0	0	0,029	0,9992	0,9978	0,983
Modal	18	0,025	3E-04	0	0	0,9996	0,9997	0	0	0,001	0	0,9992	0,9989	0,983
Modal	19	0,02	0	0	0	0,9996	0,9997	0	0	0	0,012	0,9992	0,9989	0,9952
Modal	20	0,018	0	0	0	0,9996	0,9997	0	0	0	0,004	0,9992	0,9989	0,9988
Modal	21	0,017	0	0	0	0,9996	0,9997	0	0	0	4E-04	0,9992	0,9989	0,9991

Fuente: Autoría Propia.

Cuando se alcanza prácticamente el 100% en los valores de SumX y SumY significa que la solución dinámica incluyo toda la masa participativa posible de nuestra edificación, según los valores de la tabla nuestra edificación llega al 100% de la masa participativa lo que es bueno, seguido del análisis de la masa participante vamos ahora a revisar si la edificación presenta rotación esto se verifica siempre en los dos primeros modos de vibración ya que son los más elevados que tenemos, la comparación se lo hace en que dos primero valores de SumRZ sean menores al 10% de los valores de SumUX y UY. A simple vista se puede observar en la tabla (4.7) que en el primer modo no hay rotación y de igual forma en el segundo ya que el valor es igual a 0 y el valor del 10% de SumX= 0.678 es 0.066, como nos podemos fijar Sum RZ en el segundo modo es menor que el 10% del Valor de Sum para ese modo.

El periodo de vibración se lo revisara de la siguiente manera:

- I. Se calculara el periodo T de toda la edificación mediante la ecuación siguiente, el resultado ya fue obtenido en el cálculo del coeficiente del cortante basal:

$$T = C_t h_n^\alpha ; \text{Donde } h_n = 24.5m$$

Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales y para otras estructuras basados en muros estructurales y mampostería estructural  $C_t = 0.055$  y  $\alpha = 0.75$

$$T = 0.055 * 24.5^{0.75} ; \text{Obtenemos } T = 0.606\text{seg}$$

Según los modos de vibración el periodo máximo es  $T_1 = 0.761$ ; se debe cumplir la siguiente ecuación para cumplir con el periodo permitido.

$$T < T_1 < 1,40T$$

$$0.606 < 0.711 < 0.848 ; \text{OK.}$$

#### **4.10.2. Verificación de la deriva de piso máxima.**

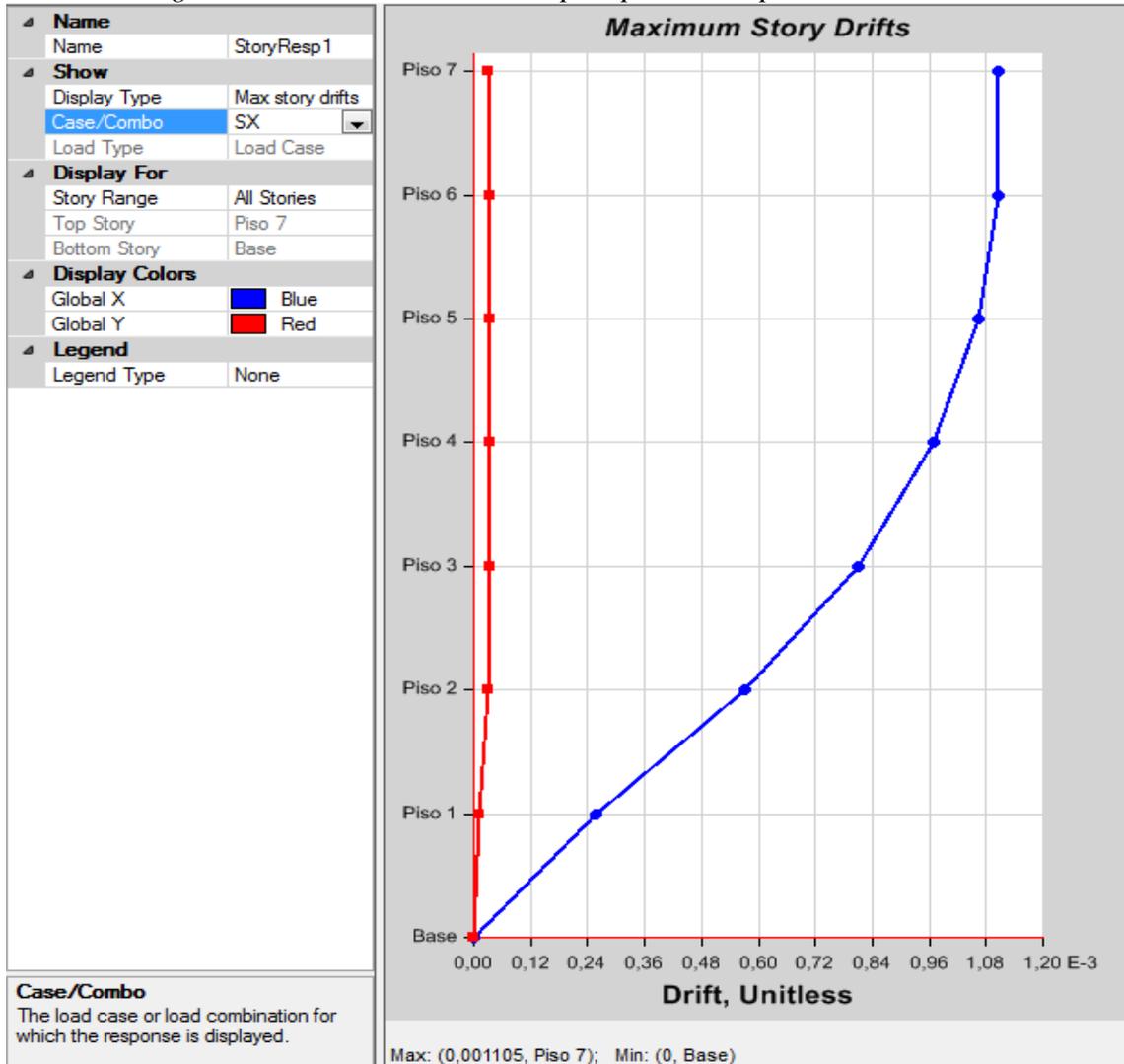
En el capítulo anterior del proyecto se definió la deriva máxima permitida que se podía dar en una edificación la cual era del 2% este valor está referido al código del NEC-15. El daño estructural de una edificación está ligada a las deformaciones que tenga está más que la resistencia que pueda desarrollar ante fuerzas laterales, enormes deformaciones puede provocar cuantiosas pérdidas en daños estructurales y no estructurales es por esto que el diseñador debe controlar las deformaciones que se puedan presentar para evitar daños o colapsos, así también lograría un diseño sustancial y de un mejor desempeño.

Los modos de vibración los podemos observar mediante el software de dos formas diferentes, la primera por curvas y la segunda por tablas que se pueden exportar a Excel desde el Etabs. Las derivas de piso se deben controlar por el Sismo producido en X y Y

además de los espectros en X y Y. Se calculara la máxima deriva de piso por la ecuación siguiente:

$$\Delta_{Max} = 0.75 * R * Max\ Drifts$$

Fig. 4.39: Curva de la deriva de piso producida por el Sismo en X.



Fuente: Software Etabs.

Tabla 4.8: Deriva de Piso producida por Sismo en X

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Derivas Max	
					Deriva Max x	Deriva Max Y
PISO 7	SX	293	Max Drift X	0,000884	0,005304	
PISO 7	SX	255	Max Drift Y	0,000001		0,000006
PISO 6	SX	148	Max Drift X	0,000897	0,005382	
PISO 6	SX	327	Max Drift Y	1,53E-07		9,204E-07
PISO 5	SX	293	Max Drift X	0,000878	0,005268	
PISO 5	SX	269	Max Drift Y	9,66E-08		5,7948E-07
PISO 4	SX	293	Max Drift X	0,000814	0,004884	
PISO 4	SX	255	Max Drift Y	3,97E-07		2,3808E-06
PISO 3	SX	293	Max Drift X	0,000695	0,00417	
PISO 3	SX	255	Max Drift Y	2,46E-07		1,4736E-06
PISO 2	SX	319	Max Drift X	0,000505	0,00303	
PISO 2	SX	255	Max Drift Y	4,62E-07		2,7738E-06
PISO 1	SX	156	Max Drift X	0,000242	0,001452	
PISO 1	SX	301	Max Drift Y	0,000002		0,000012
			<b>Max Deriva=</b>		<b>0,005382</b>	<b>0,000006</b>

Fuente: Autoría Propia.

Como se puede ver en la tabla (4.8) la máxima deriva producida por el Sismo X es de 0,0053 la cual es menor que la deriva máxima que es el 2%.

Tabla 4.9: Deriva de piso producida por el Sismo Y

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Derivas Max	
					Deriva Max x	Deriva Max Y
PISO 7	SY	137	Max Drift X	0,000001	0,000006	
PISO 7	SY	129	Max Drift Y	0,001281		0,007686
PISO 6	SY	327	Max Drift X	1,03E-07	6,162E-07	
PISO 6	SY	319	Max Drift Y	0,001303		0,007818
PISO 5	SY	228	Max Drift X	6,49E-08	3,891E-07	
PISO 5	SY	152	Max Drift Y	0,001282		0,007692
PISO 4	SY	137	Max Drift X	0,000001	0,000006	
PISO 4	SY	129	Max Drift Y	0,001192		0,007152
PISO 3	SY	137	Max Drift X	2,79E-07	1,6728E-06	
PISO 3	SY	129	Max Drift Y	0,001022		0,006132
PISO 2	SY	133	Max Drift X	0,000001	0,000006	
PISO 2	SY	129	Max Drift Y	0,000741		0,004446
PISO 1	SY	137	Max Drift X	0,000003	0,000018	
PISO 1	SY	319	Max Drift Y	0,000345		0,00207
			<b>Max Deriva=</b>		<b>0,000018</b>	<b>0,007818</b>

Fuente: Autoría Propia.

En la tabla (4.9) las deriva máxima producida por el Sismo en Y es 0,0078 la misma que sigue siendo menor que la deriva máxima.

Tabla 4.10: Deriva de piso producida por Espectro X

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Derivas Max	
					Deriva Max x	Deriva Max Y
PISO 7	SPX Max	293	Max Drift X	0,000686	0,004116	
PISO 7	SPX Max	76	Max Drift Y	0,000016		0,000096
PISO 6	SPX Max	35	Max Drift X	0,000694	0,004164	
PISO 6	SPX Max	152	Max Drift Y	0,000016		0,000096
PISO 5	SPX Max	319	Max Drift X	0,000675	0,00405	
PISO 5	SPX Max	148	Max Drift Y	0,000015		0,00009
PISO 4	SPX Max	293	Max Drift X	0,00062	0,00372	
PISO 4	SPX Max	220	Max Drift Y	0,000014		0,000084
PISO 3	SPX Max	293	Max Drift X	0,000524	0,003144	
PISO 3	SPX Max	76	Max Drift Y	0,000012		0,000072
PISO 2	SPX Max	319	Max Drift X	0,000377	0,002262	
PISO 2	SPX Max	80	Max Drift Y	0,000008		0,000048
PISO 1	SPX Max	35	Max Drift X	0,000178	0,001068	
PISO 1	SPX Max	40	Max Drift Y	0,000004		0,000024
				<b>Max Deriva=</b>	<b>0,004164</b>	<b>0,000096</b>

Fuente: Autoría Propia.

La deriva de piso que me produce el Espectro X es menor que la máxima permitida según la norma NEC-15 la cual es 0,02 y nosotros presentamos 0,004.

Tabla 4.11: Deriva de piso producida por Espectro Y

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Derivas Max	
					Deriva Max x	Deriva Max Y
PISO 7	SPY Max	301	Max Drift X	0,000014	0,000084	
PISO 7	SPY Max	129	Max Drift Y	0,000842		0,005052
PISO 6	SPY Max	285	Max Drift X	0,000014	0,000084	
PISO 6	SPY Max	40	Max Drift Y	0,000853		0,005118
PISO 5	SPY Max	285	Max Drift X	0,000013	0,000078	
PISO 5	SPY Max	152	Max Drift Y	0,000833		0,004998
PISO 4	SPY Max	293	Max Drift X	0,000012	0,000072	
PISO 4	SPY Max	129	Max Drift Y	0,000766		0,004596
PISO 3	SPY Max	297	Max Drift X	0,00001	0,00006	
PISO 3	SPY Max	129	Max Drift Y	0,00065		0,0039
PISO 2	SPY Max	88	Max Drift X	0,000007	0,000042	
PISO 2	SPY Max	129	Max Drift Y	0,000467		0,002802
PISO 1	SPY Max	88	Max Drift X	0,000005	0,00003	
PISO 1	SPY Max	40	Max Drift Y	0,000215		0,00129
				<b>Max Deriva=</b>	<b>0,000084</b>	<b>0,005118</b>

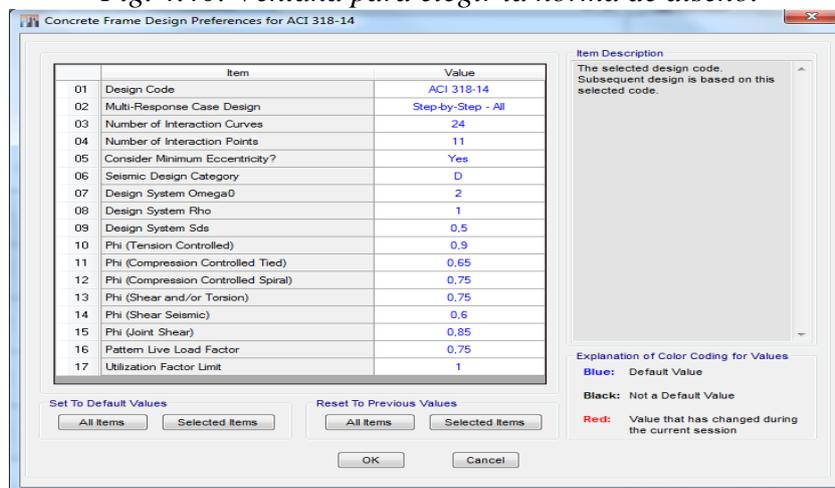
Fuente: Autoría Propia.

El Espectro en Y también me produce una deriva de piso baja, la cual es inferior a la permitida, tenemos en el sentido Y 0,005 de deriva de piso.

#### 4.11. Diseño de los elementos tipo frame (Columnas y Vigas).

La etapa de diseño empieza cuando ya se halla pasado por la etapa de modelación y análisis en el que la edificación tiene que haber cumplido con los parámetros máximos de deriva de piso, modos de vibración y masa participativa. El diseño de elementos tipo frame son las columnas y las vigas de la estructura la cual van a entrar a una etapa de diseño ante las solicitaciones máximas que se presenten de la estructura, las combinaciones de cargas a utilizar serán las mismas que se aplicó en el análisis. Se tiene que verificar el código con el que se va a diseñar para esto nos dirigimos a *Design-Concrete frame design-Revise Preferences*.

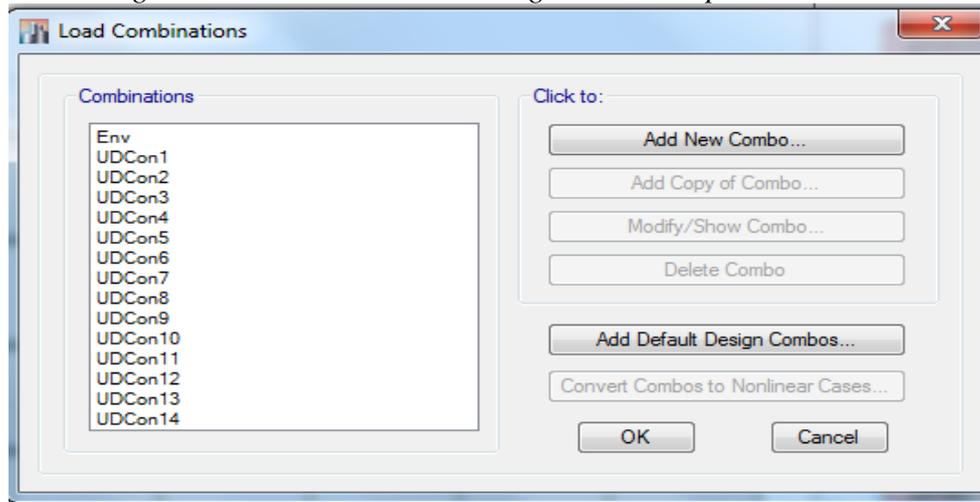
Fig. 4.40: Ventana para elegir la norma de diseño.



Fuente: Software Etabs.

El código que utilizaremos es la norma ACI 318-14 para el diseño del concreto, las combinaciones de cargas son las mismas que se ingresaron anteriormente.

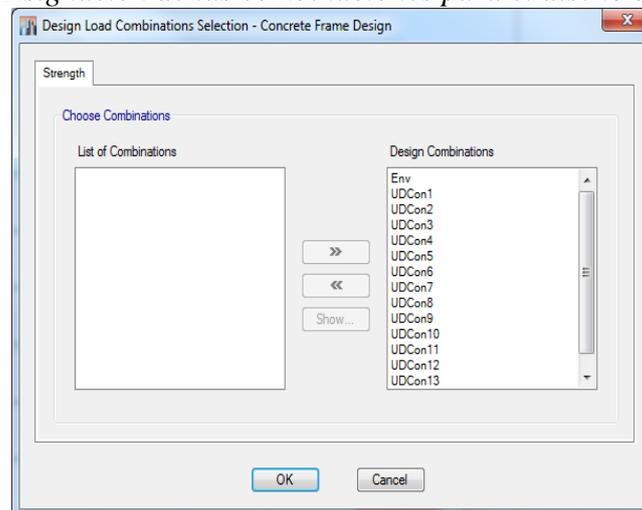
Fig. 4.41: Combinaciones de cargas a utilizar para el diseño.



Fuente: Software Etabs.

Luego de verificar las combinaciones de cargas las vamos a ingresar para que nos diseñe los elementos de concreto mediante *Design - concrete frame design - select design combinations*, y de ahí nos aparece una ventana con todas las combinaciones que hemos creado y con las que se va a diseñar.

Fig. 4.42: Asignación de las combinaciones para el diseño del concreto.



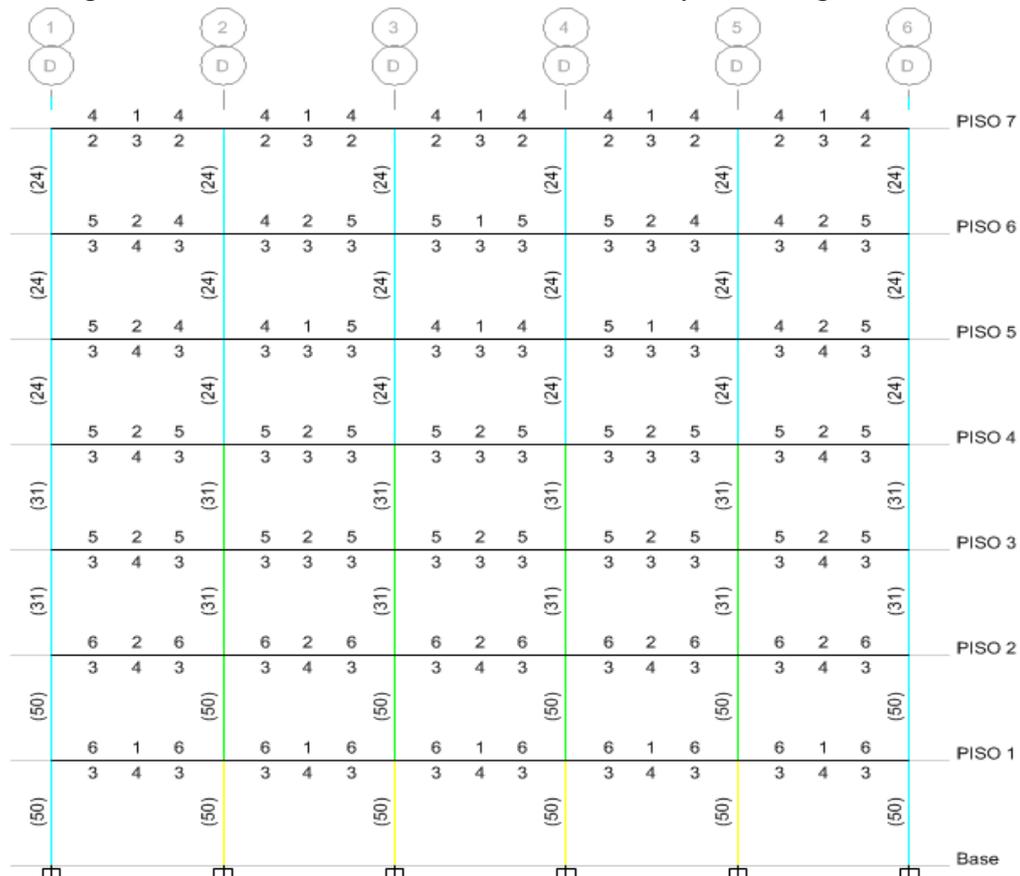
Fuente: Software Etabs.

Los puntos a tomar en consideración una vez ejecutado el comando de *Concrete frame design* serán los siguientes; pero antes se debe de tener en consideración que si algunos

elementos se presentan de color rojo significa que el elemento necesita sección y por lo tanto tendríamos que modificar las secciones para lograr un diseño óptimo y luego verificar el diseño con las nuevas secciones:

- A. El refuerzo longitudinal es lo primero que nos presenta el programa, en el caso de las vigas tenemos aceros a la izquierda, derecha, arriba, abajo y en el centro y en el caso de columnas nos estaría diciendo cuanto es el acero que tiene colocado. Este refuerzo también se lo puede observar en porcentajes de cuantía mediante la opción *Rebar porcentaje*.

Fig. 4.43: Resultado del diseño del concreto “Refuerzo longitudinal”.



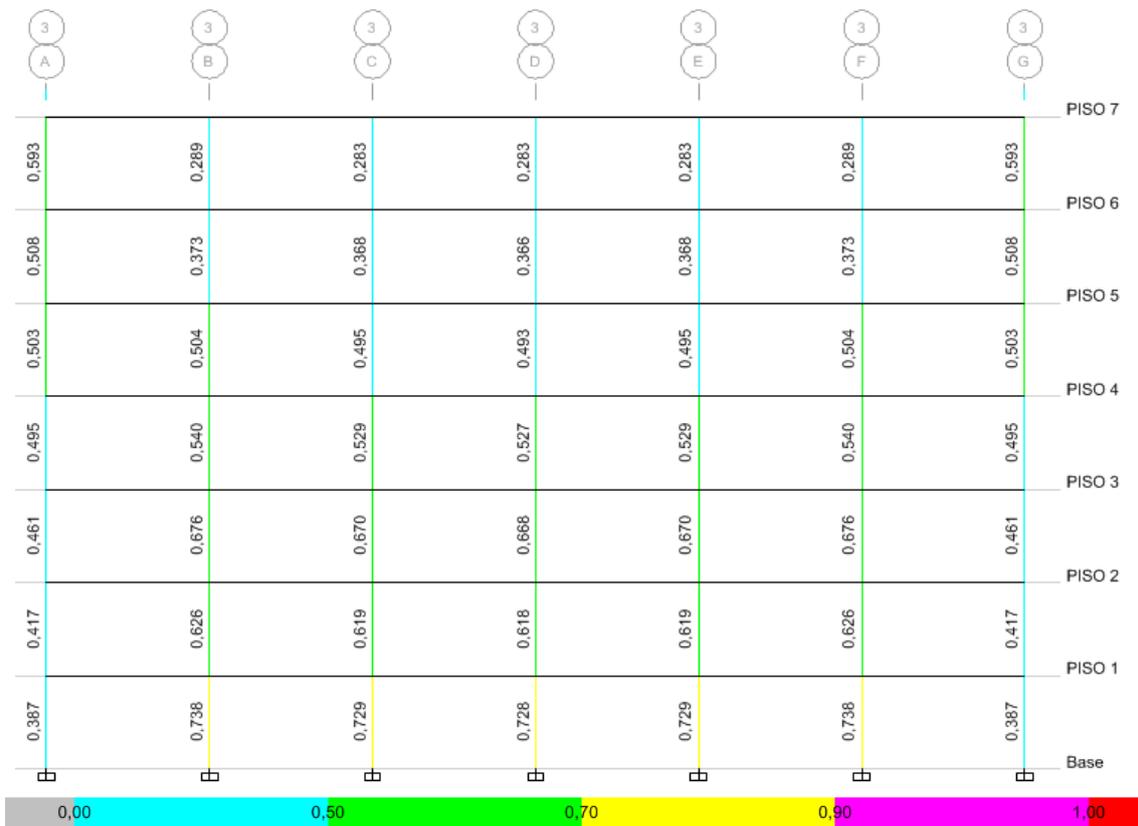
Fuente: Software Etabs.

- B. Otros de los refuerzos que nos muestra el programa es el refuerzo debido al corte el mismo que se puede observar con la opción *Shear Reinforcement*, este valor es

de cuantía que esta expresado en forma unitaria, es decir, cualquier valor viene dado en cm<sup>2</sup>/cm de separación.

C. Uno de los parámetros que se debe de chequear para edificaciones resistentes a sismo es el *Column P-M-M*, por medio de este comando se revisan la columnas a través de su diagrama de interacción, a través del programa podemos ver el resultado de demanda capacidad el cual debe ser menor a la unidad.

Fig. 4.44: Demanda capacidad en las columnas.



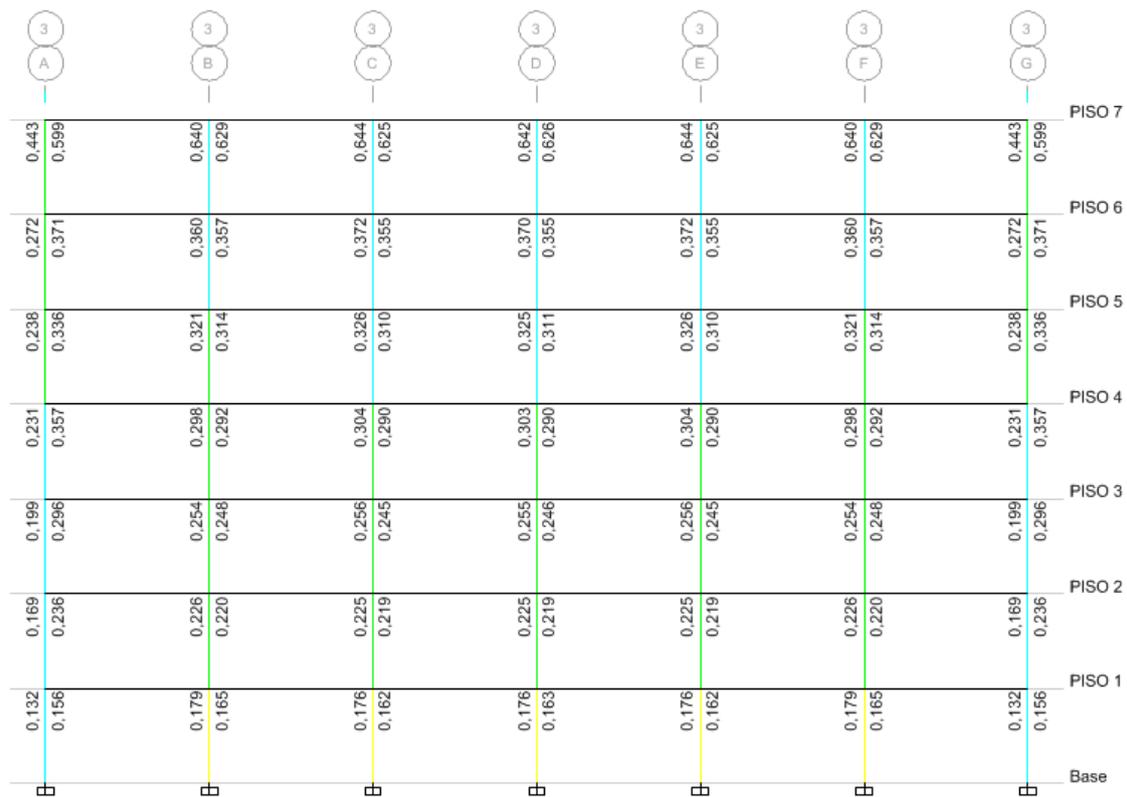
Fuente: Software Etabs.

Como nos podemos dar cuenta en la figura (4.44) la demanda capacidad de las columnas es menor que la unidad, por lo tanto las secciones escogidas están bien.

D. Siguiendo el diseño podemos evaluar el momento resistente de las vigas multiplicadas entre (6/5) entre la sumatoria de los momentos resistente en las columnas, este es un parámetro muy interesante porque nos permite establecer un

criterio de columna fuerte viga débil que propicie una buena disipación de energía y por supuesto un mecanismo dúctil, el comando para evaluar los valores es (6/5) *Beam/Column Capacity ratios*, el valor que debe darnos debe ser menor a 1. También se puede ver expresado en forma contraria mediante el comando *Column/Beam* en donde el valor debe ser mayor a 1,20.

Fig. 4.45: Parámetro Columna fuerte viga débil en la edificación.

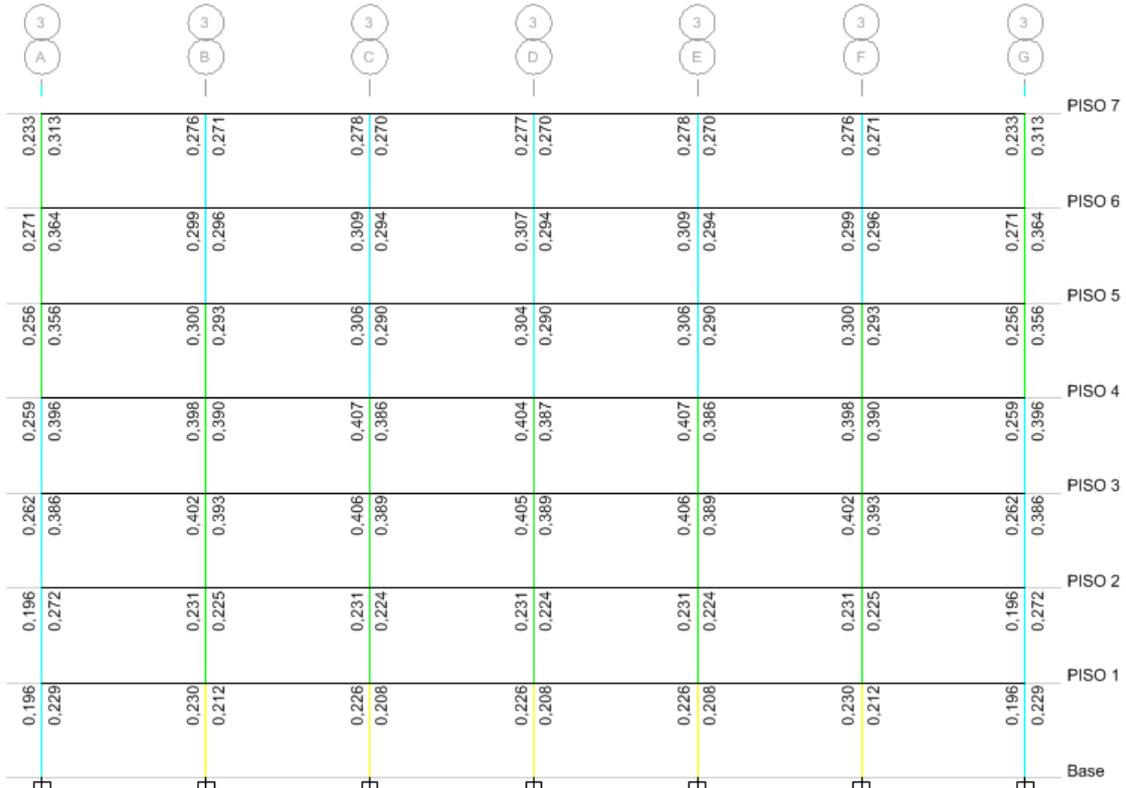


Fuente: Software Etabs.

Otro de los parámetros que cumplen en el diseño de nuestra edificación es el de columna fuerte viga débil debido que el diseño nos da valores menores a 1.

E. Un parámetro muy importante en el diseño sismo resistente es la revisión de demanda capacidad por corte en la junta en donde su valor debe ser menor a 1, el comando se para este parámetro en el programa se llama *Joint Shear*.

Fig. 4.46: Presentación de valor de cortante en las juntas.



Fuente: Software Etabs.

El valor máximo visible del cortante en la junta en la edificación es 0,407 el cual estaría en el rango debido a que es menor que la unidad.

Se cambiara de sección a los elementos estructurales vigas y columnas en el caso lo de debido a que las secciones pre-dimensionadas no fueron suficiente para lograr obtener un mejor desempeño y así poder volver a correr el programa para poder diseñarlos, en nuestro caso las secciones de vigas y columnas son óptimas debido que en el cálculo de derivas de pios fueron aumentadas.

Mediante el programa Etabs obtuvimos las secciones de vigas y columnas que ofrecen un buen desempeño, estas secciones si cumplieron con las condiciones:

- I. *Column P-M-M*, el cual es la demanda capacidad de las columnas.

II. (6/5) *Beam/Column Capacity ratios*, columna fuerte viga débil.

III. *Joint shear*, demanda capacidad en los nudos.

Fig. 4.47: Secciones y condición de la edificación.



Fuente: Software Etabs.

Tabla 4.12: Dimensiones de la edificación.

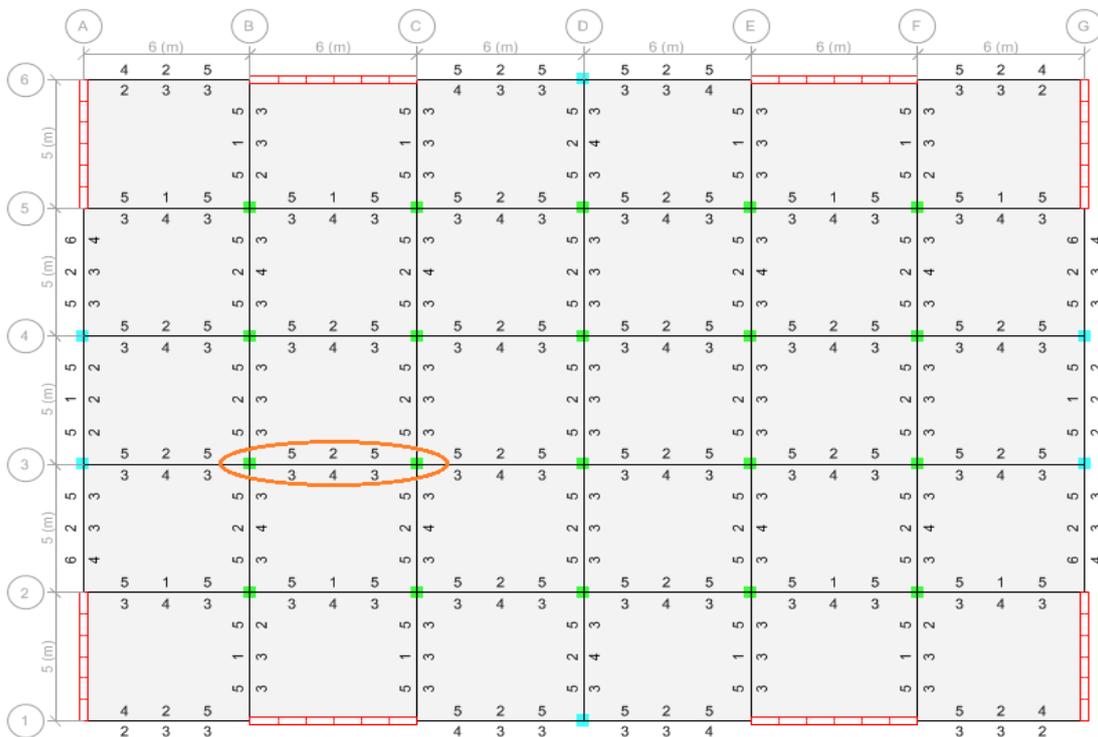
SECCIONES DEFINITIVAS						
PISO	LOSA	VIGA		COLUMNAS		
		SENTIDO X	SENTIDO Y	EXTERIORES INTERNAS		INTERIORES
				SENTIDO X	SENTIDO Y	
N 0+0,350	25 CM	40X50	40X50	50X50	50X50	50X50
N 0+0,700	25 CM	40X50	40X50	50X50	50X50	50X50
N 0+0,1050	25 CM	30X50	30X50	45X45	45X45	45X45
N 0+0,1400	25 CM	30X50	30X50	45X45	45X45	45X45
N 0+0,1750	25 CM	30X45	30X45	40X40	40X40	40X40
N 0+0,2100	25 CM	30X45	30X45	40X40	40X40	40X40
N 0+0,2450	25 CM	30X45	30X45	40X40	40X40	40X40

Fuente: Autoría Propia.

#### 4.11.1. Diseño de vigas.

Mediante el diseño de los elementos tipos frame, los resultados del programa Etabs nos dan los valores de refuerzo que necesita la sección debido a que las secciones cuando se definieron estaban a ser diseñadas. Los valores de acero de refuerzo longitudinal y los del transversal serán comprobados para una viga para revisar si son correctos, para esto la viga a ser diseñada se la muestra en la siguiente figura.

Fig. 4.48: Vista en planta de la viga a diseñar.



Fuente: Software Etabs.

#### 4.11.2. Diseño del refuerzo longitudinal.

Para el diseño de los elementos estructurales se va a emplear el método de resistencia en donde se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\text{Resistencia diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

En dónde;

$\phi=0,9$  para elementos controlados en tracción.

$\phi=0,75$  para elementos controlados en compresión para estribos rectangulares.

$\phi=0,65$  para elementos controlados en compresión para estribos circulares o espirales.

Para el diseño de vigas la ecuación será la siguiente:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\phi \left( A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) \geq Mu$$

En donde despejando nos queda:

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi * 0.85 * f'c' * b}}$$

Se debe de cumplir la siguiente condición para la aplicación de este método el cual es para vigas simplemente armadas.

$$a \leq a_{max}$$

$$a_{max} = \beta_1 * C_{max} ; C_{max} = 0,375d$$

Para el cálculo los valores de momentos máximos los obtenemos mediante el programa.

Tabla 4.13: Valores de momentos máximos obtenidos en Etabs.

**Design Moments,  $M_{u3}$**

Design +Moment tonf-m	Design -Moment tonf-m	Factored +Moment tonf-m	Factored -Moment tonf-m	Special +Moment tonf-m	Special -Moment tonf-m
4,0299	-8,0597	0	-8,0597	4,0299	-8,0597

Fuente: Software Etabs.

La viga a diseñar tiene una sección de 30x50 cm, tiene una longitud de 5,55 m libres.

$$C_{max} = 0,375(45) ; C_{max} = 16,875$$

$$a_{max} = 0,85 * 16,875 ; a_{max} = 14,34 \text{ cm.}$$

$$a = 45 - \sqrt{45^2 - \frac{2(8,06E5)}{0,9 * 0,85 * 280 * 30}} ; a = 2,88 \text{ cm}$$

Para el cálculo de a se escoge el mayor momento sea positivo o negativo.

$$2,88 \leq 14,34 ; \text{La viga es simplemente armada.}$$

Refuerzo  $A_s$  debido al momento máximo positivo:

$$A_s = \frac{|4,03 * 10^5|}{0,9 * 4200 \left(45 - \frac{1,42}{2}\right)} ; A_s = 2,40 \text{ cm}^2$$

Refuerzo  $A_s$  debido al momento máximo negativo:

$$A_s = \frac{|8,06 * 10^5|}{0,9 * 4200 \left(45 - \frac{2,88}{2}\right)} ; A_s = 4,90 \text{ cm}^2$$

Terminando de calcular los aceros longitudinales podemos llegar a la conclusión que son los mismos que nos calcula el programa los cuales se muestran en la siguiente figura.

Tabla 4.14: Valores de refuerzo longitudinal según Etabs.  
Flexural Reinforcement for Moment,  $M_{u3}$

	Required Rebar $\text{cm}^2$	+Moment Rebar $\text{cm}^2$	-Moment Rebar $\text{cm}^2$	Minimum Rebar $\text{cm}^2$
Top (+2 Axis)	5	0	5	5
Bottom (-2 Axis)	3	2	0	3

Fuente: Software Etabs.

#### 4.11.2. Diseño por corte: “Mayor resistencia a cortante que a flexión”.

El refuerzo transversal en la zona de confinamiento debe diseñarse para resistir esfuerzos cortantes suponiendo que  $V_c=0$  siempre y cuando se cumplan estas dos condiciones:

$$\triangleright P_u = \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$\triangleright V_p > 0,5V_E$$

El cortante de diseño se lo determina mediante la siguiente ecuación:

$$V_e = V_p + V_g$$

$$V_e = \left( \frac{M_{pr\ izq}^+ + M_{pr\ Der}^-}{L_n} \right) + \left( \frac{W_u L_n}{2} \right)$$

Para el diseño por corte tenemos los siguientes datos:

$$SCP= 337 \text{ Kg/m}^2 \quad - \quad CV= 200\text{kg/m}^2 \quad - \quad CVT= 150\text{kg/m}^2$$

#### A. Calculo de la carga mayorada:

$$W = 1,2(SPC) + 0,5(CV)$$

$$W = 1,2(337 \text{ kg/m}^2 * 5,55) + 0,5(200 \text{ kg/m}^2 * 5,55)$$

$$W = 2799,42 \text{ kg/m} \approx 2,80 \text{ ton/m}$$

**B. Momentos probables obtenidos en el programa Etabs.**

*Tabla 4.15: Momentos probables en Etabs.*  
**Capacity Moment**

	Long.Rebar A <sub>s</sub> (Bottom) cm <sup>2</sup>	Long.Rebar A <sub>s</sub> (Top) cm <sup>2</sup>	Capacity Moment M <sub>pos</sub> tonf-m	Capacity Moment M <sub>neg</sub> tonf-m
Left	3	5	7,3337	11,0269
Right	3	5	7,3832	11,1016

*Fuente: Software Etabs.*

Se escoge el mayor de los momentos del programa.

$$V_p = \left( \frac{M_{pr \text{ izq}}^{\pm} + M_{pr \text{ der}}^{\mp}}{Ln} \right)$$

$$V_p = \left( \frac{7,334 + 11,102}{5,55} \right) ; V_p = 3,32 \text{ ton.}$$

$$V_g = \left( \frac{w_u * Ln}{2} \right)$$

$$V_g = \left( \frac{2,80 * 5,55}{2} \right) ; V_g = 7,77 \text{ ton}$$

Los valores de V<sub>p</sub> y de V<sub>g</sub> calculados por el programa son similares a los obtenidos en el cálculo.

Tabla 4.16: Fuerzas de diseño calculadas en por Etabs.

<b>Design Forces</b>				
<b>Factored <math>V_{u2}</math> tonf</b>	<b>Factored <math>M_{u3}</math> tonf-m</b>	<b>Design <math>V_{u2}</math> tonf</b>	<b>Capacity <math>V_p</math> tonf</b>	<b>Gravity <math>V_g</math> tonf</b>
7,6301	-8,0597	9,8465	3,3217	6,5249

Fuente: Software Etabs.

$V_c=0$  debido a que la condición siguiente si se cumple:

$$V_p \geq 0,5V_E$$

$$V_e = V_p + V_g \quad ; \quad V_e = 9,84 \text{ ton}$$

$3,32 \geq 4,92$  No cumple por lo tanto se debe calcular  $V_c$  con la expresión

### C. Calculo del refuerzo por cortante:

$$\phi V_n \geq V_u \quad ; \quad \phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$V_c = 0,53\lambda\sqrt{f'c}b_wd \quad ; \quad V_c = 0,53 * \sqrt{280} * 30 * 45 \quad ; \quad V_c = 11,97 \text{ Ton}$$

$$\phi(11,97 + \frac{A_v}{s} * f_s * d) \geq V_u$$

Despejando nos queda:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - 11,97}{\phi * f_s * d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{|(9,84 - 11,97) * 1000|}{0,75 * 4200 * 0,45} \quad ; \quad \frac{A_v}{s} = 1,502 \text{ m/cm}^2$$

$$\text{Invirtiendo queda } \frac{A_v}{s} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El estribo mínimo según la norma ACI 318-14 es  $\phi 10\text{mm}$ .

La separación máxima del refuerzo transversal que usaremos en esta viga es según el capítulo 9.7.6 de la norma ACI 318-14 será  $d/2$  o 24 cm debido a que la que salió del cálculo es exagerada de manera que tendremos  $\phi 10\text{mm}$   $c/20\text{cm}$ . El refuerzo transversal que nos dio en el diseño por el programa es el mismo.

*Tabla 4.17: Refuerzo Transversal de viga.*  
**Shear/Torsion Design for  $V_{u2}$  and  $T_u$**

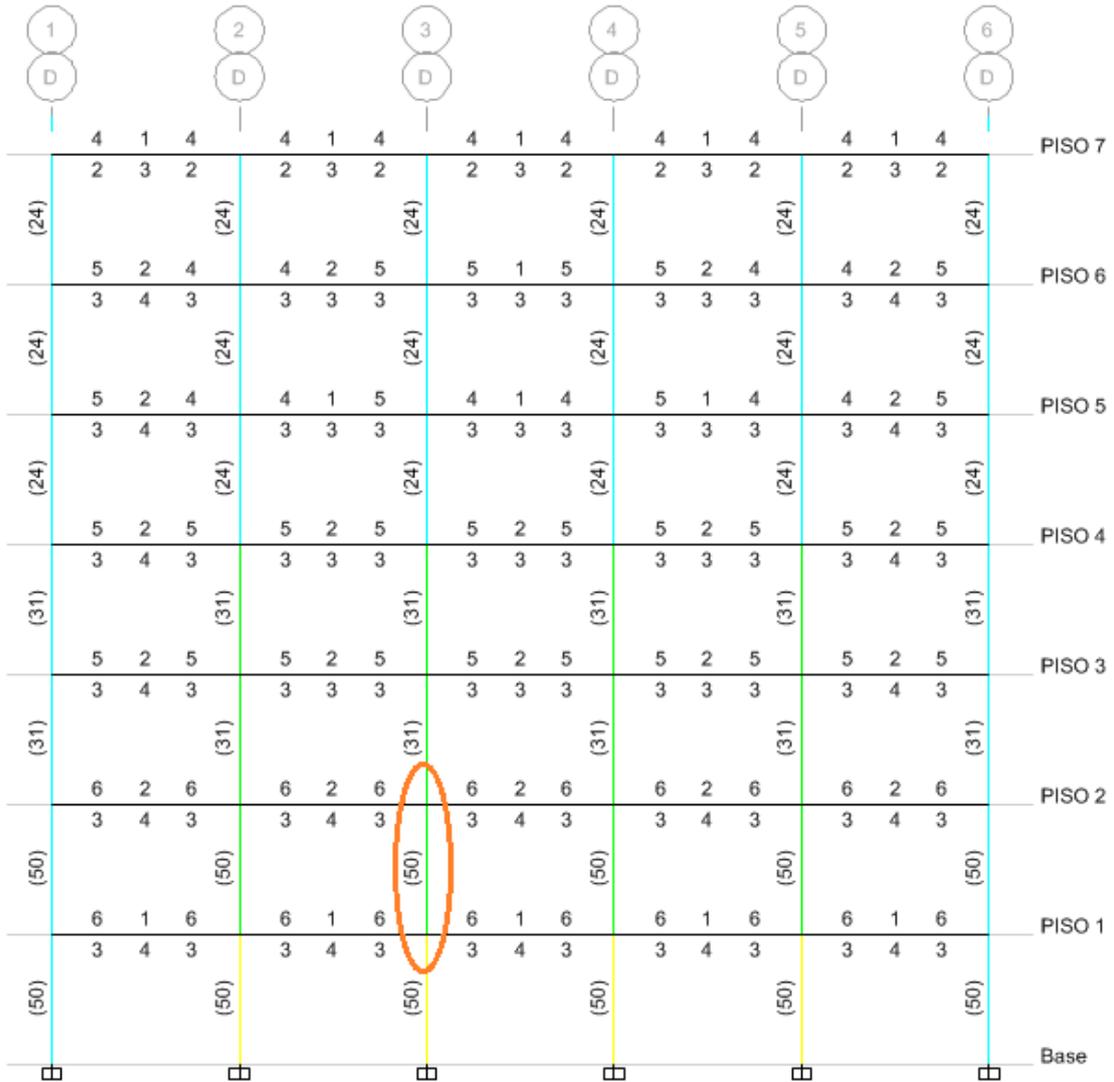
<b>Rbar <math>A_{vs}</math> <math>\text{cm}^2/\text{m}</math></b>	<b>Rbar <math>A_t/S</math> <math>\text{cm}^2/\text{m}</math></b>	<b>Rbar <math>A_l</math> <math>\text{cm}^2</math></b>	<b>Design <math>V_{u2}</math> tonf</b>	<b>Design <math>T_u</math> tonf-m</b>	<b>Design <math>M_{u3}</math> tonf-m</b>	<b>Design <math>P_u</math> tonf</b>
0,61	0	0	9,8465	0,0055	-8,0597	0

*Fuente: Software Etabs.*

#### **4.11.3. Diseño de columna.**

El acero longitudinal a utilizar se lo determino de manera interactiva con la condición de demanda capacidad de la columna, se logró tener secciones de columnas con refuerzo longitudinal optima ya que la condición demanda capacidad de las columna es menor a la unidad por lo tanto si cumple con los refuerzos que hemos colocados. Como lo fue en el caso de las vigas el programa nos da un refuerzo transversal para la sección y el refuerzo que colocamos. Los siguientes datos son de una columna ubicada en el pórtico D la cual tiene una sección de 50x50 cm.

Fig. 4.49: Refuerzo longitudinal en columnas.



Fuente: Software Etabs.

Tabla 4.18: Refuerzo transversal en la columna.

Shear Rebar Design						
	Stress v kgf/cm <sup>2</sup>	Conc.Cpcty v <sub>c</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	Uppr.Limit v <sub>max</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	Φ <sub>v</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	Φ <sub>v</sub> <sub>max</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	RebarArea A <sub>v</sub> /s cm <sup>2</sup> /m
Major Shear(V2)	0	15,31	50,81	11,48	0	0
Minor Shear(V3)	0,01	15,31	50,81	11,48	38,1	0

Fuente: Software Etabs.

El refuerzo transversal por corte es igual a cero, esto dice que el concreto está absorbiendo todo el cortante de la columna por lo tanto se utilizara el mínimo según la norma ACI 318-14 sección 25.7.2., varilla de 10 mm cada 20 cm.

*Tabla 4.19: Área de acero longitudinal en la columna.*  
**Concrete Shear Capacity**

	<b>Design V<sub>u</sub></b> <b>tonf</b>	<b>Conc.Area A<sub>cu</sub></b> <b>cm<sup>2</sup></b>	<b>Tensn.Rein A<sub>st</sub></b> <b>cm<sup>2</sup></b>
Major Shear(V2)	0	2150	25
Minor Shear(V3)	0,0134	2150	25

*Fuente: Software Etabs.*

El área de acero de la columna diseñada mediante el programa Etabs cumple con la condición siguiente:

$$0.01 A_g < A_{st} < 0.06 A_g$$

$$25 < 25 < 150 \quad \text{OK}$$

#### **4.12. Diseño de elementos tipo Wall.**

Para iniciar el diseño de los elementos tipo *Wall* como lo son los muros vamos a tener que ingresar las combinaciones de cargas antes usadas para elementos tipo frame. Una vez ya ingresada estas combinaciones seleccionaremos mediante que código vamos a realizar el diseño que en nuestro caso es ACI 318-14.

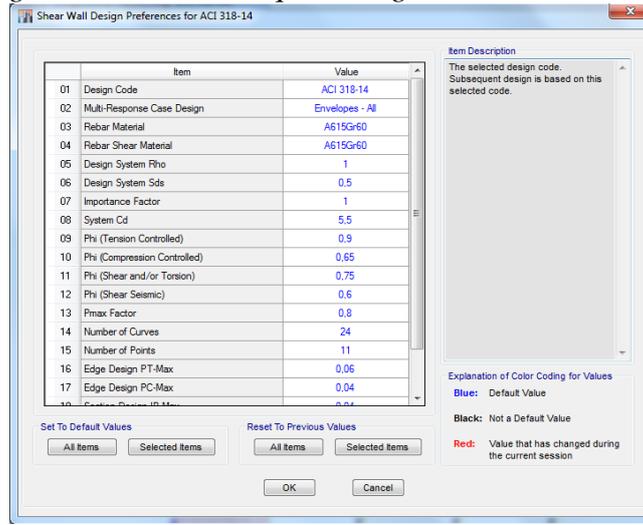
Cuando ya se esté diseñando el acero a colocar los muros deben ser chequeados también de la misma forma como fueron chequeadas las columnas; es decir, tienen que cumplir con la condición demanda capacidad el cual debe de presentar un valor menor a

1 en el programa si nos da un valor mayor tenemos que cambiar aumentar sección o aumentar refuerzo.

Los pasos a seguir para iniciar el diseño son:

*Design – Shear Wall Design – Revise Preferences.*

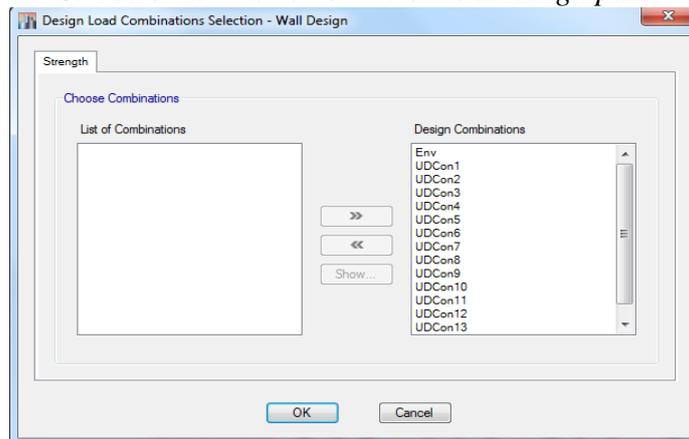
*Fig. 4.50: Ventana en que se elige la norma de diseño.*



*Fuente: Software Etabs.*

*Design – Shear Wall Design – Select Design Combinations.*

*Fig. 4.51: Selección de las combinaciones de carga para el diseño.*



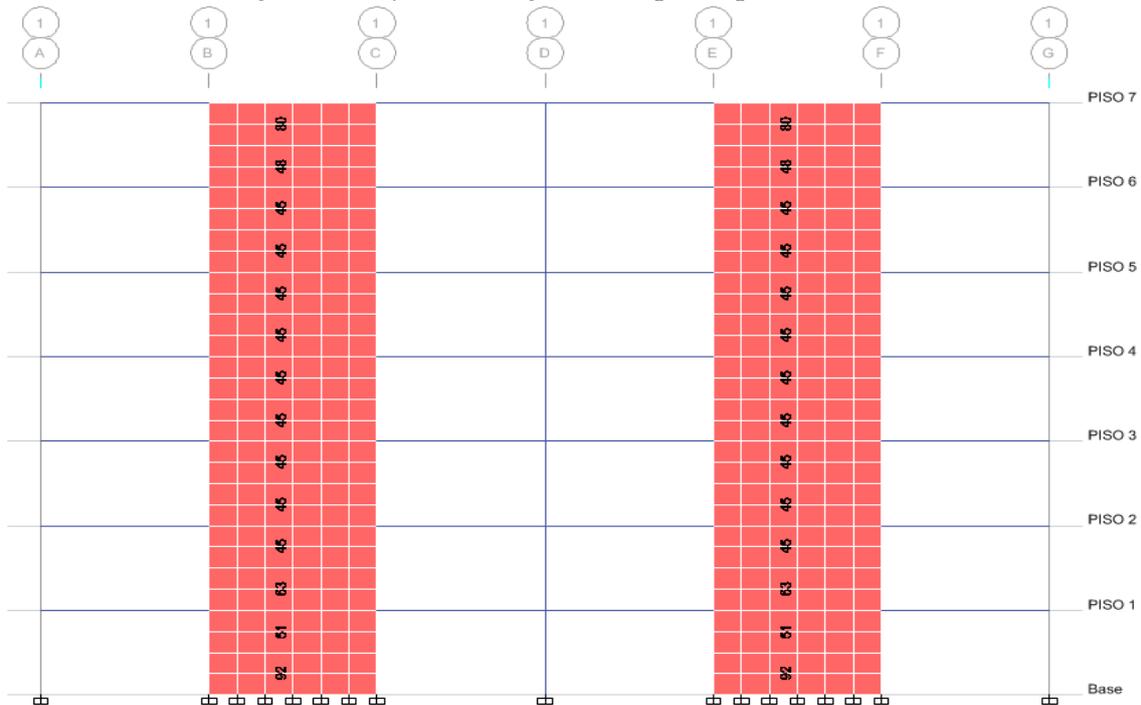
*Fuente: Software Etabs.*

Luego de haber hecho los pasos anteriores ya podemos diseñar el elemento *Wall*.

#### 4.12.1. Análisis de los resultados.

Una manera rápida de evaluar los resultados, el programa nos da la cuantía que necesita el muro. El muro fue analizado de una forma que el programa diseñe la cantidad de refuerzo que requiere antes los esfuerzos impuestos por la edificación.

Fig. 4.52: Refuerzo longitudinal que requiere el muro.



Fuente: Software Etabs.

Lo primero que identificamos en el análisis del muro es el diseño a flexión en donde el programa elige un refuerzo por defecto para así poder tener una base de diagramas de interacción y en base a las verdaderas cargas actuantes establece la cuantía requerida. Los aceros establecidos por el programa lo podemos cambiar mediante el comando *Overwrites* y establecer una distribución de acero que cumpla con la condición demanda capacidad, ingresada las barras de refuerzo se tiene que asignar que chequee la sección ya que se encuentra en que la diseñe.

A continuación se mostrara la información que nos facilita el software para el diseño del muro.

Tabla 4.20: Resultado del diseño por flexión en el Muro.

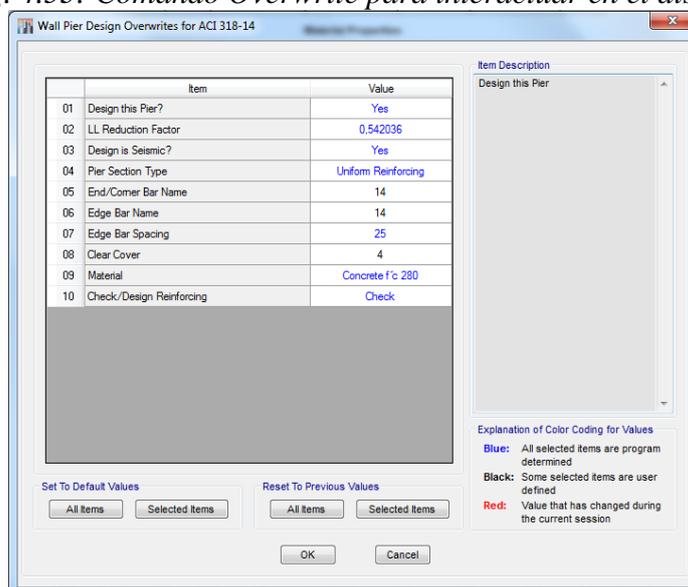
**Flexural Design for  $P_u$ ,  $M_{u2}$  and  $M_{u3}$**

Station Location	Required Rebar Area (cm <sup>2</sup> )	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	$P_u$ tonf	$M_{u2}$ tonf-m	$M_{u3}$ tonf-m	Pier $A_g$ cm <sup>2</sup>
Top	59	0,0033	0,0022	ENV	219,5666	9,8337	-1075,1841	18000
Bottom	97	0,0054	0,0022	ENV	234,0221	-11,3105	-1452,244	18000

Fuente: Software Etabs.

El refuerzo se lo puede cambiar para diseñar el elemento a manera de ver como interactuar el programa cambiaremos el refuerzo y lo chequearemos para la sección.

Fig. 4.53: Comando Overwrite para interactuar en el diseño.



Fuente: Software Etabs.

Tabla 4.21: Resultados de refuerzo introducido a ser chequeado con varillas de 10mm.

**Flexural Design for  $P_u$ ,  $M_{u3}$  and  $M_{u2}$**

Station	D/C	Flexural	$P_u$ tonf	$M_{u2}$ tonf-m	$M_{u3}$ tonf-m
Top	0,72	ENV	219,5666	9,8337	-1075,1841
Bottom	1,135	ENV	234,0221	-11,3105	-1452,244

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Fuente: Software Etabs.

Al introducir un refuerzo longitudinal para ser chequeado nos podemos dar cuenta de que el diseño es inadecuado según el mensaje con letras rojas en la tabla (4.21) que nos

quiere decir que el elemento no pasa por demanda capacidad. Para lograr obtener una mejor capacidad ante la demanda tenemos que cambiar el área de acero hasta que nos cumpla en el diseño, el diámetro con el que nos cumplió fue con varillas de 16mm.

En el diseño de los muros existen elementos de confinamiento de borde los mismos que se determinan si son necesarios o no dependiendo de dos aspectos.

1. Si el refuerzo actuante de compresión (Stress comp.) es superior al esfuerzo limite (Stress limit) si se necesita elemento de borde.
2. Si la profundidad del eje neutro actuante (C Depth) es superior al eje neutro limite (C Limit) si se necesita elemento de borde.

Tabla 4.22: Resultados para considerar el uso de elementos de borde.

Boundary Element Check									
Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-m	Stress Comp kgf/cm <sup>2</sup>	Stress Limit kgf/cm <sup>2</sup>	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	0	UDCon6	431,2424	-2.5	24,1	56	Not Required	Not Required
Top-Right	Leg 1	0	UDCon6	431,2424	1073,7328	83,61	56	Not Required	Not Required
Bottom-Left	Leg 1	0	UDCon6	449,4073	-0,8587	25,01	56	Not Required	Not Required
Bottom-Right	Leg 1	0	UDCon6	449,4073	1451,5544	105,61	56	Not Required	Not Required

Fuente: Software Etabs.

A simple vista en la tabla (4.22) podemos apreciar que el elemento muro necesita confinamiento en los bordes debido a que se está cumpliendo una condición en donde el esfuerzo de compresión actuante es mayor al límite el cual es  $0,2f'c$ . Verificaremos la comprobación del uso de elementos de borde calculando el valor de *Stress Comp* con los datos del programa en donde tenemos  $P_u = 449,41 \text{ ton}$ ;  $M_u = 1451,55 \text{ ton-m}$ ;  $L_w = 600 \text{ cm}$ ;  $Espesor = 30 \text{ cm}$  y un área de  $A_g = 18000 \text{ cm}^2$ ; utilizando la siguiente ecuación:

$$Stress\ Comp = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{e * L_w * L_w}$$

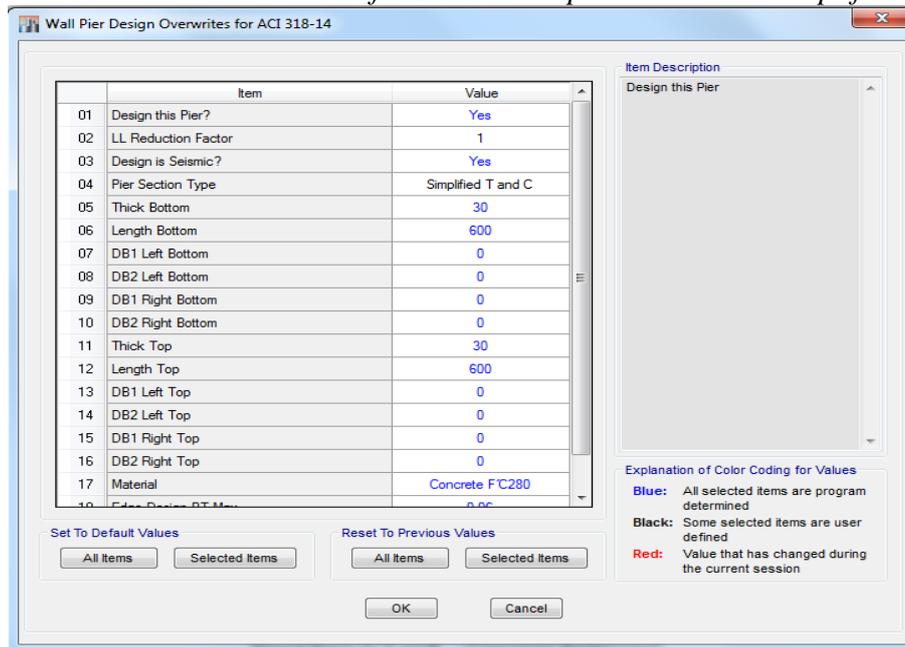
$$Stress\ Comp = \frac{449,41}{18000} + \frac{6(1451,55 * 100)}{30 * 600 * 600}$$

$$Stress\ Comp = 0,105\ ton/cm^2$$

*Stress Comp = 105,61 kg/cm<sup>2</sup> obteniendo el mismo valor del Etabs.*

Conclusión si se requiere de miembros de Borde sabiendo esto pasamos al siguiente paso en donde el programa lo denomina método simplificado T=C para ver cuáles serían las fuerzas que llegan a los extremos del muro que se traduzca después en un diseño de estos elementos de borde para esto iríamos a *Overwrite – simplified T=C*.

*Fig.4.54: Ventana donde se verifican los datos para el método Simplified T=C*



*Fuente: Software Etabs.*

Entrando ya a los resultados del método simplificado obtenemos los valores de las secciones que necesitamos como elementos de borde.

Tabla 4.23: Refuerzo de diseño a tensión en el elemento de borde.

Flexural Design for P and M <sub>3</sub> —Tension Reinforcement					
Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Tension Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u3</sub> tonf-m
Left Top	75	25	ENV	219,5666	1073,7328
Right Top	75	25	ENV	219,5666	-1075,1841
Left Bot	90	44	ENV	234,0221	1451,5544
Right Bot	90	44	ENV	234,0221	-1452,244

Fuente: Software Etabs.

Tabla 4.24: Refuerzo de diseño a compresión en el elemento de borde

Flexural Design for P and M <sub>3</sub> —Compression Reinforcement					
Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm <sup>2</sup>	Compression Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u3</sub> tonf-m
Left Top	75	69	ENV	431,2424	-1075,1841
Right Top	75	69	ENV	431,2424	1073,7328
Left Bot	90	85	ENV	449,4073	-1452,244
Right Bot	90	85	ENV	449,4073	1451,5544

Fuente: Software Etabs.

El programa nos arroja una sección para los elementos de borde la cual debe ser de 90cm debido a que es la mayor sección por el mayor momento que está recibiendo; los valores de áreas de acero las comprobaremos mediante unas ecuaciones:

#### Diseño en Compresión del Elemento de Borde

$$A_{sc} = \frac{\frac{|P|}{(Pmaxfactor)\phi c} - 0,85f'cAg}{fy - 0,85f'c}$$

En dónde; el valor de Pmax factor se lo obtiene del Etabs y es igual a 0,8 y  $\phi c$  es igual a 0,65

#### Diseño en tensión del Elemento de Borde

$$A_t = \frac{P}{\phi b * fy}; \text{ en donde } \phi b = 0,9$$

$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} + \frac{M_{u-top}}{L_p - 0,5B_{1-left} - 0,5B_{1-right}}$$

$$P_{left-top} = \frac{P_{u-top}}{2} - \frac{M_{u-top}}{L_p - 0,5B_{1-left} - 0,5B_{1-right}}$$

Para el cálculo de las áreas de acero a tracción se utilizara  $P_{ut}=234,02\text{ton}$  y  $M_{ut}=1451,55\text{ton-m}$  y para las áreas de acero a compresión  $P_{uc}= 449,41\text{ton}$  y  $M_{uc}=1452,54\text{ton-m}$ . A continuación calcularemos los valores:

$$P_t = \frac{234,02}{2} - \frac{1451,55 * 100}{600 - 0,5(90) - 0,5(90)}$$

$$P_t = 167,61 \text{ ton} \cong 167607,65 \text{ kg}$$

$$A_t = \frac{16760,65}{0,9 * 4200}; A_t = 44,3\text{cm}^2$$

$$P_t = \frac{449,41}{2} - \frac{-1452,24 * 100}{600 - 0,5(90) - 0,5(90)}$$

$$P_t = 509,457 \text{ ton} \cong 509457 \text{ kg}$$

$$A_{sc} = \frac{\frac{|509457|}{(0,8)0,65} - 0,85 * 280 * 30 * 90}{4200 - 0,85 * 280}$$

$$A_{sc} = 85,08\text{cm}^2$$

Las áreas de acero son las mismas que da el Etabs, esto quiere decir que el programa si aplica las normas para el desarrollo. Concluyendo este procedimiento de verificación y comprobación definimos que los muros van a constar de elementos de borde de 90cmx30cm, como siguiente procedimiento realizaremos el diseño de los muros por flexo-compresión y por corte.

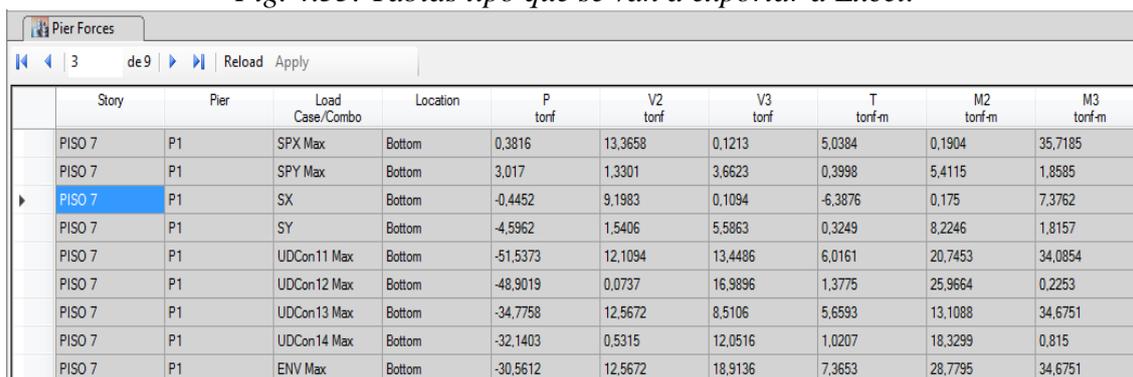
## 4.13. Diseño de Muros Cortante

### 4.13.1. Diseño por Flexo-compresión

Realizado el análisis de los muros se escogió a uno para el diseño, la distribución de acero, sus separaciones, las secciones de los elementos de borde, serán las mismas para los demás muros debido a que la edificación es regular los esfuerzos y cuantías requeridas por los muros son las mismas. Como primer método de diseño de los muros será el de flexo compresión, el cual consiste en diseñar el muro mediante diagramas de interacción los mismos que van a ser obtenidos desde el programa de Etabs. Para poder obtener diagramas de interacción del elemento se tiene que colocar una distribución de aceros al elemento para que el programa pueda calcularnos los diagramas.

Para diseñar el elemento muro se trabajó en el programa de Excel para poder obtener los resultados para todos los pisos de una manera más rápida, se exportaron las tablas de resultado del elemento pier obtenidas del programa, los valores en la tabla son los máximos que están actuando en el muro.

Fig. 4.55: Tablas tipo que se van a exportar a Excel.



	Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
	PISO 7	P1	SPX Max	Bottom	0,3816	13,3658	0,1213	5,0384	0,1904	35,7185
	PISO 7	P1	SPY Max	Bottom	3,017	1,3301	3,6623	0,3998	5,4115	1,8585
	PISO 7	P1	SX	Bottom	-0,4452	9,1983	0,1094	-6,3876	0,175	7,3762
	PISO 7	P1	SY	Bottom	-4,5962	1,5406	5,5863	0,3249	8,2246	1,8157
	PISO 7	P1	UDCon11 Max	Bottom	-51,5373	12,1094	13,4486	6,0161	20,7453	34,0854
	PISO 7	P1	UDCon12 Max	Bottom	-48,9019	0,0737	16,9896	1,3775	25,9664	0,2253
	PISO 7	P1	UDCon13 Max	Bottom	-34,7758	12,5672	8,5106	5,6593	13,1088	34,6751
	PISO 7	P1	UDCon14 Max	Bottom	-32,1403	0,5315	12,0516	1,0207	18,3299	0,815
	PISO 7	P1	ENV Max	Bottom	-30,5612	12,5672	18,9136	7,3653	28,7795	34,6751

Fuente: Software Etabs.

Los muros se los diseñara por bloques para lograr tener una estructura económica; los bloques de diseño serán 2 los cuales se distribuyen en el primer bloque los pisos 1, 2 y 3,

en el segundo bloque 4, 5, 6 y 7, lo que varía en el diseño son los refuerzos en la estructura en lo que se refiere al muro en su secciones se mantiene constante hasta el último piso.

*Tabla 4.25: Resultado del diseño del Muro Pier 1*

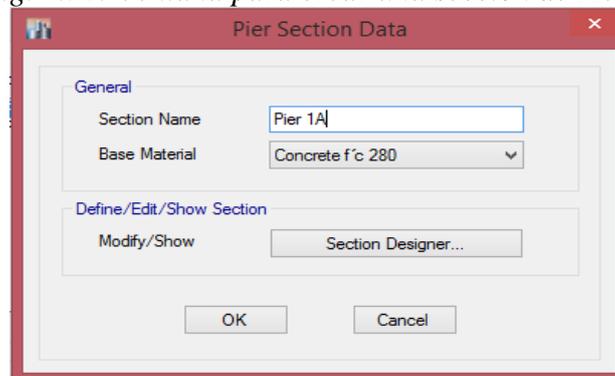
Piso	Pier	Load case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1	P1	SPX Max	Bottom	1,8484	79,4885	0,0243	0,7041	0,0534	1079,9176
		SPY Max		25,8126	1,6086	1,4414	0,0623	4,2642	21,5597
		SX		-2,026	107,8623	0,0148	-0,9242	0,018	1451,8264
		SY		-40,2996	0,338	2,3255	0,0511	6,8762	-0,441
		UDCon11 Max		-407,2593	79,6194	3,74	0,8086	4,4876	1079,4999
		UDCon12 Max		-383,2951	1,7395	5,157	0,1668	8,6985	21,1421
		UDCon13 Max		-272,4733	79,5752	2,3556	0,7714	2,8362	1079,6456
		UDCon14 Max		-248,509	1,6953	3,7727	0,1296	7,0471	21,2878
		ENV Max		-234,0221	107,9932	6,0412	1,0287	11,3105	1451,5544

*Fuente: Software Etabs.*

Los valores de la tabla (4.25) corresponden al primer nivel del edificio, esta tabla fue exportada desde el programa Etabs a Excel para poder dibujar los diagramas de interacción.

Para graficar los diagramas de interacción en Excel se necesitan hacer un elemento general Pier al cual se le va asignar una cuantía de acero cualquiera para lograr obtener los diagramas de interacción. Para crear una sección general del muro se lo tiene que hacer en el sección designer para realizar esto seguimos la secuencia *Design – Shear Wall Design – Define General Pier Section – Add Pier Section* y así creamos una sección del muro y la dibujamos en el comando Section Designer.

*Fig. 4.56: Ventana para crear una sección de Muro.*



*Fuente: Software Etabs.*

En el comando section Design nos ayuda a distribuir aceros en una sección cualquiera y nos genera diagramas de interacción de esas mismas secciones.

Los diagramas de interacción son el conjunto de puntos  $P_u - M_u$  que resiste una sección en donde los valores de  $P_u$  están en el sentido Y y los valores de  $M_u$  en el sentido X, para el dibujo de los diagramas vamos exportar de etabs a Excel para realizar el diseño.

El acero que se va a colocar será el debido al momento máximo que se presente en la tabla (4,26), el diseño se lo hará mediante resistencia en donde se tiene la ecuación:

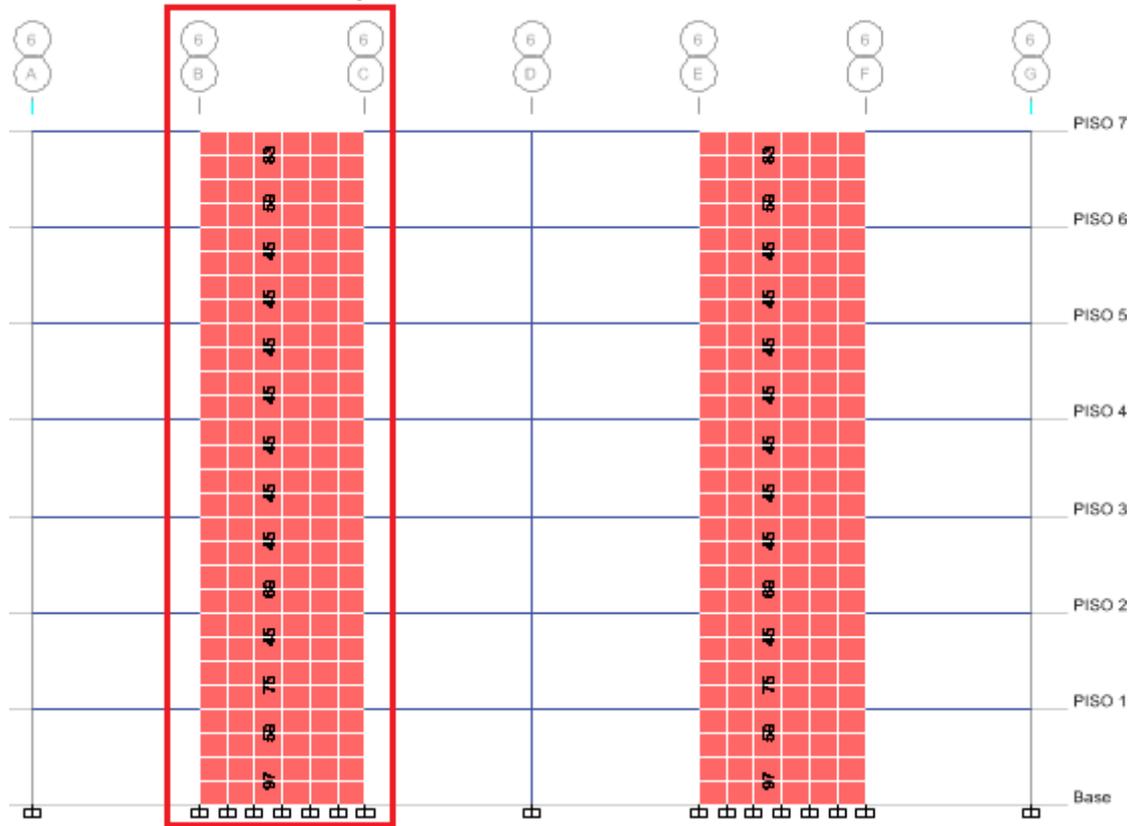
$$M_u \leq \phi M_n$$

Para tener el área de acero que se va a colocar en la sección se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi A_s f_y (0,9L)$$

Los datos para el cálculo serán del muro Pier 1 ubicado en la dirección X en el pórtico 6.

Fig. 4.57 Muro Pier 1 a ser diseñado.



Fuente: Software Etabs

La longitud del muro es de 6,90 m con un espesor de 30 cm, el  $f'c$  de los muros será de  $280\text{kg/cm}^2$ ; para el cálculo del acero se escogerán los  $Mu3$  máximos de la tabla (4.25), en donde el mayor valor es  $Mu = 1451,82\text{ ton-m}$ .

$$A_s = \frac{1451,82 * 10E5}{4200 * 0,9 * 0,9 * 5,10 * 100}$$

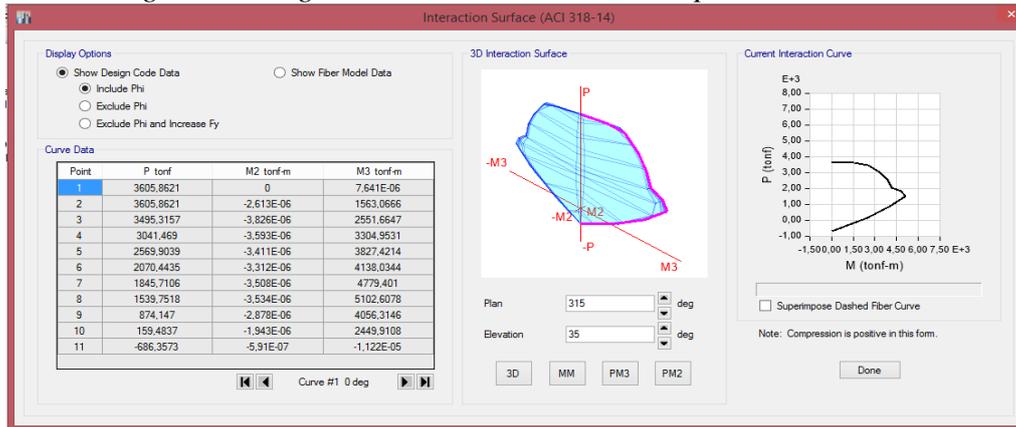
Para elementos en flexo-compresión  $\phi = 0,90$  y se multiplica por 100 para obtener la respuesta en  $\text{cm}^2$ , el valor de  $L_n$  es de 5,10 m debido a que el muro presentara elemento de bordes.

$$A_s = 83,67\text{cm}^2$$

El valor de acero que nos salió será el que se distribuirá en el muro, ya teniendo distribuidos el acero podemos obtener diagramas de interacción del elemento con ese

refuerzo. Los diagramas que serán dibujados de Excel serán los exportados de Etabs, para la dirección X se usara los diagramas de 0 y 180 grados y para el sentido Y los de 90 y 270 grados; en la parte superior del diagrama será la de compresión y la parte de abajo la de flexión.

Fig. 4.58: Diagramas de interacción a ser exportados a Excel.



Fuente: Software Etabs

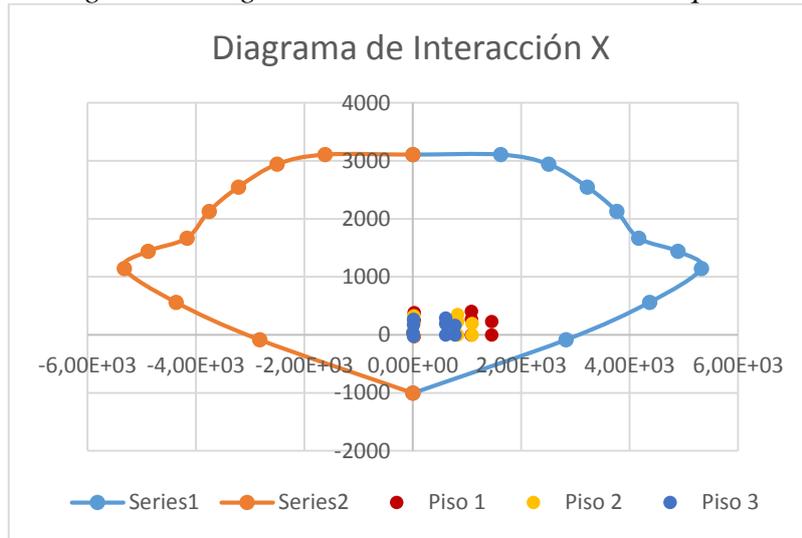
El diseño por flexo-compresión es de forma interactiva y para comprobar que está bien hecho el diseño, los momentos en cada piso deben quedar dentro del diagrama de interacción.

Tabla 4.26: Valores en X para dibujar diagrama de interacción en muros

Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3109,2007	8,30E-07	-7,47E-06	1	3109,201	8,30E-07	-7,47E-06
2	3109,2007	5,69E-07	1619,5896	2	3109,201	-1,41E-06	-1619,5896
3	2942,9861	7,14E-07	2,51E+03	3	2942,986	-1,79E-06	-2,51E+03
4	2549,6294	1,02E-06	3216,5945	4	2549,629	-1,66E-06	-3216,5945
5	2130,8671	1,32E-06	3759,1659	5	2130,867	-1,60E-06	-3759,1659
6	1669,8313	1,63E-06	4165,4675	6	1669,831	-1,63E-06	-4165,4675
7	1442,1817	2,32E-06	4886,6703	7	1442,182	-1,61E-06	-4886,6703
8	1147,1151	3,29E-06	5320,2424	8	1147,115	-1,38E-06	-5320,2424
9	562,0261	3,72E-06	4367,0276	9	562,026	-8,54E-07	-4367,0275
10	-84,3096	3,01E-06	2824,5016	10	-84,3096	-6,19E-07	-2824,5016
11	-1004,278	-1,22E-06	1,10E-05	11	-1004,28	-1,22E-06	1,10E-05

Fuente: Software Etabs

Fig. 4.59: Diagrama de Interacción en X del Bloque 1.



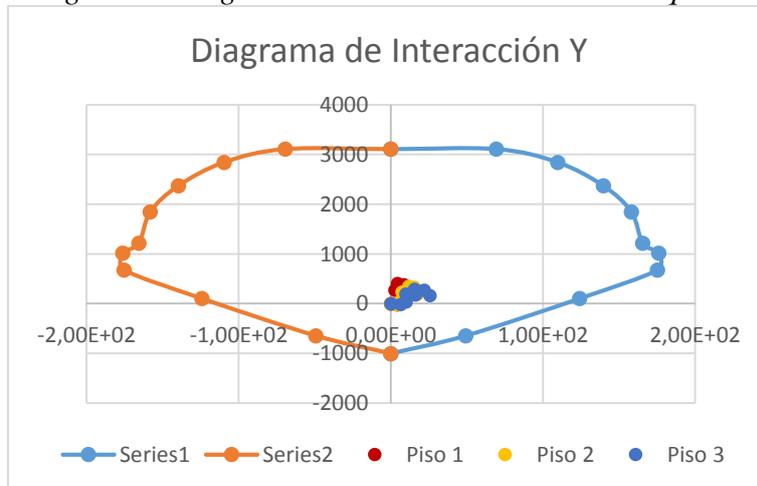
Fuente: Autoría Propia.

Tabla 4.27: Valores en Y para dibujar diagrama de interacción en muros

Curve #7 90 deg				Curve #19 270 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3109,2007	8,30E-07	-7,47E-06	1	3109,201	8,30E-07	-7,47E-06
2	3109,2007	6,95E+01	1,87E-05	2	3109,201	-6,95E+01	-2,88E-05
3	2843,2663	1,10E+02	2,03E-05	3	2843,266	-1,10E+02	-2,93E-05
4	2372,1878	1,40E+02	2,28E-05	4	2372,188	-1,40E+02	-2,98E-05
5	1848,0919	1,58E+02	3,55E-05	5	1848,092	-1,58E+02	-3,93E-05
6	1215,1364	1,66E+02	4,43E-05	6	1215,136	-1,66E+02	-4,27E-05
7	1014,6887	1,76E+02	4,39E-05	7	1014,689	-1,76E+02	-3,91E-05
8	677,8657	1,75E+02	1,00E-04	8	677,8658	-1,75E+02	-4,52E-05
9	102,2083	124,2474	0,0001	9	102,2083	-124,2474	-0,0001
10	-646,754	49,3043	3,43E-05	10	-646,754	-49,3043	-1,24E-05
11	-1004,278	-1,22E-06	1,10E-05	11	-1004,28	-1,22E-06	1,10E-05

Fuente: Software Etabs

Fig. 4.60: Diagrama de Interacción en Y del Bloque 1.



Fuente: Autoría Propia.

Como se puede ver en el diagrama de interacción todos los momentos máximos de cada piso se encuentran dentro del diagrama esto quiere decir que la distribución de acero que se hizo es la adecuada para resistir los momentos últimos. Si se da el caso de que los puntos de momentos máximos de algún piso queden fuera del diagrama se tendrá que cambiar de refuerzo es decir aumentar cuantía, de esta forma se hace interactiva el método de flexo-compresión. Lo mismo se hace para el otro bloque.

La sección diseñada de los muros para cada bloque será la siguiente:

I. Primer bloque de diseño pisos 1, 2 y 3.

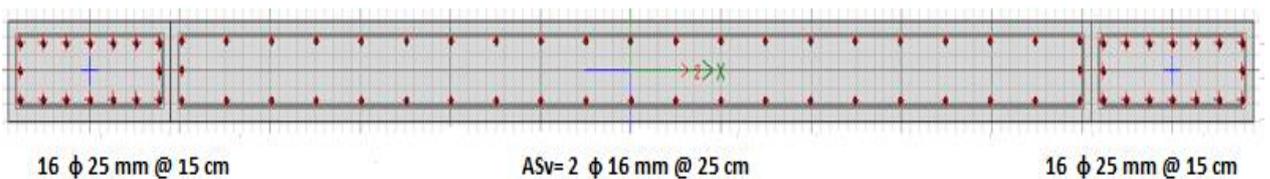


Fig. 4.61: Distribución de los aceros del muro para los pisos 1, 2 y 3.

II. Segundo Bloque de diseño pisos 4, 5, 6 y 7.

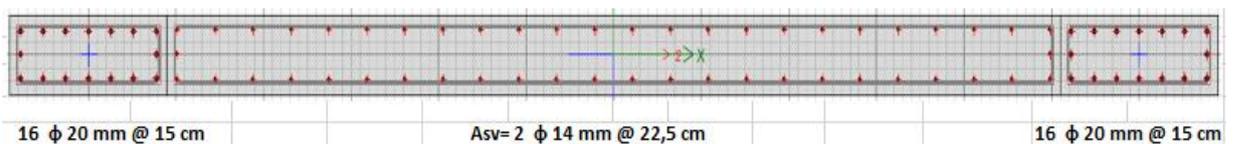


Fig. 4.62: Distribución de los aceros del muro para los pisos 4, 5, 6 y 7.

#### 4.13.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante se lo hará según las especificaciones técnicas del ACI 318-14 para muros estructurales. Como ejemplo del desarrollo de diseño de los muros resistente a cortante se tomara el primer bloque de diseño; se va a diseñar el acero transversal necesario en el muro ya que este es el que más tiene que resistir ante el sismo

o corte que se pueda provocar en el muro. El diseño de resistencia a cortante tiene que cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n ; \phi = 0,85$$

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia al cortante en el muro se la calculara mediante la siguiente ecuación tomada del libro de Antonio Blasco:

$$V_u = V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  son los cortantes y momentos amplificados provenientes del análisis de diagramas de interacción;  $M_n$  es el momento nominal resistente del muro el cual lo obtenemos con los aceros ya colocados en el diseño de flexo-compresión. El valor de  $M_n/M_{ua}$  no se debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) que en nuestro caso es 8. El desarrollo del diseño se lo hará para el primer piso para lo cual tenemos los siguientes datos del muro.

*Tabla 4.28: Datos del Muro cortante.*

MURO				
Piso	Pier	Lm	em	f'c
<b>1</b>	P1	6,9	0,3	280
<b>2</b>	P1	6,9	0,3	280
<b>3</b>	P1	6,9	0,3	280
<b>4</b>	P1	6,9	0,3	280
<b>5</b>	P1	6,9	0,3	280
<b>6</b>	P1	6,9	0,3	280
<b>7</b>	P1	6,9	0,3	280

*Fuente: Autoría Propia.*

La obtención de  $V_{ua}$  se hace por medio de las tablas de análisis de etabs en la que vamos a coger el valor máximo que en la tabla corresponda a  $V_2$  que es el cortante último

según el diseño en Etabs para el diseño de los demás pisos se hará lo mismo. El momento último de análisis Mua se lo escoge de la misma tabla y corresponde a los momentos máximos provocados por los máximos cortantes. El Mua son los valores de M3 en la tabla.

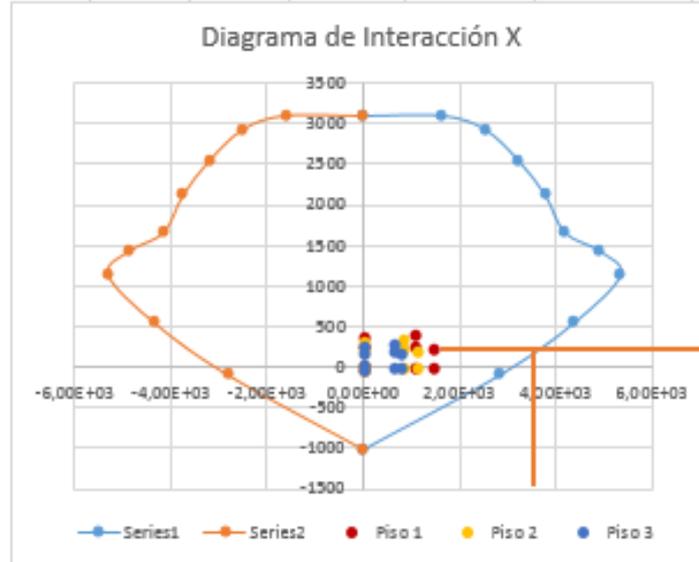
Tabla 4.29: Valores de Vua y Mua obtenidos de Etabs.

Piso	Pier	Load case/Combo	Location	Valores Obtenidos en Etabs					
				P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1	P1	SPX Max	Bottom	1,8484	79,4885	0,0243	0,7041	0,0534	1079,918
		SPY Max		25,8126	1,6086	1,4414	0,0623	4,2642	21,5597
		SX		-2,026	107,8623	0,0148	-0,9242	0,018	1451,826
		SY		-40,2996	0,338	2,3255	0,0511	6,8762	-0,441
		UDCon11 Max		-407,259	79,6194	3,74	0,8086	4,4876	1079,5
		UDCon12 Max		-383,295	1,7395	5,157	0,1668	8,6985	21,1421
		UDCon13 Max		-272,473	79,5752	2,3556	0,7714	2,8362	1079,646
		UDCon14 Max		-248,509	1,6953	3,7727	0,1296	7,0471	21,2878
ENV Max	-234,022	107,9932	6,0412	1,0287	11,3105	1451,554			

Fuente: Autoría Propia.

Los valores máximos nos dieron  $V_{ua} = 107,99$  ton y  $M_{ua} = 1451,55$  ton-m, después de haber obtenido los valores pasamos a obtener el valor de momento nominal  $M_n$  con los diagramas de interacción hechos por el método de flexo-compresión en donde se ubicará el punto más desfavorable que se produzca en el piso de análisis, se tiene que verificar que ese punto desfavorable sea provocado por los valores  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  máximos.

Fig. 4.63: Diagrama de interacción determinado Mn.



Fuente: Autoría Propia.

Entrando al diagrama nos damos cuenta que nos da un valor de  $M_n = 3650 \text{ ton-m}$  el cual va a ser dividido para 0,7 debido a que las curvas del diagrama de interacción están afectados por el valor  $\phi$ .

Tenemos  $M_n = 3650 / 0,7 = 5214,29 \text{ ton-m}$

$$\left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \leq R ; \text{ donde } R = 8$$

$$\left( \frac{5214,29 \text{ ton} - \text{m}}{1451,55 \text{ ton} - \text{m}} \right) = 3,60 \leq 8 \quad \text{OK}$$

$$V_u \text{ diseño} = \frac{107,99 \text{ ton} * (3,60)}{0,85}$$

$$V_u \text{ diseño} = 456,36 \text{ ton}$$

El valor  $V_c$  según la sección 11.5.4.5 del código ACI:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * hd$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (30) * (0.8 * 6,90) * 10$$

$$V_c = 146,86 \text{ ton}$$

EL valor de  $V_c$  no debe de exceder el valor de  $V_c$  de la ecuación 18.10.4.1 del código del ACI:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'c}$$

$$V_s = A_{cw} * \rho_t * f_y$$

En donde los valores de  $A_{cw}$  son el espesor del muro por la longitud y el valor de  $\alpha_c$  depende de la relación:

$$\alpha_c = 0.8 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

EL valor de  $h_w$  es la altura medida desde el piso analizado hasta el último piso, es decir, el  $h_w$  para el piso 1 es igual a 24,5, para el piso 2 es igual a 21, para el piso 3 es igual a 17,5 y así sucesivamente para cada piso y el  $L_w$  es la longitud del muro. Calcularemos el valor de  $V_c$  para el primer piso para ejemplo de cálculo:

$$V_c = A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'c}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{24,5}{6} = 4,08 ; \text{ El calor de } \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = 6,9 * 0,3 * 0,53 * \sqrt{280} * 10$$

$$V_{c\ max} = 183,58\ ton$$

Vemos que el valor de  $V_c=146,86\ ton$  el cual es menor que el valor de  $V_{c\ max} = 183,58\ ton$ . Ya teniendo los valores de  $V_u$  y  $V_c$  calculamos  $V_s$  para después poder determinar la cuantía transversal  $\rho_t$

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi}$$

$$V_s = 456,36 - 146,86 ; V_s = 309,5\ ton$$

Para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal extraeremos el valor de  $V_s$  de la ecuación 18.10.4.1 del código ACI 318-14:

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y$$

Habiendo obtenido la ecuación  $V_s$  calcularemos la cuantía de refuerzo longitudinal despejando la ecuación obtenida.

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y * A_{cw}}$$

$$\rho_h = \frac{309,5\ ton}{4,2 * 0,30 * 6,90 * 10000}$$

$$\rho_h = 0,00355$$

La cuantía mínima longitudinal o transversal según el código ACI 318-14 sección 18.10 es de 0,0025 para elementos resistentes a cortante en el capítulo 18 de sismo resistencia. Con la cuantía que nos dio determinaremos el acero a usar y el espaciamiento.

Se usara  $\phi$  de 16mm el cual tiene un área 2,01 cm<sup>2</sup>, teniendo estos datos determinaremos el espaciamiento mediante la siguiente ecuación.

$$S = \frac{2 * A_v}{e_m * \rho_h} ; \text{donde } e_m \text{ es el espesor del muro.}$$

$$S = \frac{2 * 2,01}{30 * 0,00355} ; S = 37,75 \text{ cm}$$

El separara el acero en múltiplos de 1” para tener una mejor distribución, en el caso del acero de que obtenemos en el primer nivel es  $\phi$  de 16mm cada 37,5. Como se está haciendo el diseño por bloque primero tenemos que calcular la distribución de los aceros de los dos pisos más que faltan y escoger el más desfavorable y el que presente una mayor demanda, el mismo procedimiento aplicado para el cálculo del refuerzo de vertical para el primer piso se lo usara para los demás niveles.

*Tabla 4.30: Resumen de Acero Longitudinal del Bloque de Diseño 1*

pv	Vs diseño	$\Phi$	As	ACERO LONGITUDINAL			S (cm)	S(cm)
0,003560261	309,53	16 mm	2,01	2	$\Phi$	16 mm	37,64	35,00
0,00431086	374,79	16 mm	2,01	2	$\Phi$	16 mm	31,08	30,00
0,004973916	432,43	16 mm	2,01	2	$\Phi$	16 mm	26,94	25,00

*Fuente: Autoría Propia.*

Para la determinación del acero de refuerzo transversal se utilizara:

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - h_w / l_w \right) (\rho_v - 0.0025)$$

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5(2.5 - 3,55)(0,00356 - 0.0025)$$

$$\rho_t = 0,0019$$

El valor de  $\rho_t$  como mínimo debe de ser 0,0025 el cual será el que adoptemos para el muro, de la misma manera realizamos el cálculo para los demás pisos del bloque de diseño y obtenemos.

*Tabla 4.31: Resumen de Acero Transversal del Bloque de Diseño 1*

pt	$\Phi$	As	ACERO VERTICAL			S (cm)	S(cm)
			2	$\Phi$	10 mm		
0,0025	10 mm	0,785	2	$\Phi$	10 mm	20,93	20,00
0,0025	10 mm	0,785	2	$\Phi$	10 mm	20,93	20,00
0,0025	10 mm	0,785	2	$\Phi$	10 mm	20,93	20,00

*Fuente: Autoría Propia.*

Para los elementos de bordes calcularemos los estribos y su separación, ya teniendo los aceros longitudinales hallados por el método de flexo-compresión los cuales fueron para el bloque de diseño 1 que comprende del primer piso hasta el tercero de  $16\phi 25$  mm @ 15 cm. La separación de los estribos se los calcula según el código ACI 318-14 sección 18.7.5.3, se escogerá el menor valor comprendido entre:

- 6 veces el diámetro menor de la varilla longitudinal; en el cual tenemos varilla de 25mm por lo tanto el resultado es 15cm.
- El tercio de la longitud menor del elemento de borde la misma que es 30cm; el valor de  $S=10$ cm
- $S_0 = 10 \frac{35-hx}{3}$  ; donde hx es la separación del acero longitudinal.

$$S_0 = 10 \frac{35 - 15}{3} ; S_0 = 16,66\text{cm}$$

La separación mínimo es 10cm según la norma; como refuerzo transversal varilla de 12mm cada 10cm. Teniendo ya el refuerzo que utilizaremos en los estribos procedemos

a calcular el refuerzo por confinamiento transversal en los borde según código ACI 318-14 capítulo 18 sección 18.10.6.4 de elementos especiales de borde y el desarrollo basándonos en los apuntes del libro de Diseño de Concreto Armado del SR. Roberto Morales Morales capítulo 19.

### Calculo del refuerzo transversal

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3s h_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ 0.09s h_c \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

Considerando estribos de 12mm @ 10cm y un recubrimiento de r=4cm, se calculara primero el acero en la dirección de la longitud menor:

$$h_c = \text{Lado Mayor} - ((2 * r) + \phi_v)$$

$$h_c = 90 - ((2 * 4) + 1,2) ; h_c = 80,8\text{cm}$$

$$A_g = \text{Lado Mayor} * \text{Lado Menor}$$

$$A_g = 90 \text{ cm} * 30\text{cm} , A_g = 2700\text{cm}^2$$

$$A_{ch} = (\text{Lado Mayor} - (2 * r)) * (\text{Lado Menor} - (2 * r))$$

$$A_{ch} = (90 - (2 * 4)) * (30 - (2 * 4)) ; A_{ch} = 1804\text{cm}^2$$

$$A_{sh1} \geq \begin{cases} (0,3)(10)(80,8) \left( \frac{2700}{1804} - 1 \right) \left( \frac{280}{2400} \right) = 8,02\text{cm}^2 \\ 0,09(10)(80,8) \left( \frac{280}{2400} \right) = 4,84\text{cm}^2 \end{cases}$$

### Usaremos 5 $\phi$ 14mm

En la dirección de longitud mayor:

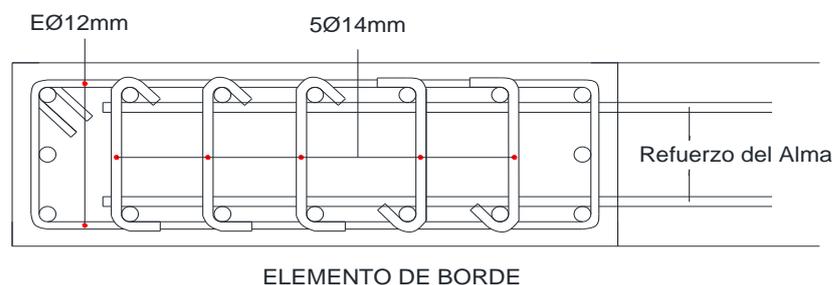
$$h_c = 30 - ((2 * 4) + 1,2) ; h_c = 20,8\text{cm}$$

$$A_{sh1} \geq \begin{cases} (0,3)(10)(20,8) \left( \frac{2700}{1804} - 1 \right) \left( \frac{280}{2400} \right) = 2,06\text{cm}^2 \\ 0,09(10)(20,8) \left( \frac{280}{2400} \right) = 1,24\text{cm}^2 \end{cases}$$

### Usaremos 2 $\phi$ 12mm

Se usara como refuerzo transversal según la norma ACI 318-14 secciones 18.10.6.3, 18.10.6.4 y 18.10.6.5. Estribos 12mm @ 10cm con refuerzo transversal en la dirección del lado menor 5  $\phi$  14mm y en la dirección del lado mayor 2  $\phi$  12mm; la distancia donde se ubicara cada 10cm es en la sección más crítica del muro la cual es la mayor entre  $L_w$  y  $M_u/4V_u$  en donde  $L_w=6,90\text{m}$  y  $M_u/4V_u= 5214.29/4(456,39)=2,86\text{m}$ ; el mayor es 6,90m y en el resto del muro se colocara el mínimo según 18.10.6.5 el cual es estribos cada 20cm.

*Fig. 4.64: Detalle del Acero de Refuerzo Transversal en los Bordes*



*Fuente: Autoría Propia.*

Calculado el refuerzo transversal que va a ir colocado en el elemento de borde terminamos el diseño de los muros.

*Tabla 4.32: Refuerzo Transversal en los Elementos de Borde.*

PISO	ELEMENTO DE BORDE LADO IZQUIERDO								ELEMENTO DE BORDE LADO DERECHO							
	LX (m)	LY (m)	Acero Long.			Estribos 18.7.5.3			LX (m)	LY (m)	Acero Long.			Estribos 18.7.5.3		
1	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10
2	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10
3	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10
4	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10
5	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10
6	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10
7	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10

*Fuente: Autoría Propia.*

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

- El empleo de muros estructurales en las edificaciones es de vital importancia y tiene un gran aporte debido a que nos ayuda a disminuir las derivas de pisos, periodos de vibración, deformaciones debido a sismos que comúnmente en edificaciones aporricadas seria difíciles de controlar.
- Los resultados de derivas de piso en la primera distribución de muros fue mayor a la permitida por la norma NEC-15, como solución se aumentó secciones de columnas pero esto no ayudo en nada por lo cual concluimos que era necesario una nueva distribución de muros para solucionar este problema.
- Los paramentos de demanda/capacidad en los elementos viga y columnas dependen del refuerzo cantidad del refuerzo que se utilice.
- Se realizó el análisis en el programa Etabs de una edificación de 7 niveles con una distribución de muros de cortante en donde se obtuvo un buen comportamiento ante cargas sísmicas y espectro de diseño por aceleraciones el mismo que fue calculado en el programa mismo.
- Se hizo el diseño por flexo-compresión y por cortante en donde se obtuvo los valores de refuerzo y espaciamiento de los mismos para el muro analizado, como la edificación es regular los demás muros tenían una sollicitación igual, debido a esto el diseño de un muro corresponde a los demás.
- Se aplicaron las normas ACI 318-2014 para la determinación de los refuerzos y requisitos mínimos que se debían cumplir en edificaciones sismos resistentes y la

norma NEC-15 para el análisis y modelado de la estructura mediante el método estático lineal.

### **Recomendaciones**

- Los sistemas de muros estructurales deben ser evaluados para edificaciones de mayor altura para ver cuál es su comportamiento ante periodos de vibración y su esbeltez que efectos causaría en las edificaciones y como solucionarla.
- Es necesario incluir el diseño y análisis de muros estructurales en los pensum académicos universitarios correspondientes a las cátedras de hormigón y estructuras ya que es un tema muy interesante e importante para soluciones sísmicas debido a que estos elementos tienen un buen comportamiento ante cargas laterales y no dejando de lado también que nuestro país está ubicado en una zona altamente sísmica y el uso de estos elementos en nuestras edificaciones con un número de pisos considerable sería de vital aporte ante comportamientos estructurales.
- Se recomienda que la distribución de los muros en los planos arquitectónicos sea ampliamente revisado por un ingeniero estructural debido a que si los muros están mal ubicados en planta ya no serían un elemento de aporte a la edificación sino que se convertirían en un elemento que llevarían al edificio al colapso y fallo total debido a una mala configuración en planta.
- Los muros estructurales se los debe considerar constante en su altura y sección; es decir, que no cambien sus dimensiones ya que si se da esto los muros perderían resistencia, rigidez y serían más vulnerables a las vibraciones y deformaciones que se producirían ante un sismo.

- Se recomienda ampliar la investigación del uso de muros cortantes en las edificaciones que presenten problemas estructurales debido a un mal diseño, un mal proceso constructivo, o porque el edificio ya paso su tiempo de vida útil; haciendo una evaluación del edificio a ser rehabilitado.
- Para futuros desarrollos y amplificación de este tema se debe considerar como condiciones mínimas que se cumplan los efectos de derivas de piso, deformaciones máximas, periodos de vibración.

# **ANEXOS**

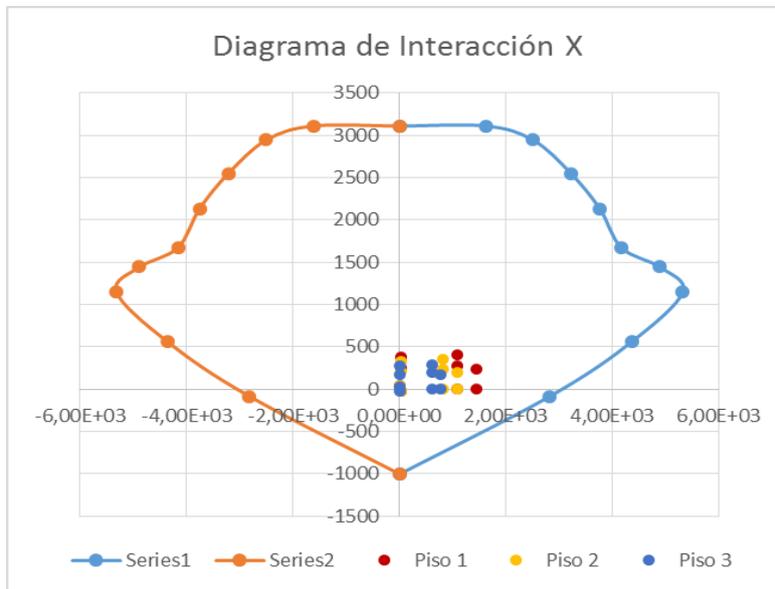
## **TABLAS DE CÁLCULO**

# Diseño Por Flexo-compresión

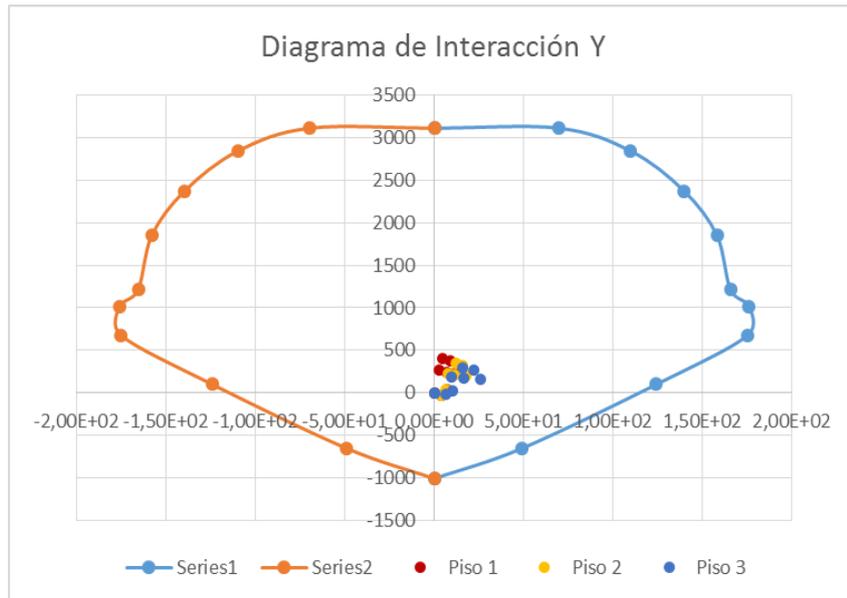
Piso	Pier	Load case/Combo	Location	Valores Obtenidos en Etabs												Bloque de Diseño
				P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P (-)	V3	M2	
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	Absolutos			Tonf	Absolutos		
1	P1	SPX Max	Bottom	1,8484	79,4885	0,0243	0,7041	0,0534	1079,9176	1,8484	79,4885	1079,9176	-1,8484	0,0243	0,0534	B L O Q U E  1
		SPY Max		25,8126	1,6086	1,4414	0,0623	4,2642	21,5597	25,8126	1,6086	21,5597	-25,8126	1,4414	4,2642	
		SK		-2,026	107,8623	0,0148	-0,9242	0,018	1451,8264	2,026	107,8623	1451,8264	2,026	0,0148	0,018	
		SY		-40,2996	0,338	2,3255	0,0511	6,8762	-0,441	40,2996	0,338	0,441	40,2996	2,3255	6,8762	
		UDCon11 Max		-407,2593	79,6194	3,74	0,8086	4,4876	1079,4999	407,2593	79,6194	1079,4999	407,2593	3,74	4,4876	
		UDCon12 Max		-383,2951	1,7395	5,157	0,1668	8,6985	21,1421	383,2951	1,7395	21,1421	383,2951	5,157	8,6985	
		UDCon13 Max		-272,4733	79,5752	2,3556	0,7714	2,8362	1079,6456	272,4733	79,5752	1079,6456	272,4733	2,3556	2,8362	
		UDCon14 Max		-248,509	1,6953	3,7727	0,1296	7,0471	21,2878	248,509	1,6953	21,2878	248,509	3,7727	7,0471	
ENV Max	-234,0221	107,9932	6,0412	1,0287	11,3105	1451,5544	234,0221	107,9932	1451,5544	234,0221	6,0412	11,3105				
2	P1	SPX Max	Bottom	1,8552	72,6649	0,0385	1,7614	0,078	824,1293	1,8552	72,6649	824,1293	-1,8552	0,0385	0,078	B L O Q U E  1
		SPY Max		23,6157	1,8968	1,534	0,1485	3,9091	17,0124	23,6157	1,8968	17,0124	-23,6157	1,534	3,9091	
		SK		-2,0662	97,8245	0,0323	-2,3152	0,0549	1090,4001	2,0662	97,8245	1090,4001	2,0662	0,0323	0,0549	
		SY		-36,722	0,7934	2,4536	0,1341	6,2145	0,5311	36,722	0,7934	0,5311	36,722	2,4536	6,2145	
		UDCon11 Max		-350,1324	72,7282	6,4193	2,0024	11,8266	824,9394	350,1324	72,7282	824,9394	350,1324	6,4193	11,8266	
		UDCon12 Max		-328,3719	1,9601	7,9148	0,3895	15,6577	17,8225	328,3719	1,9601	17,8225	328,3719	7,9148	15,6577	
		UDCon13 Max		-233,9863	72,7108	4,0442	1,9159	7,4513	824,6549	233,9863	72,7108	824,6549	233,9863	4,0442	7,4513	
		UDCon14 Max		-212,2258	1,9428	5,5397	0,3031	11,2825	17,5381	212,2258	1,9428	17,5381	212,2258	5,5397	11,2825	
ENV Max	-199,1195	97,8878	8,8344	2,5562	17,963	1091,2102	199,1195	97,8878	1091,2102	199,1195	8,8344	17,963				
3	P1	SPX Max	Bottom	1,7341	65,8049	0,0741	3,4518	0,1428	603,1405	1,7341	65,8049	603,1405	-1,7341	0,0741	0,1428	B L O Q U E  1
		SPY Max		20,0408	1,974	2,8981	0,2794	6,4992	13,2366	20,0408	1,974	13,2366	-20,0408	2,8981	6,4992	
		SK		-1,9574	87,5961	0,0626	-4,4906	0,108	775,1165	1,9574	87,5961	775,1165	1,9574	0,0626	0,108	
		SY		-31	1,0988	4,6011	0,2295	10,236	1,5533	31	1,0988	1,5533	31	4,6011	10,236	
		UDCon11 Max		-291,1203	65,4896	8,8255	3,889	15,5998	603,3613	291,1203	65,4896	603,3613	291,1203	8,8255	15,5998	
		UDCon12 Max		-272,8137	1,6586	11,6494	0,7166	21,9563	13,4574	272,8137	1,6586	13,4574	272,8137	11,6494	21,9563	
		UDCon13 Max		-194,3604	65,6082	5,5655	3,7304	9,8466	603,2954	194,3604	65,6082	603,2954	194,3604	5,5655	9,8466	
		UDCon14 Max		-176,0537	1,7772	8,3894	0,558	16,203	13,3914	176,0537	1,7772	13,3914	176,0537	8,3894	16,203	
ENV Max	-165,0945	87,3993	13,3525	4,9278	25,6931	775,3373	165,0945	87,3993	775,3373	165,0945	13,3525	25,6931				
4	P1	SPX Max	Bottom	1,4934	55,3169	0,0834	3,7719	0,1514	408,4648	1,4934	55,3169	408,4648	-1,4934	0,0834	0,1514	B L O Q U E  2
		SPY Max		15,8701	1,9057	3,0058	0,2837	6,0351	9,5999	15,8701	1,9057	9,5999	-15,8701	3,0058	6,0351	
		SK		-1,699	71,8911	0,0715	-4,855	0,1218	498,9147	1,699	71,8911	498,9147	1,699	0,0715	0,1218	
		SY		-24,4163	1,2682	4,7015	0,2056	9,3062	2,0191	24,4163	1,2682	2,0191	24,4163	4,7015	9,3062	
		UDCon11 Max		-232,1823	54,6588	9,0093	4,255	15,5393	407,7593	232,1823	54,6588	407,7593	232,1823	9,0093	15,5393	
		UDCon12 Max		-217,8056	1,2476	11,9317	0,7669	21,423	8,8944	217,8056	1,2476	8,8944	217,8056	11,9317	21,423	
		UDCon13 Max		-155,0067	54,8998	5,6791	4,0787	9,796	408,0205	155,0067	54,8998	408,0205	155,0067	5,6791	9,796	
		UDCon14 Max		-140,63	1,4886	8,6015	0,5906	15,6797	9,1556	140,63	1,4886	9,1556	140,63	8,6015	15,6797	
ENV Max	-132,0837	71,4741	13,6274	5,3382	24,6941	498,4705	132,0837	71,4741	498,4705	132,0837	13,6274	24,6941				
5	P1	SPX Max	Bottom	1,1597	46,8959	0,0941	3,9884	0,1667	251,6029	1,1597	46,8959	251,6029	-1,1597	0,0941	0,1667	B L O Q U E  2
		SPY Max		11,4203	1,7451	3,1412	0,3094	5,9515	6,5924	11,4203	1,7451	6,5924	-11,4203	3,1412	5,9515	
		SK		-1,3283	58,1557	0,0835	-5,0917	0,1428	280,8122	1,3283	58,1557	280,8122	1,3283	0,0835	0,1428	
		SY		-17,4855	1,2956	4,8558	0,229	9,0739	2,3591	17,4855	1,2956	2,3591	17,4855	4,8558	9,0739	
		UDCon11 Max		-172,3145	46,0144	9,9013	4,6075	17,0478	250,3692	172,3145	46,0144	250,3692	172,3145	9,9013	17,0478	
		UDCon12 Max		-162,054	0,8636	12,9485	0,9285	22,8326	5,3587	162,054	0,8636	5,3587	162,054	12,9485	22,8326	
		UDCon13 Max		-115,0999	46,3356	6,2455	4,3811	10,7554	250,821	115,0999	46,3356	250,821	115,0999	6,2455	10,7554	
		UDCon14 Max		-104,8394	1,1848	9,2927	0,7021	16,5401	5,8105	104,8394	1,1848	5,8105	104,8394	9,2927	16,5401	
ENV Max	-98,7742	57,5954	14,6631	5,7107	25,955	280,0303	98,7742	57,5954	280,0303	98,7742	14,6631	25,955				
6	P1	SPX Max	Bottom	0,7684	33,3999	0,0923	3,7633	0,166	120,4318	0,7684	33,3999	120,4318	-0,7684	0,0923	0,166	B L O Q U E  2
		SPY Max		7,2596	1,5367	2,766	0,294	4,9567	3,8563	7,2596	1,5367	3,8563	-7,2596	2,766	4,9567	
		SK		-0,8818	37,6426	0,085	-4,7687	0,1516	107,9525	0,8818	37,6426	107,9525	0,8818	0,085	0,1516	
		SY		-11,0813	1,3323	4,2256	0,2093	7,481	2,1735	11,0813	1,3323	2,1735	11,0813	4,2256	7,481	
		UDCon11 Max		-112,3364	32,28	9,589	4,4301	17,2773	118,9147	112,3364	32,28	118,9147	112,3364	9,589	17,2773	
		UDCon12 Max		-105,8452	0,4167	12,2626	0,9608	22,068	2,3392	105,8452	0,4167	2,3392	105,8452	12,2626	22,068	
		UDCon13 Max		-75,1991	32,6869	6,0403	4,1859	10,8886	119,4667	75,1991	32,6869	119,4667	75,1991	6,0403	10,8886	
		UDCon14 Max		-68,7079	0,8237	8,714	0,7165	15,6794	2,8912	68,7079	0,8237	2,8912	68,7079	8,714	15,6794	
ENV Max	-64,8862	36,9296	13,7223	5,4355	24,5923	119,4667	64,8862	36,9296	119,4667	64,8862	13,7223	24,5923				
7	P1	SPX Max	Bottom	0,3816	13,3658	0,1213	5,0384	0,1904	35,7185	0,3816	13,3658	35,7185	-0,3816	0,1213	0,1904	B L O Q U E  2
		SPY Max		3,017	1,3301	3,6623	0,3998	5,4115	1,8585	3,017	1,3301	1,8585	-3,017	3,6623	5,4115	
		SK		-0,4452	9,1983	0,1094	-6,3876	0,175	7,3762	0,4452	9,1983	7,3762	0,4452	0,1094	0,175	
		SY		-4,5962	1,5406	5,5863	0,3249	8,2246	1,8157	4,5962	1,5406	1,8157	4,5962	5,5863	8,2246	
		UDCon11 Max		-51,5373	12,1094	13,4486	6,0161	20,7453	34,0854	51,5373	12,1094	34,0854	51,5373	13,4486	20,7453	
		UDCon12 Max		-48,9019	0,0737	16,9896	1,3775	25,9664	0,2253	48,9019	0,0737	0,2253	48,9019	16,9896	25,9664	
		UDCon13 Max		-34,7758	12,5672	8,5106	5,6593	13,1088	34,6751	34,7758	12,5672	34,6751	34,7758	8,5106	13,1088	
		UDCon14 Max		-32,1403	0,5315	12,0516	1,0207	18,3299	0,815	32,1403	0,5315	0,815	32,1403	12,0516	18,3299	
ENV Max	-30,5612	12,5672	18,9136	7,3653	28,7795	34,6751	30,5612	12,5672	34,6751	30,5612	18,9136	28,7795				

## Diagramas de Interacción del Bloque de Diseño 1.

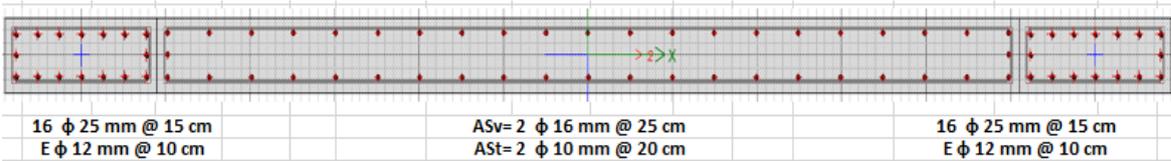
X	Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3109,2007	8,30E-07	-7,47E-06	1	3109,2	8,30E-07	-7,47E-06	
2	3109,2007	5,69E-07	1619,5896	2	3109,2	-1,41E-06	-1619,5896	
3	2942,9861	7,14E-07	2,51E+03	3	2942,99	-1,79E-06	-2,51E+03	
4	2549,6294	1,02E-06	3216,5945	4	2549,63	-1,66E-06	-3216,5945	
5	2130,8671	1,32E-06	3759,1659	5	2130,87	-1,60E-06	-3759,1659	
6	1669,8313	1,63E-06	4165,4675	6	1669,83	-1,63E-06	-4165,4675	
7	1442,1817	2,32E-06	4886,6703	7	1442,18	-1,61E-06	-4886,6703	
8	1147,1151	3,29E-06	5320,2424	8	1147,12	-1,38E-06	-5320,2424	
9	562,0261	3,72E-06	4367,0276	9	562,026	-8,54E-07	-4367,0275	
10	-84,3096	3,01E-06	2824,5016	10	-84,31	-6,19E-07	-2824,5016	
11	-1004,278	-1,22E-06	1,10E-05	11	-1004,3	-1,22E-06	1,10E-05	



Y	Curve #7 90 deg				Curve #19 270 deg			
	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3109,2007	8,30E-07	-7,47E-06	1	3109,2	8,30E-07	-7,47E-06	
2	3109,2007	6,95E+01	1,87E-05	2	3109,2	-6,95E+01	-2,88E-05	
3	2843,2663	1,10E+02	2,03E-05	3	2843,27	-1,10E+02	-2,93E-05	
4	2372,1878	1,40E+02	2,28E-05	4	2372,19	-1,40E+02	-2,98E-05	
5	1848,0919	1,58E+02	3,55E-05	5	1848,09	-1,58E+02	-3,93E-05	
6	1215,1364	1,66E+02	4,43E-05	6	1215,14	-1,66E+02	-4,27E-05	
7	1014,6887	1,76E+02	4,39E-05	7	1014,69	-1,76E+02	-3,91E-05	
8	677,8657	1,75E+02	1,00E-04	8	677,866	-1,75E+02	-4,52E-05	
9	102,2083	124,2474	0,0001	9	102,208	-124,2474	-0,0001	
10	-646,754	49,3043	3,43E-05	10	-646,75	-49,3043	-1,24E-05	
11	-1004,278	-1,22E-06	1,10E-05	11	-1004,3	-1,22E-06	1,10E-05	

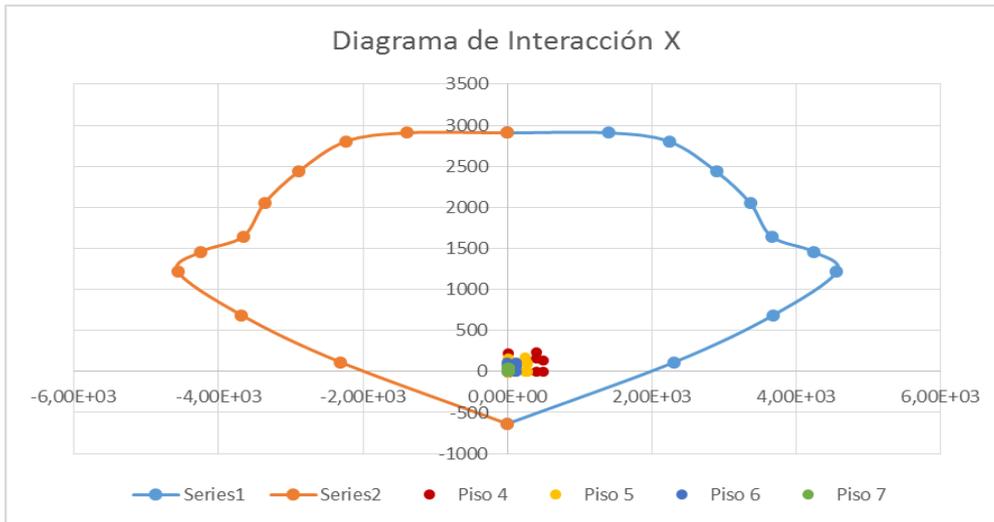


## Bloque de Diseño para los pisos 1, 2 y 3.

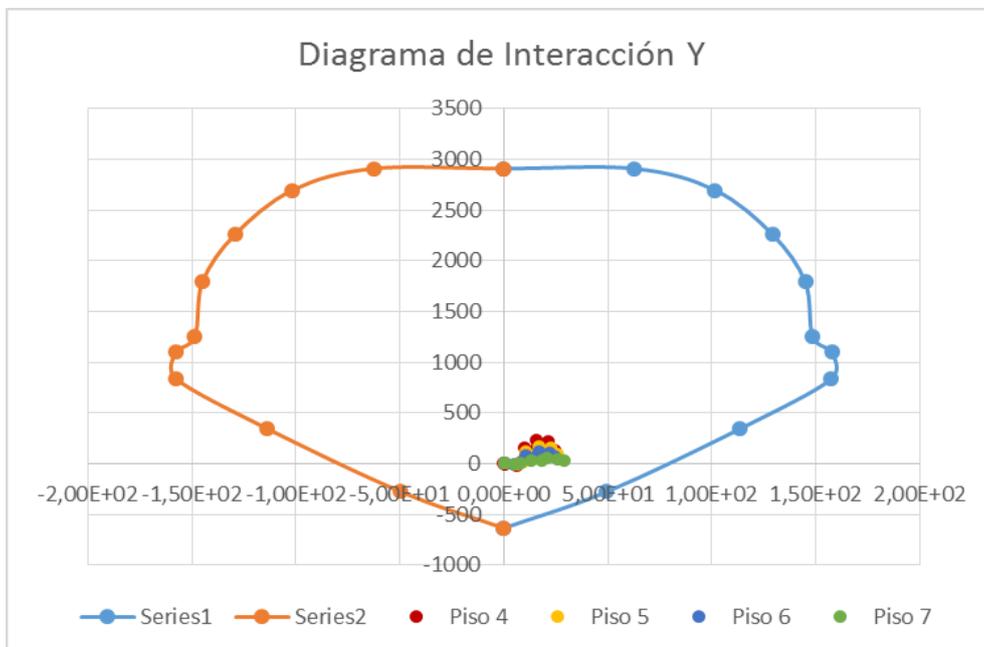


## Diagramas de Interacción Bloque de Diseño 2

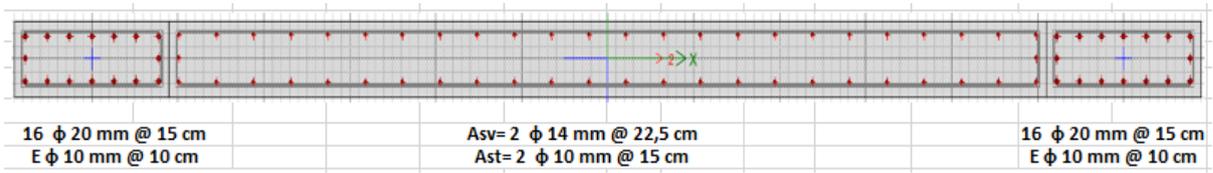
X	Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
	1	2908,488	5,36E-07	-4,82E-06	1	2908,488	5,36E-07	-4,82E-06
2	2908,488	0	1394,6859	2	2908,488	-0,000001448	-1394,6859	
3	2802,2918	0,00E+00	2,24E+03	3	2802,292	-1,77E-06	-2,24E+03	
4	2435,9575	7,37E-07	2893,9741	4	2435,957	-1,59E-06	-2893,9742	
5	2053,2159	1,04E-06	3360,655	5	2053,216	-1,43E-06	-3360,655	
6	1644,2002	1,35E-06	3660,4256	6	1644,2	-1,35E-06	-3660,4256	
7	1461,1148	1,97E-06	4240,2904	7	1461,115	-1,26E-06	-4240,2904	
8	1216,9851	2,83E-06	4561,3001	8	1216,985	-1,00E-06	-4561,3	
9	685,9203	3,25E-06	3678,4619	9	685,9203	-5,16E-07	-3678,4618	
10	113,8223	2,67E-06	2306,9778	10	113,8223	0,00E+00	-2306,9778	
11	-636,0228	-7,86E-07	7,07E-06	11	-636,0228	-7,86E-07	7,07E-06	



	Curve #7 90 deg				Curve #19 270 deg			
	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Y	1	2908,488	5,36E-07	-4,82E-06	1	2908,488	5,36E-07	-4,82E-06
	2	2908,488	62,7268	0,00001807	2	2908,488	-62,7268	-0,00002449
	3	2694,9998	1,02E+02	1,91E-05	3	2695	-1,02E+02	-2,48E-05
	4	2257,4282	1,29E+02	0,00002066	4	2257,428	-1,29E+02	-0,00002514
	5	1789,648	1,45E+02	0,00002876	5	1789,648	-1,45E+02	-0,00003124
	6	1251,3331	1,49E+02	0,00003435	6	1251,333	-1,49E+02	-0,00003336
	7	1095,3349	1,58E+02	0,00003502	7	1095,335	-1,58E+02	-0,00003216
	8	835,6239	1,58E+02	0,00004359	8	835,6239	-1,58E+02	-0,00003744
	9	344,1737	1,14E+02	0,0001	9	344,1738	-1,14E+02	-0,00004457
	10	-277,0091	4,95E+01	0,00003046	10	-277,0091	-4,95E+01	-0,00001631
	11	-636,0228	-7,86E-07	7,07E-06	11	-636,0228	-7,86E-07	7,07E-06



## Bloque de Diseño para los pisos 4, 5, 6 y 7.



# DISEÑO POR CORTANTE

	MURO										11.5.4.5	18,10,4			18,10,2,2	18,10,2,1				
	PISO	PIER	Lm	em	f'c	Vua	Mua	Mur	Mur/Mua	Vud	Vc ton	hm/lm	αc	Vc max ton	Vs	N° Hileras	0,27(f'c)^1/2Ac	Usar	pv	Vs diseño
X	1	P1	6,9	0,3	280	107,99	1451,55	5214,29	3,59	456,39	146,86	3,55	0,53	183,58	309,53	2	93,522	Vs=Ac*pn*fy	0,003560261	309,53
	2	P1	6,9	0,3	280	97,89	1091,21	4942,86	4,53	521,65	146,86	3,04	0,53	183,58	374,79	2	93,522	Vs=Ac*pn*fy	0,00431086	374,79
	3	P1	6,9	0,3	280	87,60	775,12	4357,14	5,62	579,30	146,86	2,54	0,53	183,58	432,43	2	93,522	Vs=Ac*pn*fy	0,004973916	432,43
	4	P1	6,9	0,3	280	71,89	498,91	3000,00	6,01	508,57	146,86	2,03	0,53	183,58	361,71	2	93,5219	Vs=Ac*pn*fy	0,004160416	361,71
	5	P1	6,9	0,3	280	58,16	280,81	3000,00	8,00	547,35	146,86	1,52	0,64	221,68	400,48	2	93,5219	Vs=Ac*pn*fy	0,004606439	400,48
	6	P1	6,9	0,3	280	37,64	107,95	2928,57	8,00	354,28	146,86	1,01	0,80	277,10	207,42	2	93,5219	Vs=Ac*pn*fy	0,0025	207,42
	7	P1	6,9	0,3	280	13,37	35,72	2857,14	8,00	125,80	146,86	0,51	0,80	277,10	21,07	2	93,5219	Vs=Ac*pn*fy	0,0025	21,07

	MURO										11,7,2	18.10.4.4	18,10,4,1										
	PISO	PIER	Lm	em	f'c	φ	As	ACERO LONGITUDINAL			S (cm)	S (cm)	Vn	Vn Max	Condición	pt	φ	As	ACERO VERTICAL			S (cm)	S (cm)
X	1	P1	6,9	0,3	280	16 mm	2,01	2	∅	16 mm	37,64	35,00	456,39	917,90	cumple	0,0025	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	20,93	20,00
	2	P1	6,9	0,3	280	16 mm	2,01	2	∅	16 mm	31,08	30,00	521,65	917,90	cumple	0,0025	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	20,93	20,00
	3	P1	6,9	0,3	280	16 mm	2,01	2	∅	16 mm	26,94	25,00	579,30	917,90	cumple	0,0025	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	20,93	20,00
	4	P1	6,9	0,3	280	14 mm	1,54	2	∅	14 mm	24,68	25	508,57	917,90	cumple	0,00289104	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	18,10	17,50
	5	P1	6,9	0,3	280	14 mm	1,54	2	∅	14 mm	22,29	22,5	547,35	917,90	cumple	0,00353032	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	14,82	15,00
	6	P1	6,9	0,3	280	14 mm	1,54	2	∅	14 mm	40	40	354,28	917,90	cumple	0,0025	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	20,93	20,00
	7	P1	6,9	0,3	280	14 mm	1,54	2	∅	14 mm	40	40	167,93	917,90	cumple	0,0025	10 mm	0,785	2	∅	10 mm	20,93	20,00

PISO	ELEMENTO DE BORDE LADO IZQUIERDO								ELEMENTO DE BORDE LADO DERECHO							
	LX (m)	LY (m)	Acero Long.			Estribos 18.7.5.3			LX (m)	LY (m)	Acero Long.			Estribos 18.7.5.3		
1	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10
2	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10
3	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	25	12	Φ	10
4	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10
5	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10
6	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10
7	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10	0,9	0,3	16	Φ	20	10	Φ	10

## BIBLIOGRAFIA

- Blanco, A. (1996). Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Lima; Colección del Ingeniero Civil, 2da edición.
- Ing. Morales, R. (2006). Diseño de concreto armado concordado con ACI 318. Lima; Instituto de la construcción y gerencia, fondo editorial ICG.
- Nilson a.; Darwin d. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Bogotá. Derechos Reservados Copyright O 1999 McGraw-Hill Interamericana S.A. Editora: Emma Ariza H. Edición Duodécima.
- Harmsen T. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tercera edición, fondo editorial 2002.
- McCormac J.; Russell B. (2011). Diseño de concreto Reforzado. Mexico. Octava edición, Alfaomega grupo editor. S.A. de C. V. Mexico. Pp724
- Park R.; Paulay T. (1988). Estructuras de Concreto Reforzado. Mexico. Noriega Editores, Editorial Limusa.
- NEC-15 Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente NEC\_SE\_DS p 24-69; Estructuras de Hormigón Armado NEC\_SE\_HM” p 67-71 y Cargas no sísmicas NEC\_SE\_CG p 21-30. Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Código ACI 318SUS-14 y Comentario. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Farmington Hill, Michigan. Segunda Impresión Enero 2015.



Presidencia  
de la República  
del Ecuador



Plan Nacional  
de Ciencia y Tecnología  
Innovación y saberes



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGIA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS

TÍTULO Y SUBTÍTULO	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CORTE EN UNA EDIFICACIÓN DE 7 NIVELES MODELADO EN EL PROGRAMA DE ETABS BAJO LAS DISPOSICIONES DE LA NEC-15		
AUTOR/ES: CEDEÑO AVELLANEDA JOEL OMAR	REVISORES:	Ing: Pedro Andrade Ing: Douglas Iturburu Ing: Jhon Galarza	
INSTITUCIÓN: Universidad de Guayaquil	FACULTAD: De Ciencias Matemáticas y Físicas		
CARRERA: Ingeniería civil			
FECHA DE PUBLICACIÓN:	2015-2016	Nº DE PÁGS:	146
ÁREAS TEMÁTICAS: ESTRUCTURAS Análisis y Diseño Estructural de Muros de Corte en una Edificación.			
PALABRAS CLAVE: <ANÁLISIS - DISEÑO ESTRUCTURAL - MUROS DE CORTE> <EDIFICIO DE 7 NIVELES> <SOFTWARE ETABS - V15 - NEC-15 - ACI 318-14>			
RESUMEN: El propósito del presente proyecto es el de poder contribuir con una solución sísmo resistente que aporte en una edificación seguridad y buen comportamiento ante un sismo, según estudios científicos nuestro país Ecuador está ubicado en una zona de alta actividad sísmica y en la actualidad se han presentado movimientos sísmicos leves que no han provocado daño. En nuestro país contamos con edificaciones de 6 pisos en adelante con sistemas estructurales aportados conformados por vigas y columnas los cuales son vulnerables a cargas laterales y vibraciones que transmite el suelo, una de las maneras de poder aumentar en una edificación la capacidad de soportar cargas laterales son con Muros de Corte o Muros estructurales los cuales aportan una gran rigidez a la edificación y disminuye los desplazamientos por derivas en los pisos. En las universidades de nuestro país casi no se toma en cuenta la enseñanza de estos diseños los cuales son muy importantes tomando como ejemplo el país de Chile en donde se han presentado movimientos telúricos significativos las edificaciones pasados los 5 pisos se comienzan a utilizar estos elementos estructurales los cuales le ha resultado de mucha ayuda para la seguridad de las edificaciones. Para el diseño de estos elementos en el proyecto se usó las normas de nuestro país NEC15 y la norma ACI 318-14. Los muros son como columnas sino que con una sección más larga, su diseño de flexocompresión se lo realiza con diagramas de interacción. También usamos el software de Etabs para la modelación y obtención de resultados, una de las limitantes del uso de muros estructurales es su buena ubicación ya que si no se los distribuye de forma simétrica le produce torsiones grandes a la edificación.			
N. DE REGISTRO (en base de datos):		Nº. DE CLASIFICACIÓN:	
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			
ADJUNTOS PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTOS CON AUTOR/ES: CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:	Teléfono: 968297905		E-mail: joca_cedi18@hotmail.com
	Nombre: FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS		
	Teléfono: 2-283348		

