



# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL Y ELABORACIÓN DE MANUAL DE ALTERNATIVA CONSTRUCTIVA DE VIVIENDAS DE AYUDA SOCIAL, SISMO RESISTENTES EN TERRAZAS ALUVIALES DE DIFERENTE COMPACTACIÓN.”**

### **PROYECTO DE GRADO**

Previa a la obtención del Título de:

### **INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

**ROLANDO ALFREDO GRIJALVA ALVARADO**

**LUZ BENIGNA MOLINA REQUENA**

**GUAYAQUIL-ECUADOR**

**2017**

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Ing. Carlos Quishpe por su guía y colaboración en este proyecto. A mis profesores a quienes les debo gran parte de mis conocimientos, gracias a su paciencia y enseñanza.

A mi familia por siempre brindarme su apoyo incondicional que me ha llevado hasta donde estoy ahora. A mis amigos por brindarme su apoyo, tiempo y paciencia.

Por ultimo a mi compañera de proyecto de graduación, Luz Molina, ya que por su siempre disposición y dedicación hemos logrado culminar este proyecto.

Rolando Alfredo Grijalva Alvarado

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios, por guiarme en cada paso. A mis padres, a mis hermanos y amigos por su apoyo y comprensión en todo momento.

Al Ing. Carlos Quizphe e Ingenieros que conforman Policonstruc., al PhD. Miguel Chávez, e Ing. Carlos Rodriguez, por la orientación brindada en el desarrollo del proyecto.

A mi compañero del proyecto, Rolando Grijalva por su dedicación, logrando así culminar este proyecto con éxito.

Luz Benigna Molina Requena

## **DEDICATORIA**

Dedico este proyecto de graduación a mi abuelo, a mis padres, a mis hermanos y alguien especial que siempre me hizo ver lo mejor de mi.

Todos me han dado su apoyo incondicional a lo largo de todo este trayecto y esto no hubiera sido posible sin el apoyo y paciencia de cada uno de ellos.

Rolando Alfredo Grijalva Alvarado

## DEDICATORIA

Dedicado a Dios por llenarme de Fe y bendiciones.

A mis padres, abuelito, hermanos y amigos, ya que ellos fueron mi motivación principal y apoyo para ver cumplida esta meta.

A mis familiares, amigos por ser parte de los momentos más importantes y chistosos de mi vida.

Luz Benigna Molina Requena

## **TRIBUNAL DE GRADUACIÓN**

---

**PhD. Miguel Angel Chávez.  
DIRECTOR DEL PROYECTO**

---

**MSc. Luis Enrique De Grau Vidal  
COORDINADOR DE INGENIERIA CIVIL**

---

**PhD. Hugo Egeuz Alava  
DECANO DE LA FACULTAD**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

"La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral".

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

---

**Rolando Alfredo Grijalva Alvarado**

---

**Luz Benigna Molina Requena**

## RESUMEN

Las poblaciones ecuatorianas se han desarrollado de modo especial en las áreas planas donde las más grandes ciudades han ocupado terrazas aluviales y otras planicies.

Tras el sismo ocurrido el 16 de abril del 2016 se percibió la carencia en la calidad estructural de viviendas construidas en el país, en su mayoría debido a la construcción informal. En este proyecto se plantearon 3 alternativas de configuración estructural sismo resistente, entre los cuales se realizó un análisis técnico económico para poder escoger la alternativa más viable.

El presente trabajo se enfoca principalmente a proponer soluciones de vivienda en áreas planas donde existen depósitos de suelos que por sus características geológicas pueden tener diferentes grados de consolidación, terrenos que se encuentran todos en la costa ecuatoriana enfocándonos en áreas planas que se tienen hasta la cota 10 del nivel del mar.

Por esta razón se ha elegido terrenos que tienen resistencias portantes de 5 ton/m<sup>2</sup>, 10 ton/m<sup>2</sup> y 15 ton/m<sup>2</sup>.

Palabras clave: Sismo resistente, vivienda, social.

## **ABSTRACT**

*Ecuadorian populations have developed especially in flat areas where the largest cities have occupied alluvial terraces and other plains.*

*After the earthquake that occurred on April 16, 2016, the lack of structural quality of houses built in the country was perceived, mostly due to informal construction. In this project, three alternatives of structural configuration were considered earthquake resistant, among which an economic technical analysis was carried out to be able to choose the most viable alternative.*

*The present work focuses mainly on a proponent housing solutions in flat areas where there are deposits of soils that due to their geological characteristics can have different degrees of consolidation, lands that are all on the Ecuadorian coast focusing on flat areas that have up to the quota 10 of sea level.*

*For this reason we have chosen the lands that have bearing strengths of 5 ton / m<sup>2</sup>, 10 ton / m<sup>2</sup> and 15 ton / m<sup>2</sup>. In this document, they are exposed four alternatives of structural earthquake resistant design with seismic protection, which it seeks to mitigate the structural and non-structural damages due to quakes in essential buildings, such as hospitals or clinics, in the city of Guayaquil.*

*Keywords: Earthquake resistant, house, social.*

# ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS.....	II
DEDICATORIA .....	IV
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN.....	VI
DECLARACIÓN EXPRESA.....	VII
RESUMEN.....	VIII
<i>ABSTRACT</i> .....	IX
ABREVIATURAS .....	XVIII
SIMBOLOGÍAS.....	XIX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXV
ÍNDICE DE TABLAS .....	XXX
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	36
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	36
1.1 Descripción del problema .....	38
1.2 Objetivos.....	39
1.2.1 Objetivo General .....	39
1.2.2 Objetivos Específico.....	39
1.3 Justificación .....	40
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	45
<b>DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO</b> .....	45
2.1 Aspecto Social .....	46
2.1.1. Habitantes.....	47

2.1.2. Indicadores de Pobreza .....	48
2.2 Características físicas.....	48
2.2.1. Geología.....	49
2.2.2. Topografía.....	50
2.3 Área de implantación de proyecto .....	51
2.3.1. Localización geográfica y división política .....	51
2.3.2. Relieve .....	51
2.3.3. Topografía .....	56
2.3.4. Clima y meteorología.....	56
2.3.5. Hidrología .....	60
2.3.6. Riesgos naturales.....	62
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>64</b>
<b>ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE .....</b>	<b>64</b>
3.1. Recomendaciones para el diseño estructural .....	65
3.2. Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural .....	65
3.3. Configuración estructural.....	66
3.4. Forma de la Estructura .....	66
3.5. Problemas de configuración en planta.....	67
3.5.1. Longitud en Planta .....	67
3.6. Problemas Colaterales.....	68
3.6.1. Choque entre edificaciones.....	68
3.7. Calidad de los Materiales y Procesos Constructivos .....	69
3.8. Descripción de la Estructura.....	70
3.9. Reglamentos a utilizarse.....	75

3.10.	Software a utilizarse .....	75
3.11.	Características de los materiales.....	75
<b>CAPÍTULO 4</b>	.....	<b>77</b>
<b>I ALTERNATIVA: PÓRTICOS DE CONCRETO RESISTENTES A MOMENTO (PCRM)</b>	.....	<b>77</b>
4.1.	Predimensionamiento .....	78
4.2.	Estimación de cargas muertas y cargas vivas .....	80
4.2.1.	Cargas muertas.....	80
4.2.1.1.	Losa Maciza en dos direcciones.....	81
4.2.1.2.	Secciones de Cargas muertas.....	82
4.2.1.3.	Cargas muertas para terraza .....	83
4.2.1.4.	Carga muerta de Tumbado.....	83
4.2.1.5.	Carga muerta debido al peso propio de los elementos (Vigas y Columnas).....	84
4.2.1.6.	Resumen de Cargas Muertas .....	85
4.3.	Cargas Vivas .....	85
4.4.	Resumen de Cargas.....	86
4.5.	Fuerzas sísmicas .....	86
4.5.1.	Espectro Elástico e Inelástico .....	86
4.5.2.	Periodo fundamental de la estructura .....	88
4.5.3.	Peso Sísmico .....	89
4.5.4.	Cortante Basal .....	90
4.5.5.	Cortantes de entrepiso.....	93
4.6.	Predimensionamiento de columnas.....	94
4.7.	Predimensionamiento de Vigas .....	97

4.7.1.	Ancho Tributario de vigas.....	97
4.7.2.	Método del Portal .....	98
4.7.2.1.	Momento por carga sísmica en x.....	98
4.7.2.2.	Momento por carga sísmica en y.....	100
4.7.3.	Secciones de vigas .....	103
4.7.3.1.	Flexión .....	103
4.7.3.2.	Cortante.....	105
4.8.	Análisis Sísmico.....	106
4.9.	Propiedades de los elementos estructurales .....	107
<b>CAPÍTULO 5</b> .....		<b>108</b>
<b>ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y SELECCIÓN</b> .....		<b>108</b>
5.1.	Restricciones .....	109
5.2.	Sistemas Estructurales .....	110
5.2.1.	I Alternativa: Pórticos de Concreto Resistente a Momentos (PCRM).....	110
5.2.1.1.	Elementos Estructurales.....	113
5.2.1.2.	I Iteración.....	114
5.2.1.3.	II Iteración.....	115
5.2.2.	II Alternativa: Sistema con muros (muros estructurales de hormigón).....	116
5.2.2.1.	Espesor del muro.....	117
5.2.2.2.	Modelo matemático .....	117
5.2.2.3.	II Iteración.....	120
5.2.2.4.	Elementos Estructurales .....	121
5.2.3.	III Alternativa: Muros enchapados .....	122

5.2.3.1.	Predimensionamiento de enchape .....	122
5.2.3.2.	Modelo matemático .....	123
5.2.3.3.	II Iteración .....	126
5.2.3.4.	Elementos Estructurales .....	127
<b>CAPÍTULO 6</b>	.....	<b>128</b>
<b>DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA ALTERNATIVA I.</b>	.....	<b>128</b>
6.1.	Diseño de losas .....	129
6.1.1.	Determinación de momentos de flexión .....	129
6.1.2.	Verificación del cortante .....	133
6.2.	Diseño de vigas .....	135
6.2.1.	Revisión de dimensión de secciones .....	135
6.2.2.	Determinar el refuerzo requerido a flexión .....	137
6.2.3.	Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión .....	142
6.2.4.	Refuerzo al cortante .....	143
6.3.	Diseño de Columnas.....	148
6.3.1.	Revisión de dimensión de secciones .....	149
6.3.2.	Determinación del refuerzo longitudinal requerido. ....	150
6.3.3.	Criterio columna fuerte viga débil .....	151
6.3.4.	Determinación del refuerzo transversal.....	154
6.3.5.	Refuerzo transversal para cortante .....	156
<b>CAPÍTULO 7</b>	.....	<b>159</b>
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN Y DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS</b>	.....	<b>159</b>
7.1	Selección del tipo de cimentación.....	160
7.2	Análisis de alternativas .....	160

7.2.1	Capacidad portante de 5 Ton/m <sup>2</sup> .....	161
7.2.1.1	Modelo matemático.....	161
7.2.1.2	Asentamientos .....	164
7.2.2	Capacidad portante de 10 Ton/m <sup>2</sup> .....	165
7.2.2.1	Modelo matemático.....	165
7.2.2.2	Asentamientos .....	169
7.2.3	Capacidad portante de 15 Ton/m <sup>2</sup> .....	169
7.2.3.1	Modelo matemático.....	169
7.2.3.2	Asentamientos .....	174
<b>CAPÍTULO 8</b>	.....	<b>175</b>
<b>DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA II.</b>	.....	<b>175</b>
8.1	Diseño de Losa.....	176
8.2	Consideraciones de diseño.....	176
8.3	Diseño de muros por flexo compresión.....	176
8.4	Diseño de muros por cortante.....	177
8.5	Sección típica de muro .....	178
<b>CAPÍTULO 9</b>	.....	<b>179</b>
<b>DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN ALTERNATIVA II.</b>	.....	<b>179</b>
9.1	Selección del tipo de cimentación.....	180
9.2	Análisis de alternativas .....	180
9.3	Modelo matemático .....	181
9.4	Asentamientos .....	185
9.5	Anclaje.....	186
<b>CAPÍTULO 10</b>	.....	<b>187</b>

<b>DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA III.</b> .....	187
10.1    Diseño de Losa.....	188
10.2    Consideraciones de diseño .....	188
10.3    Diseño por flexo compresión .....	189
10.4    Diseño por cortante .....	190
10.5    Unión de enchapes.....	191
10.6    Bordes y esquinas .....	192
<b>CAPÍTULO 11</b> .....	193
<b>SISTEMAS CONSTRUCTIVOS</b> .....	193
11.1    Sistema Aporticado .....	194
11.2    Muros portantes de Hormigón .....	194
11.2.1    Encofrados.....	196
11.3    Enchapados de Hormigón .....	198
11.3.1    Enlucido.....	205
<b>CAPÍTULO 12</b> .....	206
<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL</b> .....	206
12.1    Pórticos Resistentes a momentos .....	207
12.2    Muros Portantes de Hormigón.....	213
12.3    Muros Enchapados.....	216
12.4    Resumen de Costos .....	219
12.5    Cronograma.....	221
<b>CAPÍTULO 13</b> .....	224
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	224
13.1    Conclusiones .....	225

13.2	Recomendaciones.....	226
------	----------------------	-----

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

## **ABREVIATURAS**

ESPOL	-	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ACI	-	American Concrete Institute
ASCE	-	American Society of Civil Engineers
FEMA	-	Federal Emergency Management Agency
NEC	-	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PCRM	-	Pórticos de concreto resistentes a momentos
SUCS	-	Sistema Unificado de clasificación de suelos
USGS	-	U.S. Geological Survey

## SIMBOLOGÍAS

A	-	Profundidad del bloque rectangular equivalente a esfuerzos
Ac	-	Área requerida en columnas
Ag	-	Área bruta de la sección del concreto
AP	-	Articulación plástica
As	-	Área de refuerzo longitudinal no pre esforzado a tracción
As min	-	Acero de refuerzo mínimo
B	-	Ancho de la cara de en compresión del miembro
bw	-	Ancho del alma de la sección
C1	-	Dimensión de una columna rectangular, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos
C2	-	Dimensión de una columna rectangular, medida en la dirección perpendicular a C1
Cs	-	Coefficiente sísmico
Ct	-	Coefficiente que depende del tipo de edificio
D	-	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
db	-	Diámetro nominal de una barra
$\Sigma$	-	Presión por unidad de área
Ec	-	Módulo de Elasticidad
$\eta$	-	Razón entre la aceleración espectral Sa a período estructural T=0.1 s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador

Ex	-	Componente horizontal según el axis x
e	-	Espesor de muro portante
Ey	-	Componente horizontal de dirección perpendicular a Ex
Fa	-	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f'c	-	Resistencia especificada a la compresión del concreto
Fd	-	Coeficiente de amplificación del suelo. amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
Fs	-	Coeficiente de amplificación del suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
FS	-	Factor de seguridad
Fy	-	Esfuerzo de fluencia del acero
$\phi_E$	-	Coeficiente de configuración en elevación
$\phi$	-	Diámetro / Factor de reducción de resistencia
$\phi_P$	-	Coeficiente de regularidad de planta
G	-	Aceleración o Intensidad de la gravedad
G	-	Módulo de corte de la goma del aislador
H	-	Altura de elementos estructurales
Hi	-	Altura de dicho piso
hn	-	Altura total de la edificación

hx	-	Altura de piso x de la estructura
I	-	Coeficiente de importancia de la estructura
k	-	Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura
kg	-	Kilogramo
KH	-	Rigidez horizontal del aislador
KV	-	Rigidez vertical del aislador
Ld	-	Longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas
Ldh	-	Longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas con un gancho estándar, medida desde el extremo exterior del gancho, punto de tangencia, hacia la sección crítica
Le	-	Longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante
Ln	-	Luz libre medida entre caras de los apoyos
M	-	Metro
m <sup>2</sup>	-	Metro cuadrado
mm	-	Milímetro
mm <sup>2</sup>	-	Milímetro cuadrado
Mn	-	Resistencia nominal a la flexión en la sección
Mnb	-	Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas. En vigas T, el ancho efectivo de la losa contribuye a Mnb.
Mnc	-	Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas
Mpa	-	Megapascales

Mpr	-	Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos de 1.25 fy
msnm	-	Metros sobre el nivel del mar
Mu	-	Momento mayorado en la sección
N	-	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en el perfil del suelo / Número de pisos
N/A	-	No aplicable
N60	-	Numero de golpes para el 60% de la energía teórica
%	-	Porcentaje
PGA	-	Valor de aceleración sísmica máxima en el terreno (Peak Ground Acceleration)
Pi	-	Carga de servicio en columna
Pu	-	Fuerza de compresión axial
Pulg	-	Pulgadas
P-Δ	-	Efectos de segundo orden
qadm	-	Carga admisible del suelo
Qi	-	Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
R	-	Recubrimiento
R	-	Factor de reducción de resistencia sísmica
P	-	Densidad / Cuantía de refuerzo As evaluado sobre el área bd
S	-	Factor de forma

Sa	-	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%
Seg	-	Segundos
T	-	Periodo fundamental de vibración de la estructura
T <sub>M</sub>	-	Periodo máximo de la estructura
Ton	-	Toneladas
V <sub>c</sub>	-	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
V <sub>e</sub>	-	Fuerza cortante de diseño para combinación de carga que incluyan efectos sísmicos
V <sub>EQ</sub>	-	Fuerza cortante por sismo
V <sub>g</sub>	-	Fuerza cortante gravitacional
V <sub>s</sub>	-	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
V <sub>u</sub>	-	Fuerza cortante mayorada en la sección
V <sub>x</sub> ,V <sub>y</sub>	-	Cortante total en el piso x(y) de la estructura
W	-	Peso sísmico
W <sub>D</sub>	-	Carga Muerta
W <sub>i</sub>	-	Carga Uniformemente distribuida que incluye la carga muerta y la carga viva
W <sub>L</sub>	-	Carga Viva
W <sub>pp</sub>	-	Carga muerta propia
W <sub>u</sub>	-	Carga ultima uniformemente repartida

- Z - Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como la fracción de la aceleración de la gravedad

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> Viviendas en Parroquia Manta tras el sismo .....	39
<b>Figura 1.2</b> Cinturón de Fuego del Pacífico .....	41
<b>Figura 1.3</b> Mapa de zonificación sísmica del Ecuador. ....	44
<b>Figura 2.1</b> Centros poblacionales en el Ecuador.....	46
<b>Figura 2.2</b> Área en hectáreas de concentración de centros poblados en Ecuador según su región. ....	47
<b>Figura 2.3</b> Determinación de zona de estudio por su geología. ....	49
<b>Figura 2.4</b> Vista Satelital de la ubicación del cantón Milagro. ....	51
<b>Figura 2.5</b> Depósitos Aluviales Milagro.....	52
<b>Figura 2.6</b> Geomorfología del cantón Milagro.....	53
<b>Figura 2.7</b> Zona de clima del cantón Milagro.....	57
<b>Figura 2.8</b> Datos de Precipitación mensual de la estación meteorológica Milagro, Ingenio Valdez.....	58
<b>Figura 2.9</b> Datos de temperatura del aire de la estación metereológica Milagro, Ingenio Valdez.....	59
<b>Figura 2.10</b> Zonificación Sísmica de Ecuador.....	63
<b>Figura 3.1</b> Centro Académico Cultural en México .....	67
<b>Figura 3.2</b> Vista de edificación larga, sismo de Pedernales 2016. ....	68
<b>Figura 3.3</b> Golpeteo entre edificaciones, sismo de Pedernales 2016. ....	69
<b>Figura 3.4</b> Vivienda colapsada en Muisne a causa del sismo de Pedernales 2016.....	70

<b>Figura 3.5</b> Vista en planta del edificio. ....	71
<b>Figura 3.6</b> Fachada principal de la edificación. ....	71
<b>Figura 3.7</b> Fachada lateral de la edificación.....	72
<b>Figura 3.8</b> Vista 3D de la vivienda con proyección planta alta futura / SAP 2000.....	72
<b>Figura 3.9</b> Pórtico 1 dirección X / vista 2D SAP 2000. ....	73
<b>Figura 3.10</b> Pórtico 1 dirección Y / vista 2D SAP 2000. ....	73
<b>Figura 3.11</b> Vista en Planta de los pórticos / vista de la estructura en SAP 2000.....	74
<b>Figura 3.12</b> Modelo matemático de los pórticos en SAP 2000.....	74
<b>Figura 4.1</b> Vista en planta de una sección del segundo nivel de la edificación. Luz de eje a eje 2.65 m.....	79
<b>Figura 4.2</b> Corte de losa maciza con viga peraltada. ....	80
<b>Figura 4.3</b> Espesor mínimo de losa sin vigas interiores .....	81
<b>Figura 4.4</b> Corte transversal de losa maciza.....	82
<b>Figura 4.5</b> Espectros Elástico e Inelástico. ....	88
<b>Figura 4.6</b> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor zona Z.....	90
<b>Figura 4.8</b> Distribución de cargas en vigas. ....	97
<b>Figura 4.9</b> Diagrama de cuerpo libre entrepiso 2, portico 2. ....	98
<b>Figura 4.10</b> Sub estructura piso 2, portico 2. ....	98
<b>Figura 4.11</b> Diagrama de cuerpo libre piso 1, portico 2.....	99
<b>Figura 4.12</b> Sub estructura piso 1, portico 2. ....	99

<b>Figura 4.13</b>	Diagrama de cuerpo libre piso 2, portico B.....	100
<b>Figura 4.14</b>	Sub estructura piso 2, portico .....	101
<b>Figura 4.15</b>	Diagrama de cuerpo libre piso 1, portico B.....	101
<b>Figura 4.16</b>	Sub estructura piso 1, portico B.....	102
<b>Figura 4.17</b>	Corte transversal viga típica.....	104
<b>Figura 5.1</b>	Vista típica de pórtico de concreto resistente a momentos.....	111
<b>Figura 5.2</b>	Detalle PCRM.....	112
<b>Figura 5.3</b>	Modelo 3D PCRM.....	112
<b>Figura 5.4</b>	Edificación con muros estructurales.....	117
<b>Figura 5.5</b>	Detalle sistema (MH).....	118
<b>Figura 5.6</b>	Modelo 3D sistema con muros.....	118
<b>Figura 5.7</b>	Detalle sistema (ME).....	123
<b>Figura 5.8</b>	Modelo 3D sistema con muros con enchape.....	124
<b>Figura 6.1</b>	Vista transversal de la losa maciza con conexión en viga.....	129
<b>Figura 6.2</b>	Paneles críticos para momento negativo.....	130
<b>Figura 6.3</b>	Paneles críticos para momento positivo.....	131
<b>Figura 6.4</b>	Sección de viga de planta baja.....	140
<b>Figura 6.5</b>	Sección de viga primer nivel .....	142
<b>Figura 6.6</b>	Detallamiento de viga en planta baja.....	148
<b>Figura 6.7</b>	Columnas más esforzadas.....	150
<b>Figura 6.8</b>	Detallamiento de columna.....	156
<b>Figura 6.9</b>	Articulación viga columna con sus respectivos momentos.....	158
<b>Figura 7.1</b>	Modelo de Cimentación(5Ton/m <sup>2</sup> ).....	162

<b>Figura 7.2</b> Esfuerzos sobre el suelo (5Ton/m <sup>2</sup> ) .....	162
<b>Figura 7.3</b> Diagrama de momento flector.....	163
<b>Figura 7.4</b> Diagrama de fuerza cortante.....	164
<b>Figura 7.5</b> Asentamientos.....	164
<b>Figura 7.6</b> Modelo de cimentación (10 Ton/m <sup>2</sup> ).....	165
<b>Figura 7.7</b> Esfuerzos sobre el suelo (10Ton/m <sup>2</sup> ) .....	166
<b>Figura 7.8</b> Momentos en dirección del eje X (10Ton/m <sup>2</sup> ) .....	167
<b>Figura 7.9</b> Momentos en dirección del eje Y (10Ton/m <sup>2</sup> ) .....	167
<b>Figura 7.10</b> Fuerza cortante en dirección del eje X (10Ton/m <sup>2</sup> ) .....	168
<b>Figura 7.11</b> Fuerza cortante en dirección del eje Y (10Ton/m <sup>2</sup> ) .....	168
<b>Figura 7.12</b> Asentamientos (10Ton/m <sup>2</sup> ) .....	169
<b>Figura 7.13</b> Modelo de cimentación (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	170
<b>Figura 7.14</b> Esfuerzos sobre el suelo (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	171
<b>Figura 7.15</b> Momentos en dirección del Eje X (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	172
<b>Figura 7.16</b> Momentos en dirección del Eje Y (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	172
<b>Figura 7.17</b> Fuerza cortante en dirección del Eje X (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	173
<b>Figura 7.18</b> Fuerza cortante en dirección del Eje Y (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	173
<b>Figura 7.19</b> Asentamientos (15Ton/m <sup>2</sup> ).....	174
<b>Figura 8.1</b> Diagrama de interacción Muro 3 entre ejes A y B.....	177
<b>Figura 8.2</b> Sección transversal típica. ....	178
<b>Figura 9.1</b> Modelo en 3D de cimentación para muros .....	181
<b>Figura 9.2</b> Revisión de esfuerzos en el suelo. ....	182
<b>Figura 9.3</b> Segundo chequeo de esfuerzos en el suelo. ....	183

<b>Figura 9.4</b> Momentos en dirección del Eje X (Muros). .....	183
<b>Figura 9.5</b> Momentos en dirección del Eje Y (Muros). .....	184
<b>Figura 9.6</b> Fuerza cortante en dirección del Eje X (Muros). .....	184
<b>Figura 9.7</b> Fuerza cortante en dirección del Eje Y (Muros). .....	185
<b>Figura 9.8</b> Asentamientos (Muros). .....	185
<b>Figura 10.1</b> Diagrama de interacción Muro 3 entre ejes A y B (Enchapado). .....	190
<b>Figura 10.2</b> Distribución de conectores. ....	191
<b>Figura 10.3</b> Detalle de conector. ....	192
<b>Figura 11.1</b> Ecuador, Obras con Forsa Alum, vivienda de 1 piso. ....	198
<b>Figura 11.2</b> Ganchos de anclaje del bloque del sistema de enchape. ....	199
<b>Figura 11.3</b> Proceso de colocación de los ganchos de anclaje. ....	200
<b>Figura 11.4</b> Instalación de vigas y puntales metálicos para fundición de losa. .....	201
<b>Figura 11.5</b> Instalación de tiras de encofrado para fundición de losa. ....	201
<b>Figura 11.6</b> Instalación de chicotes de conexión en armado de la losa para planta futura. ....	202
<b>Figura 11.7</b> Fundición de losa de primer nivel. ....	203
<b>Figura 11.8</b> Proceso de colocación de la malla electro soldada. ....	204
<b>Figura 11.9</b> Bloque y enchape con malla electro soldada. ....	205
<b>Figura 12.1</b> Resumen de costos por sistema. ....	220
<b>Figura 12.2</b> Resumen de costos por sistema proyección 50 viviendas. ....	221
<b>Figura 12.3</b> Resumen de tiempos de ejecución. ....	223

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla I.</b> Cronología de los principales sismos mayores a 6.5 en Ecuador. .....	42
<b>Tabla II.</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	43
<b>Tabla III.</b> Proyecciones referenciales de población a nivel Cantonal Parroquial Periodo 2010-2020.....	47
<b>Tabla IV.</b> Rango de Capacidad Portante considerado.....	50
<b>Tabla V.</b> Tabla meteorológica de la estación Milagro Ingenio Valdez .....	57
<b>Tabla VI.</b> Velocidad del viento promedio mensual de la estación Milagro Ingenio Valdez, Milagro .....	60
<b>Tabla VII.</b> Espesor de losa en dos direcciones.....	78
<b>Tabla VIII.</b> Espesor de losa nervada.....	79
<b>Tabla IX.</b> Peso de losa maciza. ....	82
<b>Tabla X.</b> Carga muerta para losa.....	83
<b>Tabla XI.</b> Cargas muertas para la cubierta. ....	83
<b>Tabla XII.</b> Cargas muertas para tumbado.....	84
<b>Tabla XIII.</b> Peso propio $W_{pp}$ .....	84
<b>Tabla XIV.</b> Resumen de cargas muertas.....	85
<b>Tabla XV.</b> Cargas vivas.....	85
<b>Tabla XVI.</b> Continuación de Tabla XV. ....	85

<b>Tabla XVII.</b> Cargas vivas y muertas. ....	86
<b>Tabla XVIII.</b> Factores para determinación del Espectro Elástico e Inelásticos según el tipo de suelo. ....	87
<b>Tabla XIX.</b> Ordenadas del Espectro Elástico (Sa) e Inelástico (Cs). ....	87
<b>Tabla XX.</b> Valores de Ct y $\alpha$ . ....	89
<b>Tabla XXI.</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. ....	91
<b>Tabla XXII.</b> Coeficiente de Respuesta Sísmica. ....	91
<b>Tabla XXIII.</b> Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas. ....	92
<b>Tabla XXIV.</b> Distribución del cortante basal en los entrepisos. ....	93
<b>Tabla XXV.</b> Fuerzas sísmicas pórtico 2. ....	94
<b>Tabla XXVI.</b> Fuerzas sísmicas pórtico B. ....	94
<b>Tabla XXVII.</b> Factores $\eta$ según ubicación de la columna. ....	95
<b>Tabla XXVIII.</b> Dimensiones de columnas predimensionadas. ....	95
<b>Tabla XXIX.</b> Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas. ....	96
<b>Tabla XXX.</b> Áreas tributarias de vigas. ....	97
<b>Tabla XXXI.</b> Ancho tributario de vigas. ....	98
<b>Tabla XXXII.</b> Fuerzas, Cortantes y Momento por Sismo. ....	99
<b>Tabla XXXIII.</b> Momentos por cargas en pórtico x. ....	100
<b>Tabla XXXIV.</b> Fuerzas, Cortantes y Momento por Sismo en pórticos Y. ....	102
<b>Tabla XXXV.</b> Momentos por cargas en pórtico Y. ....	103
<b>Tabla XXXVI.</b> Secciones de vigas pórtico x. ....	104
<b>Tabla XXXVII.</b> Secciones de vigas pórtico y. ....	104

<b>Tabla XXXVIII.</b> Continuación de Tabla XXXVI.....	105
<b>Tabla XXXIX.</b> Continuación de Tabla XXXVII.....	105
<b>Tabla XL.</b> Comprobación de secciones por cortante.....	105
<b>Tabla XLI.</b> Secciones de vigas. ....	106
<b>Tabla XLII.</b> Secciones agrietadas según NEC 2015.....	107
<b>Tabla XLIII.</b> Factores de participación de masa (PCRM). ....	114
<b>Tabla XLIV.</b> Comparación de Cortante Basal (PCRM).....	115
<b>Tabla XLV.</b> Derivas máximas por piso, sentidos X y Y.....	115
<b>Tabla XLVI.</b> Índice de estabilidad por piso, sentidos X y Y .....	116
<b>Tabla XLVII.</b> Continuación de Tabla XLVI .....	116
<b>Tabla XLVIII.</b> Factores de Participación de masa (MH).....	119
<b>Tabla XLIX.</b> Comparación de Cortante Basal (MH).....	120
<b>Tabla L.</b> Derivas máximas por piso, sentidos X y Y (MH). ....	120
<b>Tabla LI.</b> Índice de estabilidad por piso, sentidos X y Y (MH) .....	121
<b>Tabla LII.</b> Continuación de Tabla LI.....	121
<b>Tabla LIII.</b> Factores de Participación de masa (ME).....	124
<b>Tabla LIV.</b> Derivas máximas por piso, sentidos X y Y (ME). ....	126
<b>Tabla LV.</b> Índice de estabilidad por piso, sentidos X y Y (ME). ....	126
<b>Tabla LVI.</b> Continuación de Tabla LV.....	126
<b>Tabla LVII.</b> Coeficientes para momentos negativos. ....	130
<b>Tabla LVIII.</b> Coeficientes para momentos positivos.....	131
<b>Tabla LIX.</b> Cargas últimas. ....	132
<b>Tabla LX.</b> Momentos positivos y negativos.. ....	132

<b>Tabla LXI.</b> Acero de refuerzo de losas..	133
<b>Tabla LXII.</b> Relación de la carga $W$ .	133
<b>Tabla LXIII.</b> Revisión por cortante.	134
<b>Tabla LXIV.</b> Secciones de viga.	135
<b>Tabla LXV.</b> Comprobación de la luz libre $l_n$ .	136
<b>Tabla LXVI.</b> Comprobación del ancho del elemento $b_w$ .	136
<b>Tabla LXVII.</b> Comprobación del ancho del elemento $b_w$ 2.	137
<b>Tabla LXVIII.</b> Cuantía mínima de refuerzo.	138
<b>Tabla LXIX.</b> Acero de refuerzo para vigas de planta baja..	139
<b>Tabla LXX.</b> Revisiones para el diseño de las vigas de planta baja..	139
<b>Tabla LXXI.</b> Acero de refuerzo para vigas del primer nivel.	140
<b>Tabla LXXII.</b> Revisiones para el diseño de las vigas del primer nivel.	141
<b>Tabla LXXIII.</b> Longitud de anclaje requerida..	143
<b>Tabla LXXIV.</b> Momento probable y fuerza de cortante de diseño .	144
<b>Tabla LXXV.</b> Determinación de $V_s$ .	145
<b>Tabla LXXVI.</b> Espaciamiento entre estribos.	147
<b>Tabla LXXVII.</b> Longitudes de AP y traslape.	147
<b>Tabla LXXVIII.</b> Secciones de columnas..	149
<b>Tabla LXXIX.</b> Verificación de secciones.	149
<b>Tabla LXXX.</b> Diseño de refuerzo longitudinal de columnas interiores. ....	151
<b>Tabla LXXXI.</b> Diseño de refuerzo longitudinal de columnas exteriores.....	151
<b>Tabla LXXXII.</b> Diseño de refuerzo longitudinal de columnas esquineras. .	151

<b>Tabla LXXXIII.</b> Momentos para criterio de columna fuerte viga débil de columnas interiores.....	153
<b>Tabla LXXXIV.</b> Verificación del criterio para columnas interiores.....	153
<b>Tabla LXXXV.</b> Verificación del criterio para columnas exteriores.....	153
<b>Tabla LXXXVI.</b> Diseño de refuerzo longitudinal de las columnas.....	154
<b>Tabla LXXXVII.</b> Longitudes y espaciamentos de las columnas interiores.	156
<b>Tabla LXXXVIII.</b> Revisión por cortante de las columnas interiores.....	158
<b>Tabla LXXXIX.</b> Coeficiente de Balasto (K). .....	161
<b>Tabla XC.</b> Fuerzas Últimas Muro 3 entre ejes A y B. ....	177
<b>Tabla XCI.</b> Revisión de cortante y cuantía. ....	178
<b>Tabla XCII.</b> Fuerzas internas Muro 3 entre ejes A y B (Enchapado).. .....	189
<b>Tabla XCIII.</b> Diseño por cortante muro 3 entre ejes A y B (Enchapado)....	190
<b>Tabla XCIV.</b> Costo de materiales de edificación con PCRM .....	207
<b>Tabla XCV.</b> Costo de mano de obra de edificación con PCRM.....	208
<b>Tabla XCVI.</b> Cantidades para edificación con PCRM.....	210
<b>Tabla XCVII.</b> Presupuesto referencial mano de obra para edificación con PCRM. ....	211
<b>Tabla XCVIII.</b> Presupuesto referencial materiales de obra para edificación con PCRM. ....	212
<b>Tabla XCIX.</b> Presupuesto referencial de encofrados para edificación con PCRM. ....	213
<b>Tabla C.</b> Presupuesto referencial de materiales para edificación con Muros Portantes. ....	214

<b>Tabla CI.</b> Presupuesto referencial de mano de obra para edificación con Muros Portantes.....	215
<b>Tabla CII.</b> Presupuesto referencial de encofrado para edificación con Muros Portantes. ....	216
<b>Tabla CIII.</b> Presupuesto referencial de materiales para edificación con Muros Enchapados.....	217
<b>Tabla CIV.</b> Presupuesto referencial de mano de obra para edificación con Muros Enchapados .....	218
<b>Tabla CV.</b> Presupuesto referencial de encofrado para losa maciza.....	219
<b>Tabla CVI.</b> Resumen de costos por sistema. ....	219
<b>Tabla CVII.</b> Resumen de costos por sistema proyección 50 viviendas. ....	220
<b>Tabla CVIII.</b> Resumen de duración de rubro constructivos por sistema, incluye cimentación y estructurales. ....	221

# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**

Los censos poblacionales han estimado un crecimiento importante en los habitantes de Sudamérica, por lo que queda claro que el incremento en la demanda de hábitat poblacional y como su presente déficit es un tema comúnmente tratado en las agendas gubernamentales.

Durante mucho tiempo, se han creado programas con el fin de implementar un modelo urbanístico que lamentablemente no ha sido sustentable debido a factores económicos, ambientales, sociales. La rapidez de la demanda habitacional ha generado un desarrollo desordenado, con carencias en las prestaciones de servicios básicos creando un efecto importante en el estrato social más débil, es decir el estrato con mayor índice de pobreza natural.

Las condiciones de vivienda de este estrato son precarias tanto cualitativamente como cuantitativamente; es decir que residen en viviendas cuya tenencia es insegura, construidas con materiales inadecuados, con carencia de servicios sanitarios básicos, o viven en unidades de vivienda improvisadas.

El proyecto tiene como finalidad la elaboración de un manual de alternativa de construcción de una vivienda modelo sismo resistente de interés social que podrá ser instalada en terrazas aluviales de diferente compactación y otras planicies, es decir en la región Costa, basándonos en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la misma que ejecuta diseños con los criterios sismo-resistentes.

El proyecto busca promover el acceso de la población a una guía constructiva de dos alternativas contribuyendo de esta forma al buen vivir.

## **1.1 Descripción del problema**

La República del Ecuador consta de una población de más de 16 millones de habitantes, con una tasa anual de crecimiento promedio de 1.6%. En cuanto a distribución poblacional, las ciudades reciben un 63% de la población, que según proyecciones aumentará hasta un 65% en el 2020, concentrando así una mayor densidad y necesidad habitacional en el país. (MIDUVI, 2009). Este crecimiento “generó un desarrollo urbano desordenado, sin planificación, con carencias en las prestaciones de servicios básicos y con profundas inequidades territoriales”(SENPLADES, 2013a, p. 142)”

En cuanto al nivel económico, se presentan niveles de pobreza elevados, donde el 46% de los hogares presentan déficit en al menos una necesidad básica insatisfecha. Esta cifra incluye el déficit habitacional tanto cualitativo como cuantitativo que influye de gran manera en las zonas que presentan más pobreza y vulnerabilidad.

Así mismo, el Ecuador es un país propenso a actividad sísmica, claramente después del terremoto del pasado 16 de abril del 2016 se pudo evidenciar que las estructuras en las áreas afectadas fallaron, dejándolos inhabilitados para su uso (Figura 1.1). Tras este suceso, se tuvo que improvisar refugios al exterior de los mismos, carpas sin la presencia de servicios básicos brindándoles abrigo en esta emergencia.



**Figura 0.1** Viviendas en Parroquia Manta tras el sismo

**Fuente:** Diego Pallero / EL COMERCIO  
Miguel Castro / El Telégrafo

Es importante recalcar que, la mayor cantidad de centros poblados se encuentra en la región Costa, áreas planas donde las más grandes ciudades han ocupado terrazas aluviales y otras planicies, zona más propensas a la actividad sísmica.

La finalidad de este proyecto, es cumplir con la elaboración de un manual de construcción, el cual sirva de documento guía a toda persona u organización que quiera obtener información para la construcción de estas villas modelo, proyectadas para la mejora habitacional de 1000 familias.

## 1.2 Objetivos

- Elaborar un manual técnico que describa el sistema constructivo más económico para la ejecución de una vivienda de interés social en terrazas aluviales de diferente compactación.
- Analizar y comparar las diferentes alternativas propuestas de diseño estructural sismo resistente.

- Desarrollar cálculos manuales para el correcto dimensionamiento de la estructura de acuerdo a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Elaborar los planos estructurales de la edificación, mediante el uso de software AutoCAD.
- Modelar y simular la estructura del edificio con la ayuda del software SAP 2000 y Etabs
- Presentar presupuestos referenciales de las alternativas planteadas.
- Seleccionar la alternativa más eficiente bajo los aspectos técnicos, éticos, morales, sociales y ambientales.
- Presentar manual técnico de la alternativa más eficiente.

### **1.3 Justificación**

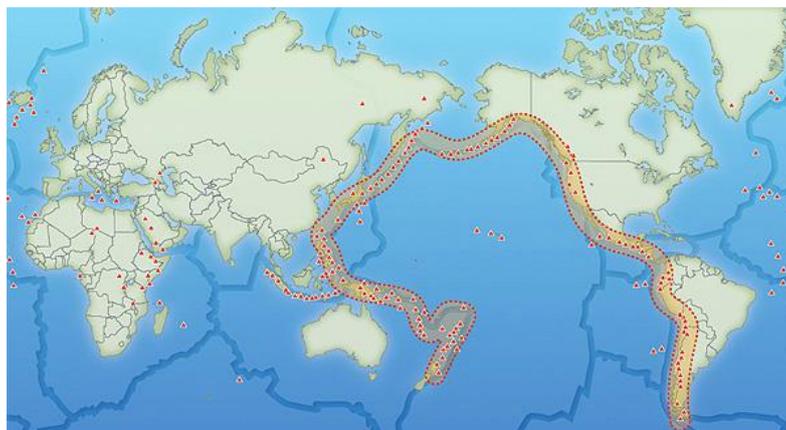
El déficit de vivienda afecta a más de 1,5 millones de familias y se estima que aproximadamente el 70% de las viviendas construidas en el país, son producidas por el sector informal mediante la autoconstrucción. Durante la construcción no se respeta las normas constructivas y/o de urbanismo (MIDUVI, 2009) llevando a que las viviendas en su gran mayoría de interés social y prioritario presenten inconvenientes a mediano y corto plazo estructuralmente.

Por lo que notablemente existe carencia en la calidad de obras ejecutadas, la cual por poner un ejemplo, se percibió al recorrer las viviendas zonas más afectadas en la Costa Ecuatoriana después del Sismo ocurrido en 2016.

Durante el recorrido se observaron viviendas con ampliaciones improvisadas, tenencia insegura, construidas con materiales inadecuados, con carencia de servicios sanitarios básicos. Es por eso que debido a la frecuente actividad sísmica en nuestro país, la conciencia ingenieril en las estructuras ha aumentado notablemente.

Este proyecto se llevará acabo considerando diferentes locaciones a nivel nacional, debido a que el Ecuador forma parte de las costas del océano Pacífico de Sudamérica. Ecuador se ubica geográficamente dentro del famoso cinturón de fuego (Figura 1.2), donde el borde Este (E) de la placa Nazca se encuentra en una zona de subducción bajo la placa Sudamericana.

En términos generales el proceso de subducción es el que provoca que esta área sea altamente volcánica y sísmica.



**Figura 1.1** Cinturón de Fuego del Pacífico.

**Fuente:** Revista científica “ConCiencia”.

Por esta razón se considera nuestro país sísmicamente activo, donde se registra el séptimo sismo más fuerte de la historia a nivel mundial. Aquel sismo sucedió en las costas de la provincia de Esmeraldas, el 31 de enero de 1906 con una magnitud de 8.8 en la escala de Richter y IX en la escala de Mercalli.

El acontecimiento dejó fatales pérdidas provocando la muerte de más de 1000 personas.

En la Tabla I se muestran los principales sismos registrados en el Ecuador, a partir del sismo de 1906:

**Tabla I.** Cronología de los principales sismos mayores a 6.5 en Ecuador.

<b>Zona</b>	<b>Fecha</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Intensidad</b>	<b>Magnitud</b>
Esmeraldas	31-01-1906	0.96 N 79.37 W	IX	8.8
Manabí, Esmeraldas	14-05-1942	0.03 S 79.96 W	IX	7.8
Esmeraldas	23-10-1944	0.61 N 79.32 W	VIII	6.7
Tungurahua Napo	05-08-1949	1.25 S 78.32 W	VIII	6.5
Loja	12-12-1953	3.55 S 80.64 W	VIII	7.3
Napo Pichincha	11-05-1955	0.23 S 77.88 W	VIII	6.5
Manabí	16-01-1956	0.73 S 80.21 W	VIII	7.0
Esmeraldas	19-01-1958	1.15 N 79.54 W	VIII	7.6
Morona Santiago, Pastaza	10-05-1963	2.19 S 77.62 W	VIII	6.6
Loja	10-12-1970	4.03 S 80.54 W	VIII	7.2
Esmeraldas	09-04-1976	0.78 N 79.80 W	VIII	6.7
Sucumbíos, Napo	06-03-1987	0.15 N 77.82 W	VIII	7.2
Morona Santiago	03-10-1995	2.75 S 77.88 W	VIII	7.0

Manabí	04-08-1998	0.55 S 80.53 W	VIII	7.2
Esmeraldas, Manabí	16-04-2016	0.35 N 79.93 W	IX	7.8

**Fuente:** U.S. Geological Survey (USGS)

Es importante notar que 8 de los 14 sismos mayores a 6.5 ocurridos en los últimos años, se han desarrollado en la región Costa Ecuatoriana razón por la cual se la considera una zona altamente sísmica.

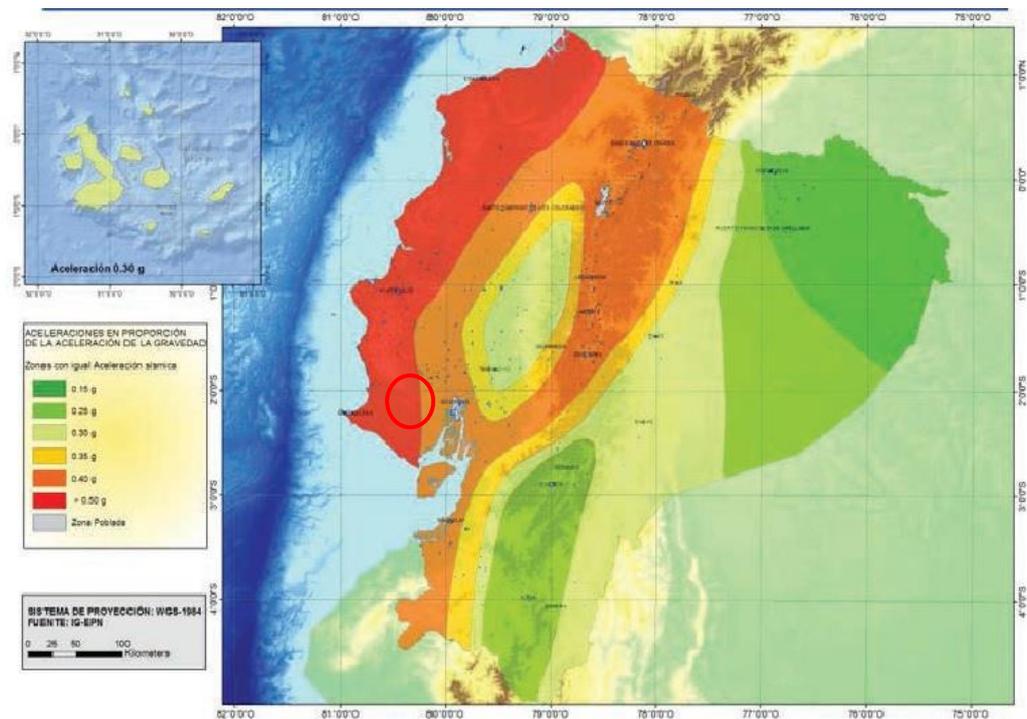
Tras estudios realizados, se determinaron seis zonas sísmicas en el Ecuador que dependen del factor Z (Figura 1.3), el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La tabla II considera las zonas sísmicas del Ecuador basándonos en la caracterización del peligro sísmico.

**Tabla II.** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

**Fuente:** NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015.



**Figura 1.3.** Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.

**Fuente:** NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), 2015.

Donde podemos observar que la región Costa tiene un peligro sísmico alto con una aceleración de roca del 40% de la gravedad. Nótese que en la región de la costa hay un mayor peligro sísmico que va disminuyendo de manera progresiva a lo largo del camino hasta llegar al oriente donde hay un menor peligro sísmico, caracterizado como peligro intermedio (15% de la gravedad).

Por esta razón, el proyecto se lo modelo con un (50% de la gravedad) para que al ocurrir un sismo de tal magnitud, la estructura permanezca estable.

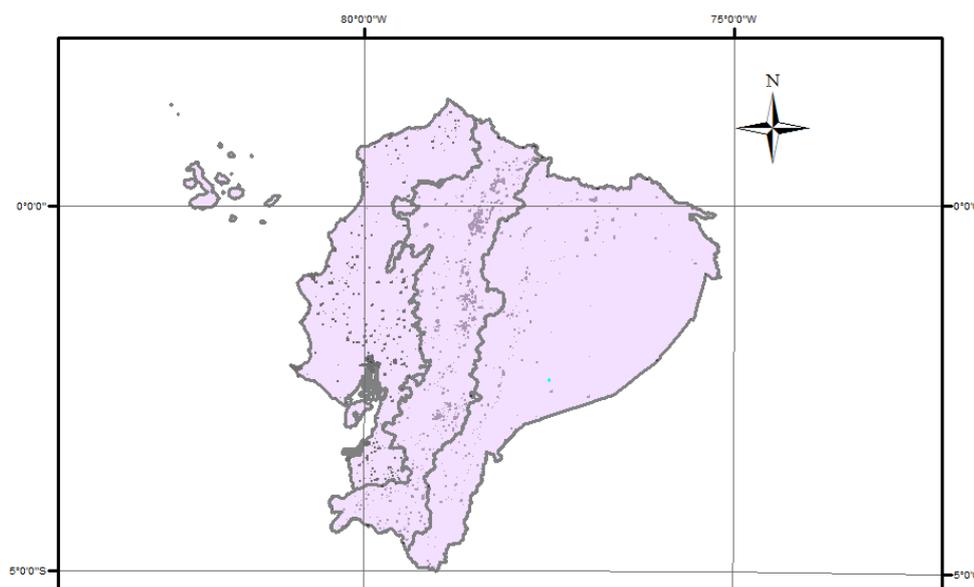
## **CAPÍTULO 2**

### **DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO**

## 2.1 Aspecto Social

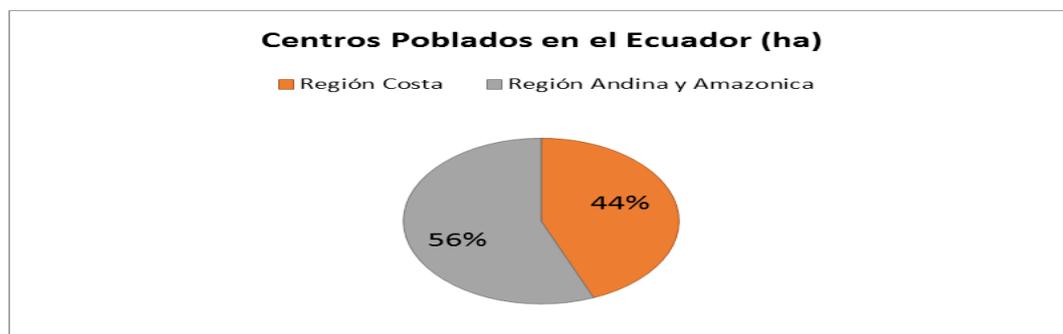
La República del Ecuador consta de una tasa anual de crecimiento promedio de 1.6%. En cuanto a distribución poblacional, un 63% de la población residen en las ciudades, que según proyecciones aumentará hasta un 65% en el 2020, concentrando así una mayor densidad y necesidad habitacional en el país. (MIDUVI, 2009).

En la figura 2.1 se puede notar los principales centros poblados en el Ecuador, tomamos en consideración la región Costa ya que además de su alta sismicidad, en esta zona se concentra el 44% de las zonas residenciales del país según la figura 2.2.



**Figura 2.1** Centros poblacionales en el Ecuador.

**Fuente:** Geo-portal Ecuador



**Figura 2.2** Área en hectáreas de concentración de centros poblados en Ecuador según su región.

**Fuente:** Geo-portal Ecuador Censo 2010

### 2.1.1. Habitantes

Según la información del Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC), para el 2020 se proyecta una población de 17 510 643 habitantes según la tabla III donde se indica que para este mismo año la densidad poblacional de la región Costa alcanzará un 40% de la población nacional.

**Tabla III.** Proyecciones referenciales de población a nivel Cantonal Parroquial Periodo 2010-2020.

PROYECCIONES REFERENCIALES DE POBLACIÓN A NIVEL CANTONAL-PARROQUIAL											
PERÍODO 2010 - 2020											
Fuente: Censo de Población y Vivienda 2010											
Provincia-Cantón-Parroquia	Proyecciones										
	Año 2010	Año 2011	Año 2012	Año 2013	Año 2014	Año 2015	Año 2016	Año 2017	Año 2018	Año 2019	Año 2020
EL ORO	624860	634481	644000	653400	662671	671817	680845	689760	698545	707204	715751
ESMERALDAS	551712	561605	571382	534084	542707	551165	559471	567610	575593	583417	591083
GUAYAS	3778720	3840319	3901981	3963541	4024929	4086089	4146996	4207610	4267893	4327845	4387434
LOS RIOS	805514	817676	829779	841767	853622	865340	876912	888351	899632	910770	921763
MANABI	1420348	1436259	1451873	1467111	1481940	1496366	1510375	1523950	1537090	1549796	1562079
SANTA ELENA	318247	326215	334276	342408	350624	358896	367235	375646	384102	392611	401178
<b>Total general</b>	<b>7499401</b>	<b>7616555</b>	<b>7733291</b>	<b>7802311</b>	<b>7916493</b>	<b>8029673</b>	<b>8141834</b>	<b>8252927</b>	<b>8362855</b>	<b>8471643</b>	<b>8579288</b>
<b>PAIS</b>											
<b>Total general</b>	<b>14483499</b>	<b>15266431</b>	<b>15520973</b>	<b>15774749</b>	<b>16027466</b>	<b>16278844</b>	<b>16528730</b>	<b>16776977</b>	<b>17023408</b>	<b>17267986</b>	<b>17510643</b>

**Fuente:** Censo de Población y Vivienda 2010

### **2.1.2. Indicadores de Pobreza**

Se lo define como una relación entre los hogares que tienen una o más “necesidades básicas insatisfechas” y el total de hogares de viviendas particulares con personas presentes, expresado como porcentaje. POBREZA POR NECESIDADES BÁSICAS INSATISFECHAS (NBI).

Las necesidades Básicas que se consideran son: características físicas de la vivienda, disponibilidad de servicios básicos de la vivienda, asistencia de los niños en edad escolar a un establecimiento educativo, dependencia económica del hogar, hacinamiento.

En el Ecuador el 35% de la población ecuatoriana se encuentra en situación de pobreza, aunque con una trayectoria levemente decreciente al pasar los años los niveles de pobreza son elevados, más para la región Costa; cifra que se eleva en el área rural.

Por su parte, cerca del 46% de los hogares de esta región presenta al menos una necesidad básica insatisfecha (NBI), es decir tenencia insegura, construidas con materiales inadecuados, con carencia de servicios sanitarios básicos.

Por ende es importante recalcar, que las poblaciones ecuatorianas se han desarrollado de modo especial en las áreas planas donde las más grandes ciudades han ocupado terrazas aluviales y otras planicies.

## **2.2 Características físicas**

El presente proyecto se desarrolla en la región Costa de Ecuador. País, situado en América del Sur, limitando al norte con Colombia, al sur y al este

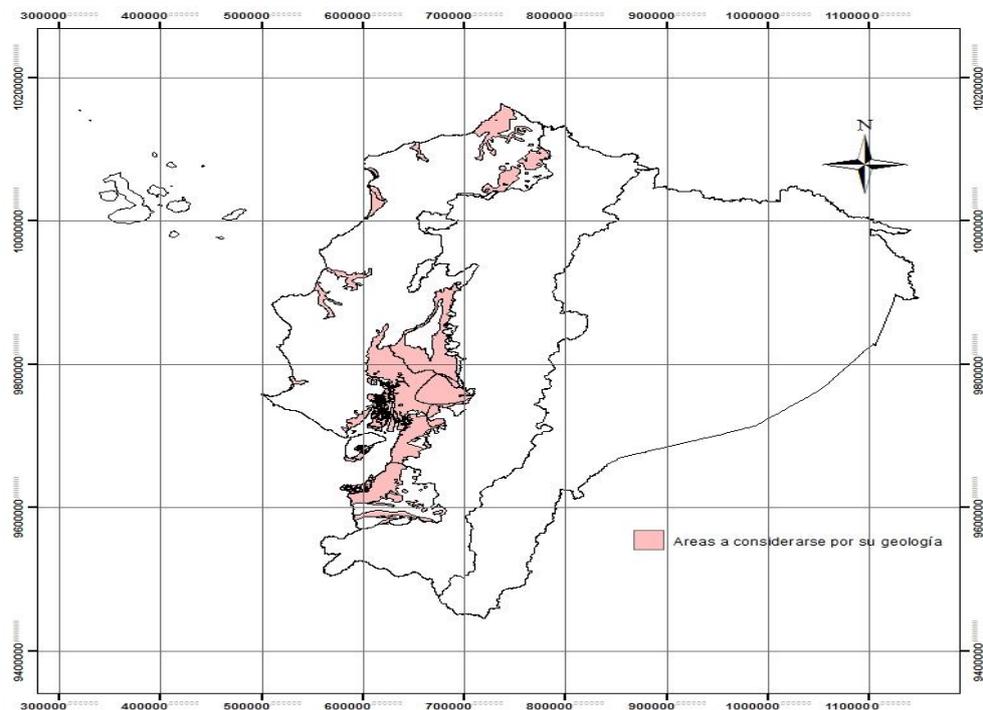
con Perú y al oeste con el Océano Pacífico. La extensión del país es de 256.370 kilómetros cuadrados.

En la costa del Pacífico se encuentran las provincias de Esmeraldas, Manabí, Los Ríos, Santa Elena, Guayas y El Oro.

El territorio de la región Costa está formado por llanuras fértiles, colinas, cuencas sedimentarias, valles. En este proyecto nos enfocamos en terrazas aluviales de poca altitud, en especial las áreas planas donde las más grandes ciudades se han asentado hasta la cota 10 del nivel.

### 2.2.1. Geología

El trabajo se ha enfocado en terrenos aluviales de diferentes grados de compactación.



**Figura 2.3** Determinación de zona de estudio por su geología.

**Fuente:** Geo-portal Ecuador

Las áreas de coloración rosado corresponden a terrazas, valles y planicies con depósitos en su mayoría de arcillas y abanicos aluviales. Dentro de estas zonas consideramos los depósitos de suelos que cumplan con el siguiente rango de capacidad portante. (Tabla IV)

**Tabla IV** Rango de Capacidad Portante considerado.

<b>Capacidad Portante del Suelo (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Terrazas aluviales y/o planicies</b>
<b>5</b>	Con suelos ligeramente compactos
<b>10</b>	Con suelos compactos
<b>15</b>	Con suelos muy compactos

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

La compacidad del suelo debe ser previamente obtenida con los estudios correspondientes.

### **2.2.2. Topografía**

En este proyecto se consideran áreas que conformen planicies, valles, terrazas cuya cota no sea mayor de 10 m sobre el nivel del mar.

Gracias a este criterio se redujo el área de implantación del proyecto que por cuestiones de simplificación y ejemplificación se tomará en este caso a la ciudad de Milagro.

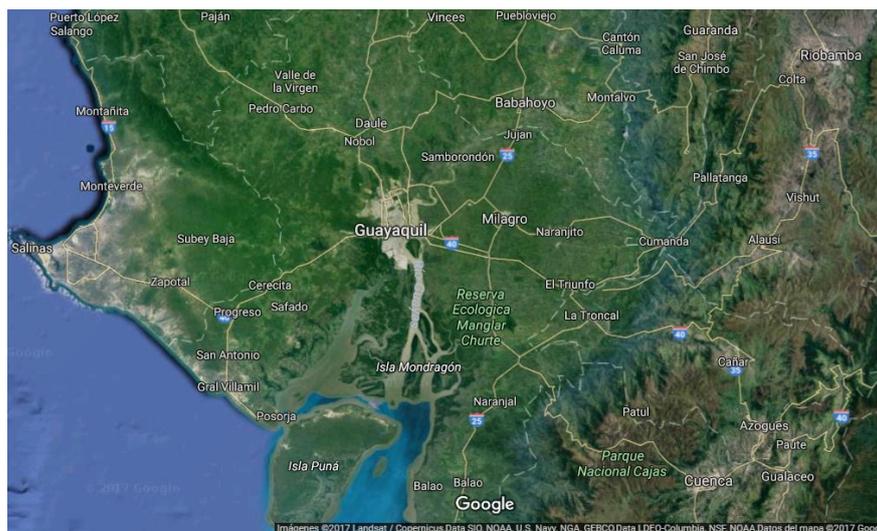
Esta urbe en crecimiento, está ubicada en la provincia del Guayas y sus cotas varían de 7 a 10 metros sobre el nivel mar.

Sus depósitos de suelos, obtenidos previamente mediante los estudios oportunos, cumplen con los requerimientos para implantar nuestra propuesta habitacional.

## 2.3 Área de implantación de proyecto

### 2.3.1. Localización geográfica y división política

El cantón Milagro se encuentra ubicado en la provincia del Guayas, que se encuentra geográficamente al oeste del Ecuador. Milagro es un cantón interior, ya que no posee salida al mar, encontrándose entre las estribaciones de la cordillera de los Andes y las colinas de la costa. La cabecera cantonal del cantón Milagro es la ciudad de Milagro. La jurisdicción político-administrativa del Cantón Milagro comprende cuatro parroquias urbanas.



**Figura 0.4** Vista Satelital de la ubicación del cantón Milagro.

**Fuente:** Google Earth, 2017

### 2.3.2. Relieve

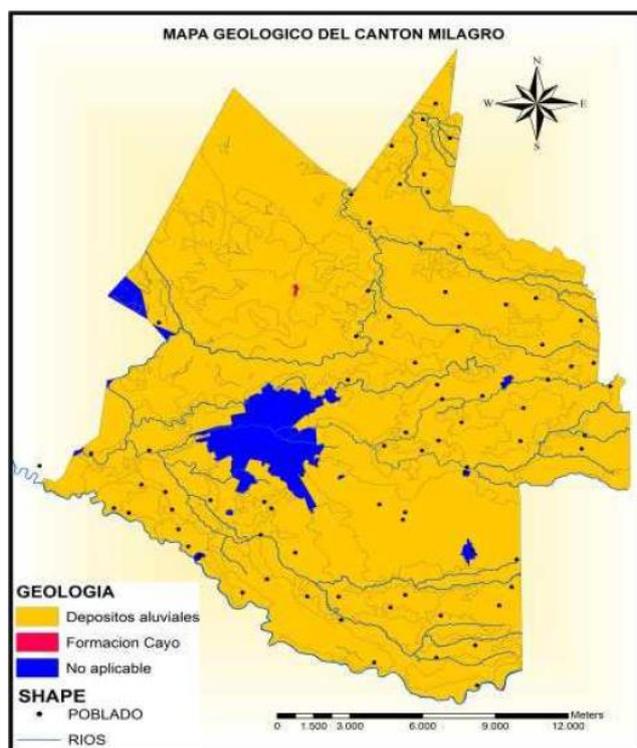
#### a) Geología

El cantón Milagro se encuentra en su mayor parte conformado por depósitos aluviales cuaternarios compuestos de arcilla, limo

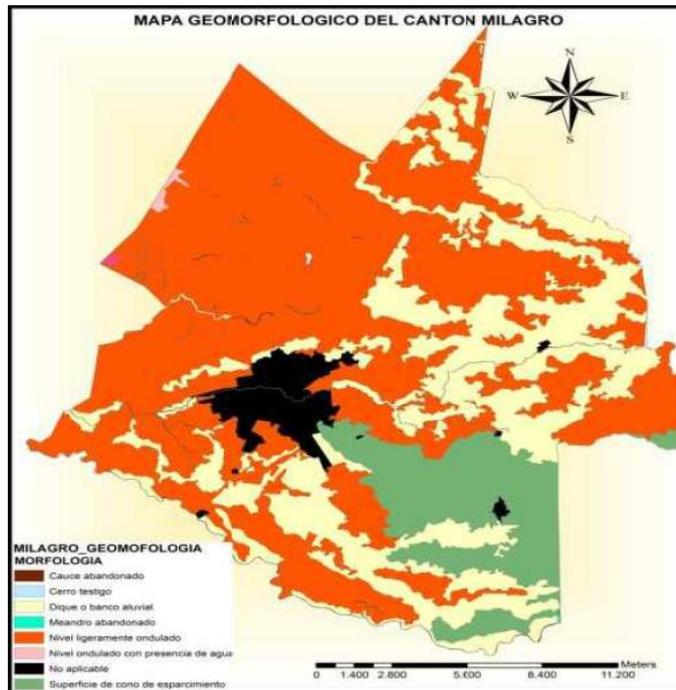
y arena. Además, en la zona oriental del cantón se encuentra la formación

Pichilingue, formada por bancos de arcillas y arenas poco o nada consolidados, los cuales conforman la base de la mayor parte de las tierras fértiles de la planicie del litoral.

Las formas de relieve del cantón tienen un origen en la unidad genética deposicional, lo cual se refiere a las formas originadas en el depósito del material transportado por agentes erosivos.



**Figura 0.5** Depósitos Aluviales Milagro.  
**Fuente:** CLIRSEN, MAGAP, 2010



**Figura 0.6** Geomorfología del cantón Milagro.  
**Fuente:** CLIRSEN, MAGAP, 2010.

### **b) Geomorfología**

La Llanura Aluvial Reciente y el Piedemonte Andino forman las dos unidades ambientales del cantón Milagro. La primera representa un 85% del territorio del cantón, la cual es de origen deposicional. El Piedemonte Andino se origina en la deposición de sedimentos del tipo torrencial.

La Llanura Aluvial Reciente está conformada por los relieves presentados a continuación:

### **c) Estratigrafía y Litología**

La estratigrafía de la región está formada por rocas ígneas o sedimentarias paleozoicas, que a veces llegan a aflorar en la cuenca.

Las formaciones terciarias de la zona costera, situadas en la superficie, donde se apoya la formación aluvial. La formación superficial está compuesta por materiales detríticos de granulometría muy amplia como arcilla, arenas e incluso gravas, y frecuentes variaciones en su composición.

**d) Relieve Ligeramente Ondulado**

Constituye la forma del relieve predominante en el cantón Milagro y se encuentra distribuido uniformemente en toda su extensión, asociada con grandes diques y cauces abandonados aislados en el noroeste. Presenta una pendiente entre el 2 y el 5 % y un desnivel relativo que no sobrepasa los 5 m.

**e) Nivel Ondulado con presencia de agua**

De origen deposicional, su presencia es aislada y posee una extensión de 249 hectáreas en la parte norte y sur occidental del cantón. Debido a la presencia de agua se cultiva arroz, el cual constituye la cobertura vegetal dominante. Posee pendientes de entre un 2 y 5%, y un desnivel relativo de 0 a 5 m.

**f) Dique o banco aluvial**

Su presencia se densifica hacia la parte oriental del cantón, ocupando un área de 10911 ha, la segunda más grande en Milagro luego del nivel ligeramente ondulado. Sus suelos son aprovechados en cultivos de cacao, banano, pero principalmente se dedican al cultivo de la caña de azúcar, en terrenos que asocian esta forma del relieve con el nivel ligeramente ondulado cuya transición ha sido uniformizada por

mecanización. Poseen una pendiente menor al 2% y un desnivel relativo inferior a los 5 m.

**g) Cauce Abandonado**

Se encuentran ubicados en su mayor parte en el nor-occidente del cantón, ocupando una extensión de 54.7 ha. La pendiente predominante va del 0 al 2% y su desnivel relativo es de 0 a 5 m.

**h) Meandro Abandonado**

Es de origen deposicional, ubicado en el sur, hacia el límite con el cantón Naranjito. Está ocupado con cultivos anuales de maíz. Conserva la peculiar forma de herradura y tiene una pendiente menor al 2 %.

**i) Cerro Testigo**

De origen tectónico erosivo, se ubica en el norte de la ciudad de Milagro, al interior del nivel ligeramente ondulado. Corresponde a un relieve residual esculpido por la erosión perteneciente a la Formación Cayo; su pendiente varía entre el 12 y 25 % y su desnivel relativo no excede los 15 m, posee una cima redondeada con vertiente convexa y su cobertura vegetal es de pasto natural. Ocupa una superficie de 8.9 ha.

**j) Superficie de Cono de Esparcimiento**

Su origen es deposicional del tipo torrencial, la misma que se halla en la parte sur del cantón con una extensión de 4333.5 ha. Es una superficie con ondulaciones de pendientes que llegan al 5 % pero que en su desnivel relativo no sobrepasa los 5 m. La

cobertura vegetal predominante es de cultivos semipermanentes de cacao, maíz, banano y también se utiliza en grandes extensiones de cultivos semipermanentes de caña de azúcar. En el cantón Milagro no existe presencia de fallas como se puede observar en la siguiente figura.

### **2.3.3. Topografía**

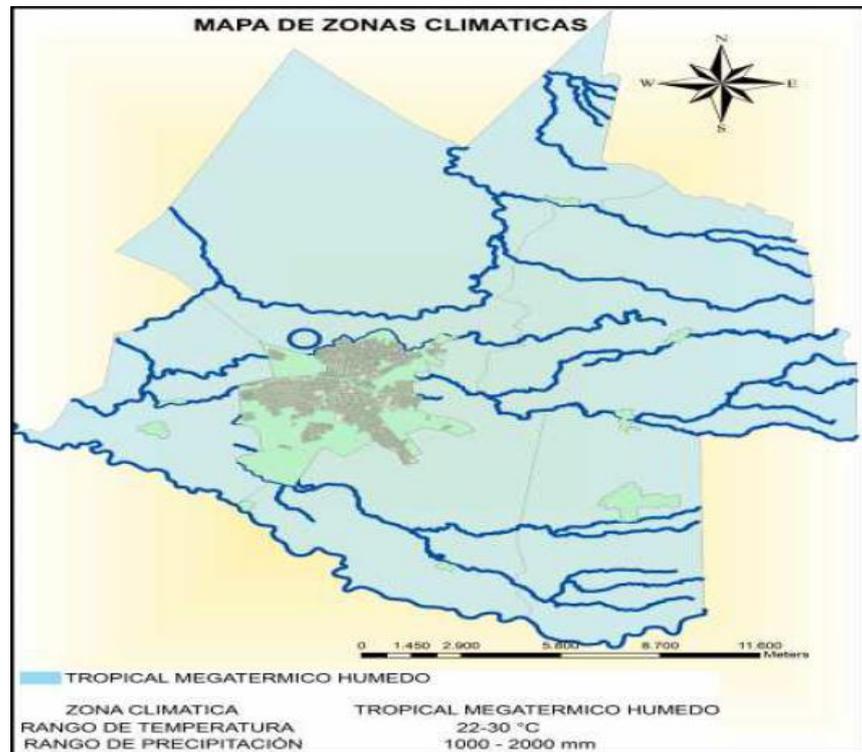
El cantón Milagro posee una topografía plana con pendientes muy bajas que no superan un gradiente del 5%. Sus ríos representan los accidentes geográficos de mayor importancia.

Las bajas pendientes naturales, la baja permeabilidad del terreno y el elevado nivel freático en todo el cantón son factores que producen un drenaje lento de la escorrentía superficial.

### **2.3.4. Clima y meteorología**

El clima en la zona donde se encuentra ubicado el cantón Milagro es el Tropical Megatérmico Húmedo, con precipitaciones medias anuales de 1100 a 1800 mm; la temperatura ambiental varía entre 25 y 27°C, no hay pisos climáticos.

La distribución de precipitación a lo largo del año tiene un período de menor precipitación en los meses de junio a diciembre. Entre los meses de enero a mayo, el número de días del período vegetativo favorable para la agricultura va de 120 al occidente hasta 150 al oriente.



**Figura 0.7** Zona de clima del cantón Milagro.  
**Fuente:** Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial, 2015

Las características del clima están dadas principalmente por el comportamiento de los siguientes indicadores meteorológicos: precipitación, temperatura del aire, humedad atmosférica y dirección del viento.

**Tabla V.** Tabla meteorológica de la estación Milagro Ingenio Valdez

MES	HELIOFANIA (Horas)	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°C)						HUMEDAD RELATIVA (%)				PUNTO DE ROCIO (°C)	TENSION DE VAPOR (hPa)	PRECIPITACION(mm)		Número de días con precipitación			
		ABSOLUTAS		M E D I A S				Máxima día	Minima día	Media	Suma Mensual			Máxima en 24hrs día					
ENERO	90.2	33.2	1	20.2	15	29.0	22.4	25.3	98	6	56	1	85	22.5	27.3	457.5	88.7	18	29
FEBRERO	73.7	32.4	14	21.4	26	30.2	22.6	25.8	99	8	66	7	85	23.0	28.1	806.2	143.2	8	29
MARZO	85.0	33.8	23	21.6	10	31.6	23.3	26.8	98	6	61	30	83	23.6	29.0	494.1	105.3	5	24
ABRIL	83.8	33.6	13	21.1	8	31.6	23.3	27.0	98	3	58	13	81	23.4	28.7	223.1	45.1	5	22
MAYO	102.0	33.1	3	21.2	7	31.3	23.0	26.8	98	2	60	31	81	23.0	28.0	85.0	30.2	10	12
JUNIO	91.5	32.7	2	21.4	12	30.5	22.5	26.3	98	21	53	16	77	21.9	26.2	0.4	0.3	23	2
JULIO	74.9	32.2	18	20.0	29	29.4	21.4	25.0	94	14	56	30	77	20.5	24.2	0.0	0.0	1	0
AGOSTO	55.3	32.2	14	19.5	10	29.0	20.8	24.4	95	11	58	20	77	19.9	23.2	0.0	0.0	1	0
SEPTIEMBRE	48.8	33.6	8	19.4	29	29.4	20.9	24.7	95	1	52	8	76	20.0	23.4	0.0	0.0	1	0
OCTUBRE	51.4	34.6	5	20.1	10	29.4	21.0	24.8	95	17	52	6	76	20.1	23.5	4.9	1.8	30	4
NOVIEMBRE	70.6	33.2	19	20.0	12	30.5	21.3	25.6	92	11	48	25	72	20.1	23.6	0.4	0.4	6	1
DICIEMBRE	86.7	34.9	29	20.0	3	31.3	22.1	26.6	95	31	41	26	71	20.7	24.4	6.1	5.7	30	2
VALOR ANUAL	873.9	34.9		19.4		30.3	22.1	25.8	99		41		78	21.6	25.8	2077.7	143.2		

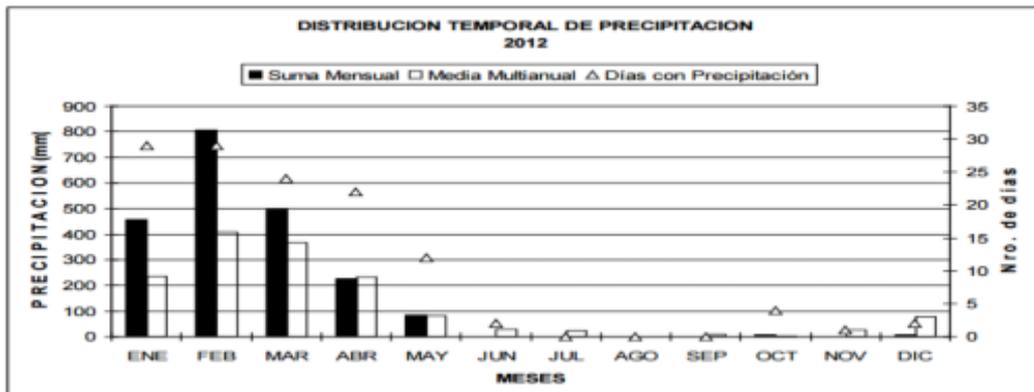
**Fuente:** INAMHI, 2012.

### a) Precipitación

La estación lluviosa corresponde a la estación invernal en la que se presentan frecuentes precipitaciones. Las deforestación y prácticas agrícolas determinan que las escorrentías encausadas se incrementen año tras año, deteriorando suelos.

Las condiciones climáticas, se establecen en función de la información meteorológica de la Estación "Milagro". La estación meteorológica "Milagro", se encuentra ubicada dentro de los terrenos de propiedad de la Compañía Azucarera Valdez S.A.

En el cuadro indican los valores medios mensuales registrados en el año 2012 correspondiente a la Estación Meteorológica Milagro.

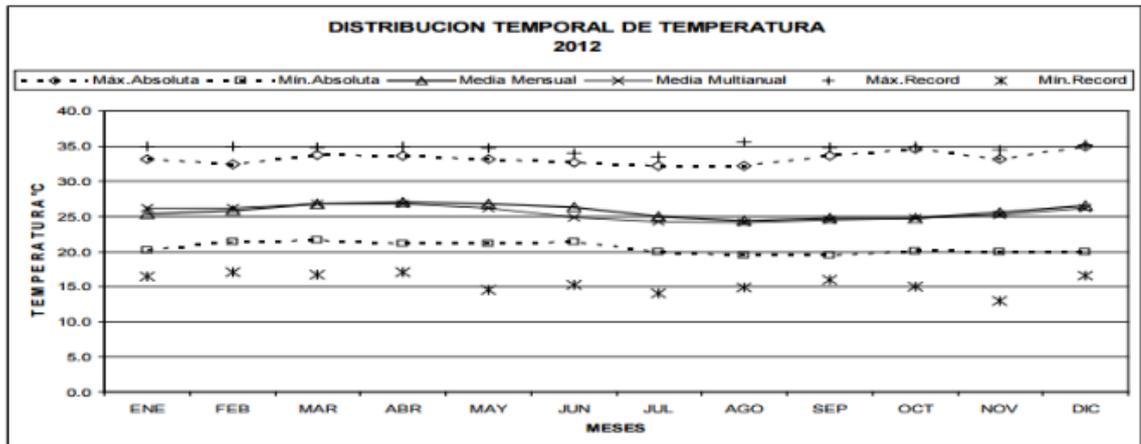


**Figura 0.8.** Datos de Precipitación mensual de la estación meteorológica Milagro, Ingenio Valdez  
**Fuente:** (INAMHI, 2012)

### b) Temperatura

La temporada seca o de los meses fríos (junio-diciembre) las temperaturas medias oscilan en el rango 24.4° - 26.6° C y en la temporada lluviosa o de los meses cálidos, (enero - mayo) se alcanzan temperaturas entre 25.3° C y 27.0° C. La temperatura

media anual del aire es de 25.8° C. En la figura 2.9 indican los valores medios mensuales registrados en el año 2012.



**Figura 0.9.** Datos de temperatura del aire de la estación meteorológica Milagro, Ingenio Valdez  
**Fuente:** INAMHI, 2012

### c) Humedad Relativa

El área geográfica tiene un alto índice de evaporación, y la humedad relativa registra valores mayores del 80% que se incrementa en temporada lluviosa.

Según los datos registrados en la estación meteorológica anteriormente indicada, se determinó que los meses donde se presenta mayor humedad relativa, corresponden a enero, febrero, marzo y abril y mayo, donde se registran promedios comprendidos en el rango de 81 – 85%.

### d) Viento

Los registros meteorológicos indican que la dirección predominante de los vientos es sur, suroeste/sureste

ocurriendo las mínimas intensidades durante el mes de abril. La velocidad media anual es de 2.0 Km/h aunque se registra una época ventosa principalmente en los meses de julio a septiembre y diciembre y enero.

**Tabla VI.** Velocidad del viento promedio mensual de la estación meteorológica del Ingenio Valdez, Milagro

MES	EVAPORACION (mm)		NUBOSIDAD MEDIA (Octas)	VELOCIDAD MEDIA Y FRECUENCIAS DE VIENTO																Vel Mayor Observada (m/s) DIR	VELOCIDAD MEDIA (Km/h)			
	Suma Mensual	Máxima en 24hrs día		N	NE		E		SE		S		SW		W		NW		CALMA			No OBS		
			(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	%	%				
ENERO	79.0			1.0	2	1.3	7	1.7	3	1.4	31	1.2	5	1.9	18	1.0	4	1.6	9	20	93	4.0	SW	2.2
FEBRERO	69.1			2.0	2	1.2	6	1.0	2	1.4	15	1.1	8	2.1	18	1.2	6	1.3	10	32	87	4.0	SE	2.1
MARZO	77.3			0.0	0	1.6	5	1.0	7	1.4	27	1.4	8	2.2	12	2.0	4	1.2	14	24	93	4.0	SW	2.3
ABRIL	74.5	5.2	13	1.8	4	0.0	0	1.0	7	1.3	17	1.0	1	1.7	12	2.3	10	1.9	8	41	90	5.0	W	1.9
MAYO	97.5	5.3	12	0.0	0	1.0	1	1.3	3	1.4	17	1.8	4	1.3	16	1.4	9	1.2	7	43	93	4.0	SE	1.6
JUNIO	92.0	5.2	21	0.0	0	0.0	0	0.0	0	1.4	8	1.2	24	1.5	27	1.0	1	1.2	6	34	90	3.0	SE	1.9
JULIO	91.4	5.3	30	1.0	1	0.0	0	2.0	1	1.2	7	1.6	25	1.5	37	0.0	0	0.0	0	30	93	4.0	SW	2.4
AGOSTO	96.2	4.8	26	2.0	1	1.0	1	1.5	2	1.2	5	1.7	29	1.6	44	1.3	3	0.0	0	14	93	5.0	SW	2.6
SEPTIEMBRE	100.0	5.6	8	0.0	0	0.0	0	0.0	0	1.6	11	2.2	13	1.6	58	0.0	0	1.0	1	17	90	4.0	SW	3.0
OCTUBRE	102.6	6.2	5	0.0	0	0.0	0	0.0	0	1.6	11	1.5	28	1.9	47	1.5	2	0.0	0	12	93	6.0	SW	3.2
NOVIEMBRE	118.7	5.6	12	1.0	1	1.0	2	1.0	1	1.8	20	2.3	28	2.1	34	0.0	0	1.7	3	10	90	5.0	SW	3.5
DICIEMBRE	120.6	6.7	29	0.0	0	1.0	3	1.0	2	1.4	17	1.6	18	1.8	38	1.0	2	3.0	1	18	93	5.0	SW	2.9
VALOR ANUAL	1118.9			0.7	1	0.7	2	1.0	2	1.4	16	1.6	16	1.8	30	1.1	3	1.2	5	25		6.0	SW	2.0

Fuente: (INAMHI, 2012)

### 2.3.5. Hidrología

El cantón Milagro es una región rica en corrientes de agua, debido a su posición geográfica, ubicado en la parte baja de la cuenca del río Guayas, aunque sus ríos son de cuencas muy cortas, susceptibles a los picos grandes de las crecidas y los estiajes largos durante el período seco.

Los ríos de influencia son: el río Chimbo, limita por el sur con el cantón Milagro, nace en la cordillera de los Andes y desciende atravesando la planicie; en las partes alta y media, siendo su principal tributario el río Chanchán; toma el nombre de Yaguachi al formar la confluencia con el río Milagro y desemboca al río Babahoyo. El río Yaguachi es el de mayor incidencia en las inundaciones de la región por la falta de capacidad del acarreo del cauce natural, arrastre de las cantidades

grandes de los sedimentos y el gradiente bajo que este sistema fluvial presenta.

El esquema de desborde y drenaje natural es el siguiente: las aguas del río Chimbo, en su parte media, a la altura del área denominada Venecia, desbordan en su margen derecha hacia el estero Los Monos y el Milagro, a través de la llanura de inundación que se crea. Por su margen izquierda, el río desborda en el sitio conocido con el nombre de Soledad, uniéndose con la llanura de inundación a los esteros Payo y Mojahuevo inundando zonas vastas que incluso llegan hasta Durán.

En su cauce bajo, el Chimbo inunda el ingenio Luz María ubicado en la parroquia Chobo y, en unión con el Milagro, las áreas más occidentales del ingenio Valdez. De esta forma, durante las inundaciones, el río drena hacia Babahoyo.

El río Milagro nace en la zona oeste de la parroquia Chagüe; sus tributarios principales son esteros: por el norte el estero Chirijo, y el sur, el estero Los Monos y los desbordamientos de los ríos Amarillo y Chimbo. El río Milagro atraviesa a la ciudad de su mismo nombre, de este a oeste, dividiéndola en dos zonas denominadas: Milagro Viejo (al norte, parte central) y Milagro Nuevo (sur).

Al norte del cantón, se ubica al río Chagüe - Amarillo, nace en la zona alta de la provincia de Bolívar con el nombre de río Limón, descendiendo, atraviesa la ex parroquia Gral. Antonio Erizadle (actualmente Bucay) recibiendo el nombre de Chaguán; continua su curso por el cantón Naranjito hasta llegar a la parroquia Mariscal Sucre donde, se denomina río Amarillo, el cual sirve de límite cantonal a

Milagro. Existen otras fuentes superficiales como son los esteros y ríos que sirven de tributarios a los mencionados.

### **2.3.6. Riesgos naturales**

La ciudad de Milagro está sujeta, principalmente, a riesgos de carácter sísmicos, y de inundaciones. Además, se incluye la influencia del fenómeno ENOS “El Niño Oscilación Sur”.

#### **a) Riesgos de Sismos**

La evaluación de la sismicidad histórica es de suma importancia ya que constituye un parámetro utilizado en el estudio del peligro sísmico. En lo referente a riesgos sísmicos, Ecuador se ubica sobre el llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, que es un sector activo de movimientos de las placas tectónicas de Nazca y Sudamérica.

Históricamente se han reportado en el país, desde 1541, alrededor de 80 movimientos sísmicos, de intensidad mayor al grado VI en la escala de Mercalli. Producidos debido a la presencia del sistema de fallas activas Dolores – Guayaquil Megashear. Moncayo incluye en un estudio reciente que la liberación de energía durante el siglo XX se divide en tres niveles:

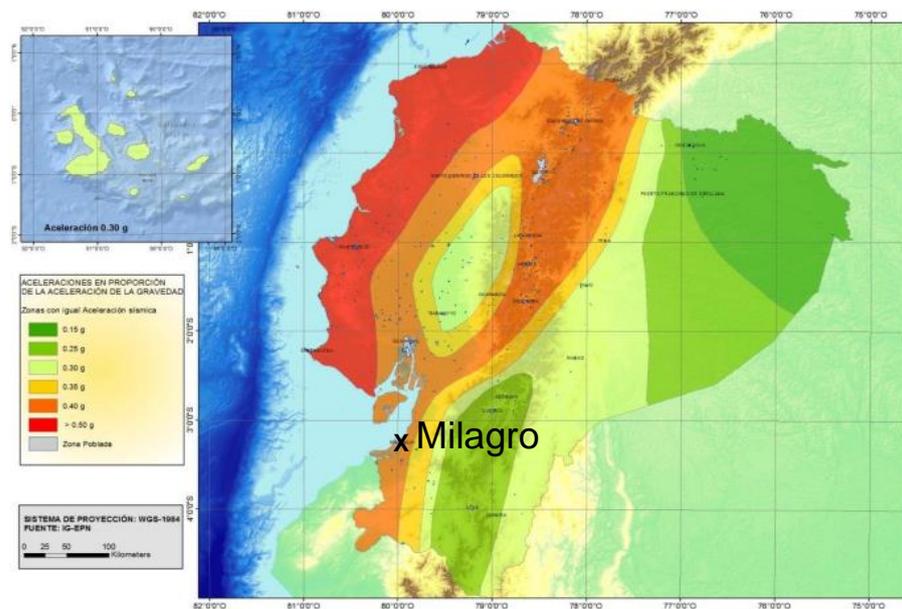
- Nivel bajo: desde 1920 hasta 1950 con liberación de  $1.0 \text{ E}+19$  ergios que equivale a un sismo de magnitud 5 en la escala de Richter.

- Nivel alto: desde 1950 hasta 1960 donde se liberó  $4.0 \times 10^{23}$  ergios que equivale a un sismo de magnitud 7.8 en la escala de Richter.
- Nivel bajo: desde 1960 hasta la fecha actual.

## b) Riesgos de Inundaciones

Gran parte del cantón Milagro es susceptible a inundaciones, inducidas generalmente por las características orográficas de las tierras bajas, con pocas pendientes, arrastre de sólidos, mal uso del suelo, en conjunto con severa precipitaciones y por el sistema hidrográfico presente en el cantón.

Basados en el mapa de nivel de amenaza sísmica de Ecuador, mostrado en la Figura 2.10, el área en estudio tiene un nivel de amenaza alto (0.4g), por ello es importante considerar un diseño sismoresistente en las obras ingenieriles a construirse.



**Figura 0.2** Zonificación Sísmica de Ecuador.  
**Fuente:** (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2011)

# **CAPÍTULO 3**

## **ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE**

### **3.1. Recomendaciones para el diseño estructural**

En las zonas de mayor riesgo sísmico del Ecuador, es de vital importancia que la configuración estructural sea resistente. El diseñador debe tener bien claro los resultados de los daños debidos a sismos, así también los componentes económicos requeridos como el grado de riesgo de los diferentes tipos de estructuras en situ para resistir ese daño.

### **3.2. Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural**

El objetivo es garantizar que las viviendas tengan una estabilidad y resistencia ante las diferentes sollicitaciones de cargas gravitacionales, sísmicas y viviendas.

Por lo que se debería cumplir que:

- a) Los pórticos resistentes a momentos y muros portantes deben estar dispuestos de tal forma que brinden la resistencia necesaria para soportar los efectos sísmicos en dos direcciones principales en planta.
- b) En estructuras de más de dos pisos, deberá existir un sistema de muros portantes que obliguen al trabajo conjunto de los pórticos y muros mediante uniones que transmitan la fuerza lateral. Los elementos de amarre para la acción de diafragma deben ubicarse dentro de la cubierta y en los entrepisos.
- c) Un sistema de cimentación que transmita al suelo las cargas derivadas de la función estructural de cada pórtico y muro portante. El sistema de cimentación debe tener una rigidez.
- d) Diseño de viviendas de 1 y 2 pisos apropiada, con el fin de evitar asentamientos diferenciales.

- e) Asegurar que las conexiones entre la cimentación, vigas, columnas, muros portantes, entrepiso y cubierta transmitan de forma efectiva las cargas desde la cubierta hasta la cimentación.

### **3.3. Configuración estructural**

Se debe tomar en cuenta:

- a) Continuidad Vertical

Para la consideración de los sistemas estructurales resistentes a momentos, estos deben estar anclados, es decir deben ser continuos entre cimentación- muro y entrepiso-cubierta. En el caso de la proyección a una segunda planta, estos muros o pórticos deben ser continuos hasta su cubierta para poder considerarse elementos estructurales

- b) Regularidad en la planta

La forma del sistema de piso debe ser tan regular y simétrica como sea posible sin excederse del número cuatro en cuanto la relación largo/ancho.

### **3.4. Forma de la Estructura**

Una estructura debe abarcar ciertas nociones básicas en cuenta, como las siguientes:

- Una estructura debe ser simétrica y regular
- No tener dimensiones excesivas tanto en planta como en elevación (mayor a 30 metros)
- Tener suficiente rigidez que tome en consideración la propiedad del suelo.

Cuando no se cumple estas nociones básicas se tiene los siguientes problemas:

### **3.5. Problemas de configuración en planta**

Son problemas con respecto a la repartición del espacio y la forma de la estructura en el plano horizontal. Las irregularidades en planta, rigidez y resistencia pueden originar esfuerzos adicionales difíciles de evaluar.

#### **3.5.1. Longitud en Planta**

Mientras más largo sea un edificio en planta, peor será su comportamiento de respuesta sísmico debido a la diferencia de sus movimientos en sus extremos, es decir la respuesta de las ondas de un punto de apoyo a otro en la misma edificación. La relación de largo y ancho debe ser menos a 2.3 ni mayor a 4. (Cardona, 2004) (NEC 2015)



**Figura 3.1** Centro Académico Cultural en México

**Fuente:** Arquitectura, 2015.



**Figura 3.2** Vista de edificación larga, sismo de Pedernales 2016.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para solucionar este problema se insertan juntas totales teniendo como resultado que se traten como una estructura corta. Así no se producirán choques entre las partes separadas por su movimiento independiente.

### **3.6. Problemas Colaterales**

#### **3.6.1. Choque entre edificaciones**

Ocurre cuando durante el sismo el movimiento individual del edificio queda impedido por otra de igual o mayor altura más rígida.

Al chocar se crean fuerzas cortantes en las columnas golpeadas. Por eso es conveniente mantener distancias entre edificaciones de mismas o diferentes alturas, para que estos puedan oscilar de forma libre ante un sismo o implantar juntas totales para que sean tratadas como estructuras cortas. (Blanco, 2012)



**Figura 3.3** Golpeteo entre edificaciones, sismo de Pedernales 2016.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### **3.7. Calidad de los Materiales y Procesos Constructivos**

Como se ha discutido en los capítulos previos cumplir con las normas sismo resistentes no son suficientes para garantizar el buen desempeño de las obras, la calidad de los materiales y el adecuado proceso constructivo son aspectos fundamentales para que el comportamiento sea más cercano al esperado en el diseño.

La siguiente figura muestra el ejemplo de un colapso de una vivienda debido a la mala calidad de los materiales y procesos constructivos inadecuados.



**Figura 3.4** Vivienda colapsada en Muisne a causa del sismo de Pedernales 2016.

**Fuente:** Autores Marcel Bonilla/ EL COMERCIO

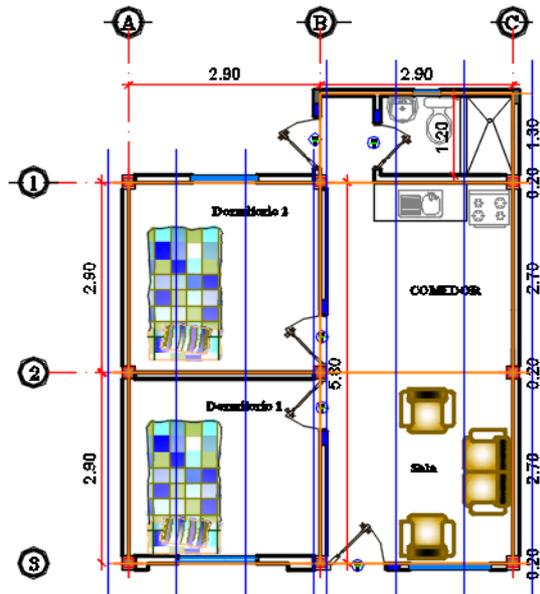
### **3.8. Descripción de la Estructura**

La vivienda estará conformada por diferentes sistemas estructurales: pórticos de concreto resistentes a momento (PCRM), como muros portantes de hormigón armado y sistema de enchapados.

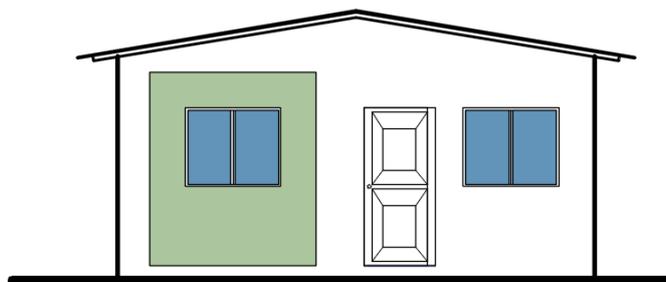
La vivienda a ser diseñada consta de un piso con proyección a una planta alta. Las combinaciones estructurales serán evaluadas y comparadas económicamente, ambas deberán cumplir los criterios de la norma NEC 2005 en cuanto a diseño sismo resistente detallado en Capítulos posteriores. (Ver Capítulo 6 al 9)

Los pórticos se constituyen por la unión de vigas y columnas que son elementos de concreto con secciones rectangulares para las vigas y rectangulares para las columnas. Sobre las vigas se apoyará la losa maciza

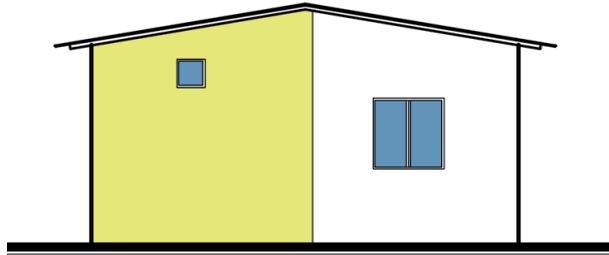
en dos direcciones. La altura de cada entrepiso es de 2.40 m, y las luces de eje a eje tanto en dirección X como para la dirección Y es de 2,90 metros. El área de cada piso es de aproximadamente 35 m<sup>2</sup> (5.80 m x 5.80 m).



**Figura 3.5** Vista en planta del edificio.  
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

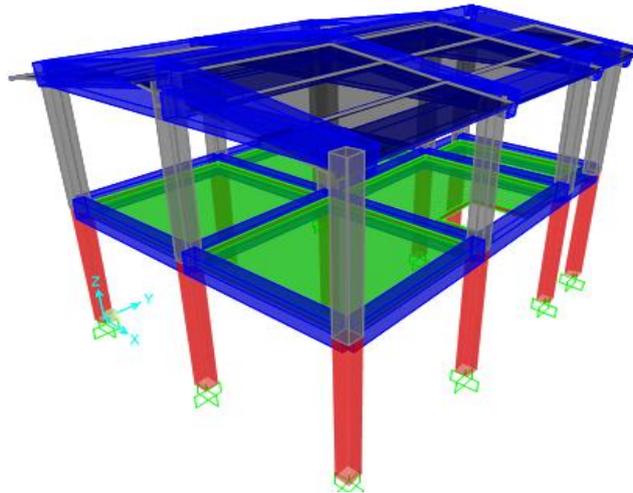


**Figura 3.6** Fachada principal de la edificación.  
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



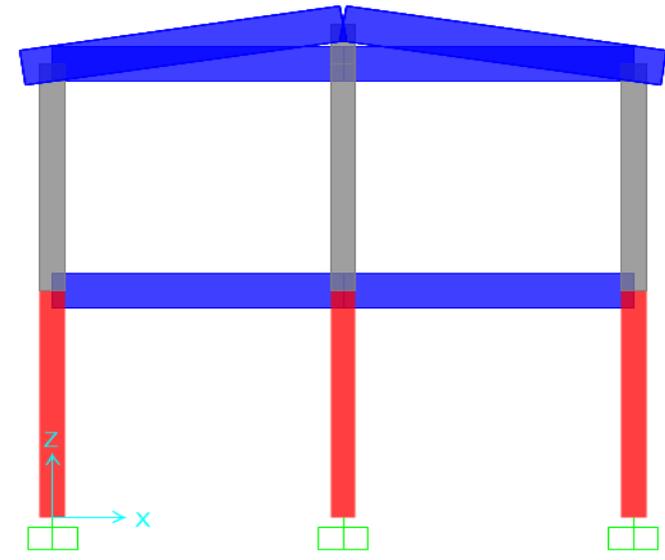
**Figura 3.7** Fachada lateral de la edificación.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



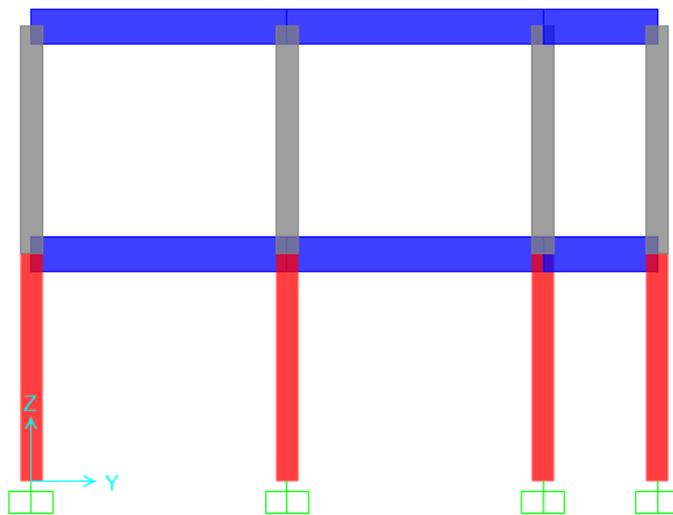
**Figura 3.8** Vista 3D de la vivienda con proyección planta alta futura / SAP 2000.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



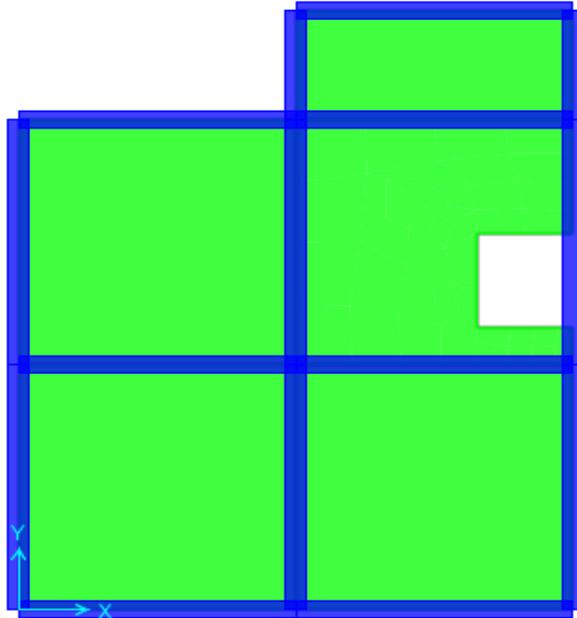
**Figura 3.9** Pórtico 1 dirección X / vista 2D SAP 2000.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



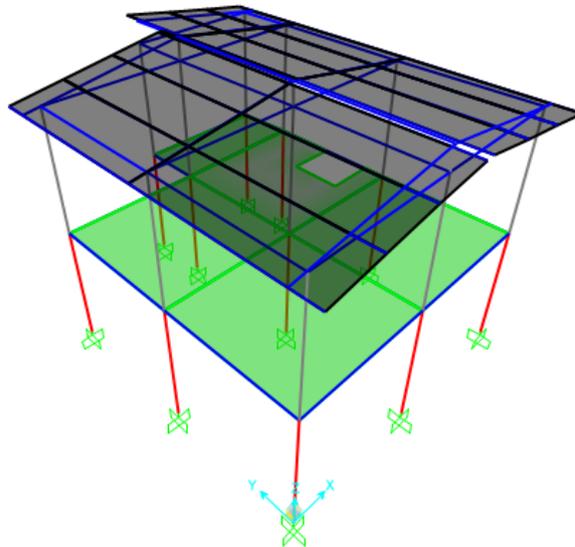
**Figura 3.10** Pórtico 1 dirección Y / vista 2D SAP 2000.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 3.11** Vista en Planta de los pórticos / vista de la estructura en SAP 2000.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 3.12** Modelo matemático de los pórticos en SAP 2000.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 3.9. Reglamentos a utilizarse

Los reglamentos a utilizarse tanto para el análisis como para el diseño estructural serán:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015
- American Society of Civil Engineers ASCE 7-10
- Federal Emergency Management Agency FEMA
- American Concrete Institute ACI 318

### 3.10. Software a utilizarse

- SAP 2000 v15, análisis de súper-estructura para pórticos resistentes a momento.
- SAFE 2016, análisis de la cimentación
- Auto-CAD, generación de planos
- ETABS 2016, análisis de súper-estructura para los dos sistemas de muros portantes.
- MatLab, obtención de diagramas de interacción de columnas, obtención de Momentos nominales de columnas y obtención de profundidad del eje neutro en muros.

### 3.11. Características de los materiales

Los materiales a utilizarse para el diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas, y la cimentación de la edificación son:

1) Hormigón para la Superestructura:

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$
- Densidad:  $\rho = 2400 \frac{kg}{m^3}$

- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 2.526 * 10^5 \frac{kg}{cm^2}$

2) Hormigón para la cimentación (subestructura):

- Resistencia a la compresión:  $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$
- Densidad:  $\rho = 2400 \frac{kg}{m^3}$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 2.188 * 10^5 \frac{kg}{cm^2}$

3) Acero de refuerzo:

- Límite de fluencia mínimo:  $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$
- Límite de fluencia máximo:  $f_y \text{ máx} = 5500 \frac{kg}{cm^2}$
- Resistencia a la tracción mínima:  $5600 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad:  $E = 2100000 \frac{kg}{cm^2}$

4) Acero en mallas electro soldadas

- Límite de fluencia mínimo:  $f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2}$
- Límite de fluencia máximo:  $f_y \text{ máx} = 5500 \frac{kg}{cm^2}$
- Resistencia a la tracción mínima:  $5700 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad:  $E = 2500000 \frac{kg}{cm^2}$

**CAPÍTULO 4**  
**I ALTERNATIVA: PÓRTICOS DE CONCRETO**  
**RESISTENTES A MOMENTO (PCRM)**

#### 4.1. Predimensionamiento

En el Ecuador, la losa típica es la alivianada, por lo que para utilizar las ecuaciones del ACI 318-08 (sección 9.5 control de deflexiones), las cuales son aplicables solamente para losas macizas en dos direcciones, se deberá trabajar con una sección rectangular equivalente a la sección tipo T que forma una losa nervada. (Tabla VII)

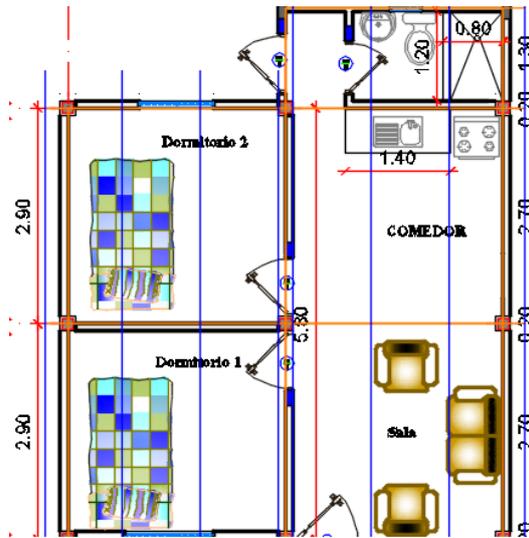
**Tabla VII.** Espesor de losa en dos direcciones

<b>Espesor Mínimo h.</b>		
<b>Sin Ábacos</b>		
<b>Fy (Mpa)</b>	Paneles exteriores con vigas de borde	Paneles interiores con vigas de borde
<b>420</b>	l/33	l/33

- l = luz libre

**Fuente:** ACI 318, 2008.

Las luces de eje a eje tanto dirección X, como en dirección Y es de 2.90 m. (Figura 4.1)



**Figura 4.1** Vista en planta de una sección del segundo nivel de la edificación. Luz de eje a eje 2.65 m.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Tomando luz libre de 2.90 m (considerando un ancho promedio de vigas de 20cm), se obtuvo:

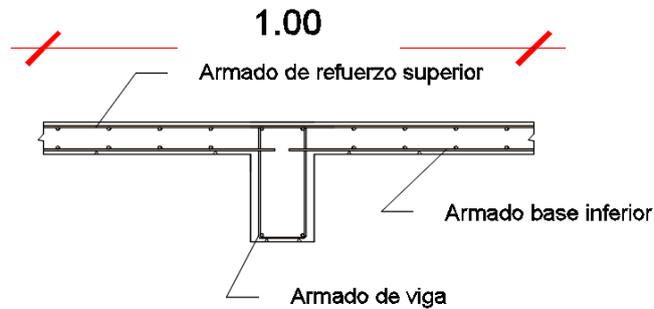
**Tabla VIII.** Espesor de losa nervada.

Espesor Mínimo h.		
Sin Ábacos		
Fy (Mpa)	Paneles exteriores con vigas de borde	Paneles interiores con vigas de borde
420	0.10 m	0.10 m

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Procedimos a comparar la cantidad de hormigón que se usaría en una losa nervada, además de la sección que equivaldría a una losa maciza; llegando a la conclusión de que la sección equivalente tendrá mayor facilidad constructiva a un precio ligeramente considerable. Se consideró

una losa maciza de 10 cm de espesor con armado de refuerzo superior e inferior como se muestra en la Figura 4.2.



**Figura 4.2.** Corte de losa maciza con viga peraltada.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

## **4.2. Estimación de cargas muertas y cargas vivas**

El diseño seguro y económico de un edificio depende de la aplicación de cargas de diseño razonables. La determinación de las cargas muertas y vivas pueden exigir un estudio complejo que incluya consideraciones como el uso definitivo del edificio.

Los códigos de construcción tanto la NEC y el ASCE incluyen cargas mínimas de diseño como son: muertas, vivas, de impacto, viento y sísmicas. Las cargas vivas y muertas son cargas que actúan en dirección de la gravedad.

### **4.2.1. Cargas muertas**

Las cargas se han definido de acuerdo a lo que indica la NEC-SE-CG  
La carga muerta de una vivienda consta de los pesos de las paredes, cubiertas, contrapisos, instalaciones, cielorrasos y toda otra construcción permanente.

Para estimar las cargas muertas del edificio se procedió analizar de la siguiente manera:

#### 4.2.1.1. Losa Maciza en dos direcciones.

Yield Strength, $f_y^b$ (psi)	Without Drop Panels <sup>a</sup>			With Drop Panels <sup>a</sup>		
	Exterior Panels		Interior Panels	Exterior Panels		Interior Panels
	Without Edge Beams	With Edge Beams <sup>c</sup>		Without Edge Beams	With Edge Beams <sup>c</sup>	
40,000	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
60,000	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
75,000	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

$l_n$  is the length of the clear span in the longer direction, measured face-to-face of the supports.

<sup>a</sup>The required geometry of a drop panel is defined in ACI Code Section 13.2.5.

<sup>b</sup>For yield strengths between the values given, use linear interpolation.

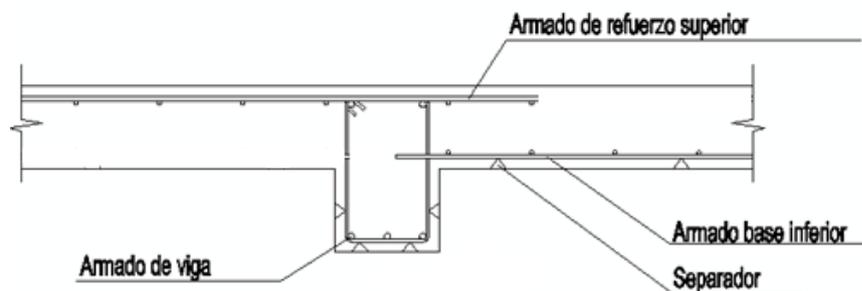
<sup>c</sup>Slabs with beams between columns along exterior edges. The value of  $\alpha_f$  for the edge beam shall not be less than 0.8.

**Figura 4.3** Espesor mínimo de losa sin vigas interiores

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para el predimensionamiento de la losa se comparó el volumen de hormigón requerido para una losa nervada con el requerido para una losa maciza obteniendo una relación del 66% por lo que se justificaba seleccionar una losa maciza de 10 centímetros de espesor.

Según la Figura 4.3 el espesor mínimo para losas con un  $f_y = 60,000$  psi con vigas exteriores es de  $l_n/33$ . Siendo  $l_n$  la luz libre en la dirección más larga, medida desde la cara de los soportes se obtienen las siguientes dimensiones:



**Figura 4.4** Corte transversal de losa maciza.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

**Tabla IX.** Peso de losa maciza.

Elemento	$\rho$ horm. $\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)$ .	Espesor (m)	Carga Muerta $\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$ .
Losa de compresión.	2400	0.10	240

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.2.1.2. Secciones de Cargas muertas

La carga muerta se dividió en tres secciones, una para la losa donde se proyecta el piso alto, otra sección para el tumbado de la cubierta proyectada y la sección de cubierta como tal, como se detalla a continuación.

**Tabla X.** Carga muerta para losa.

ENTREPISO	
<b>CARGAS MUERTAS</b>	kg/m <sup>2</sup>
<b>LOSA</b>	240
<b>PAREDES</b>	183,48
<b>BALDOSAS</b>	112,13
<b>INSTALACIONES</b>	20
<b>WD</b>	372,13
<b>A USAR</b>	375

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.2.1.3. Cargas muertas para terraza

Se tomó las siguientes consideraciones para este nivel:

- Solo acceso de personal de mantenimiento
- Cubierta metálica con correas metálicas y estructura principal de hormigón armado.

**Tabla XI.** Cargas muertas para la cubierta.

CUBIERTA	
<b>CARGAS MUERTAS</b>	Kg/m <sup>2</sup>
<b>PANEL</b>	2,53
<b>FIJACIONES</b>	1,25
<b>PESO PROPIO</b>	6,35
<b>TOTAL</b>	9,88
<b>A USAR</b>	10

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.2.1.4. Carga muerta de Tumbado

Se tomó las siguientes consideraciones para este nivel:

- Solo acceso de personal de mantenimiento.

- Tumbado de yeso con listones de madera

**Tabla XII.** Cargas muertas para tumbado.

TUMBADO	
<b>CARGAS MUERTAS</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>TUMBADO</b>	56
<b>INSTALACIONES</b>	20
<b>TOTAL</b>	76
<b>A USAR</b>	80

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.2.1.5. Carga muerta debido al peso propio de los elementos (Vigas y Columnas)

Para el pre-dimensionamiento se tomó en cuenta el peso propio de los elementos, el cual según experiencias este varía entre 0.25 y 0.40 Ton/m<sup>2</sup>.

Entonces se procedió a tomar como peso propio muerto  $W_{pp}$ :

**Tabla XIII.** Peso propio  $W_{pp}$ .

	<b><math>W_{pp}</math> (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
Plantas Inferiores	0.15
<b>Cubierta</b>	
Se asumió un 35% del $W_{pp}$ anterior ya que este lleva correas metálicas y vigas de menor dimensión.	0.05

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.2.1.6. Resumen de Cargas Muertas

**Tabla XIV.** Resumen de cargas muertas.

<b>Piso</b>	<b>WD+Wpp (kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Cubierta</b>	10.00
<b>Tumbado</b>	80.00
<b>Planta Baja</b>	375

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.3. Cargas Vivas

Las particiones temporales o móviles deben considerarse como carga viva de piso. Las cargas de diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (NEC-SE-CG) sección 4.2 para cubierta y entresijos en viviendas se muestran a continuación, en el caso de la cubierta se consideró la carga viva como estado de chequeo, más no como un estado límite último.

**Tabla XV.** Cargas vivas.

<b>Área</b>	<b>Cargas (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Terraza	0.70

**Tabla XVI.** Continuación de Tabla XV.

<b>Área (Pisos Inferiores)</b>	<b>Cargas (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Viviendas/Habitacionales	0.205

**Fuente:** NEC 2015.

#### 4.4. Resumen de Cargas

**Tabla XVII.** Cargas vivas y muertas.

Piso	WD (Ton/m <sup>2</sup> )	WL (Ton/m <sup>2</sup> )
Terraza	0.010	0.070
Primer Nivel	0.375	0.205

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.5. Fuerzas sísmicas

##### 4.5.1. Espectro Elástico e Inelástico

- Tipo de suelo según estudios geotécnicos del lugar: D\*
- Factor Z: 0.50
- Factor de Reducción para PCRM, que no cumplen con lo especificado en NEC-SE-HM: 3
- Factor de importancia para viviendas  $I_e$ : 1

Se usó el tipo de suelo D ya que es el suelo más común en el Ecuador y mediante el cual las aceleraciones saldrán mayores con el objetivo de que nuestra villa resista los próximos sismos.

Se adoptaron parámetros que se puedan acoplar a las necesidades de las diferentes poblaciones donde se podría construir el proyecto.

El valor de Z que predominó en cada caso fue de 0.50 ya que el mayor riesgo sísmico se encuentra en la región Costa, para un periodo de retorno de 475 años.

**Tabla XVIII.** Factores para determinación del Espectro Elástico e Inelásticos según el tipo de suelo.

<b>DATOS.</b>	
<b>Z</b>	0.5
<b>Fa</b>	1.12
<b>Fd</b>	1.11
<b>Fs</b>	1.40
<b>η</b>	1.8
<b>le</b>	1
<b>R</b>	8

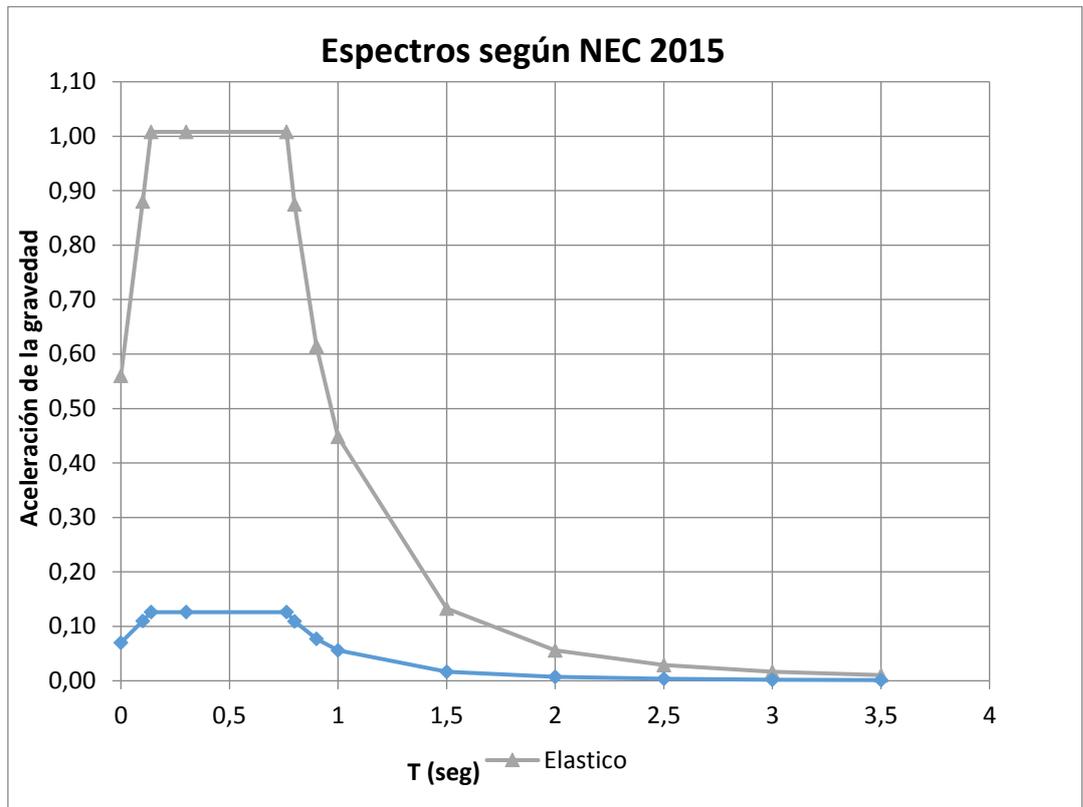
**Fuente:** NEC 2015.

Entonces se obtuvo:

**Tabla XIX.** Ordenadas del Espectro Elástico (Sa) e Inelástico (Cs).

<b>T (seg)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Cs (g)</b>
<b>0,000</b>	0,56	0,07
<b>0,139</b>	0,88	0,11
<b>0,140</b>	1,008	0,126
<b>0,763</b>	1,008	0,126
<b>0,800</b>	1,008	0,126
<b>0,900</b>	0,87494	0,1094
<b>1,000</b>	0,6145	0,0768
<b>1,500</b>	0,44797	0,0560
<b>2,000</b>	0,13273	0,0166
<b>2,500</b>	0,056	0,0070
<b>3,000</b>	0,02867	0,0036
<b>3,500</b>	0,01659	0,0021

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.



**Figura 4.5** Espectros Elástico e Inelástico.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017.

#### 4.5.2. Periodo fundamental de la estructura

Para la determinación el periodo teórico fundamental de la estructura se utilizó el método 1 de la NEC SE-DS sección 6.3.3, cuya fórmula es:

$$T = C_t \cdot h n^\alpha$$

Donde:

*hn*: Altura total de la edificación (5.20 m).

*C<sub>t</sub>*: coeficiente que depende del tipo de edificio.

*α*: Impedancia del semi espacio.

**Tabla XX.** Valores de Ct y  $\alpha$ .

<b>Tipo de Estructura.</b>	<b>Ct</b>	$\alpha$
PARM	0.072	0.8
<b>PCRM</b>	<b>0.055</b>	<b>0.9</b>
PAA	0.073	0.75
PCRM con muros estructurales o diagonales y para otras estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

**Fuente:** NEC 2015.

Evaluando tenemos:

$$\underline{\underline{T = 0.2617 \text{ seg}}}$$

Para este periodo de 0.26 seg, tenemos según el espectro elástico una aceleración de:

$$\underline{\underline{Sa = 1.008 \text{ g}}}$$

Esta aceleración es igual para ambos sentidos tanto en X como en Y, debido a que la configuración estructural es igual en las dos direcciones.

#### **4.5.3. Peso Sísmico**

Para determinar las fuerzas sísmicas, se necesitó además del coeficiente Sísmico (Cs), el peso sísmico de la edificación según NEC-SE-DS sección 6.1.7, el cual es:

$$W_e = W_D + 0,25W_L = 50,03 \text{ Ton}$$

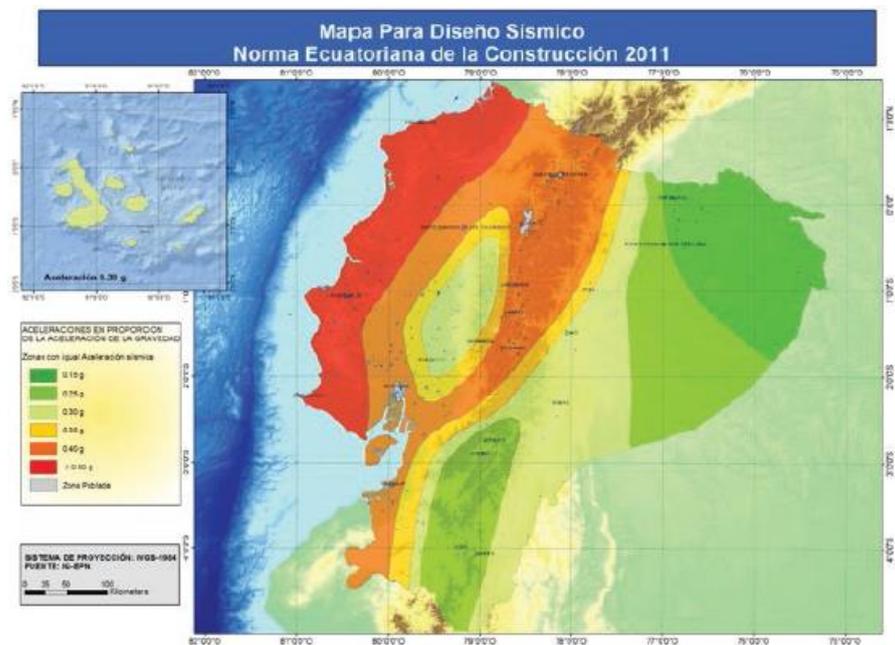
Donde:

$W_D$ : Carga muerta total.

$W_L$ : Carga viva total.

#### 4.5.4. Cortante Basal

El cálculo del cortante basal de diseño se basó en la NEC 2015 (NEC-SE-VIVIENDA). Se adoptarán parámetros que se puedan acoplar a las necesidades de las diferentes poblaciones donde se podría construir el proyecto. En la figura 4.6 se observa que el mayor riesgo sísmico se encuentra en la región costa, disminuyendo en dirección hacia el oriente, por lo que se adopta un valor de  $z=0.5g$  (un valor de  $PGA=0.5g$  con un período de retorno de 475 años en roca).



**Figura 0.6** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z

**Fuente:** NEC 2015

**Tabla XXI.** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

<b>Zona sísmica</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
<b>Valor de Z</b>	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>Caracterización del peligro sísmico</b>	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**Fuente:** NEC 2015

El cortante basal se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V_{base} = ZCW/R$$

Donde:

Z: Factor de zona.

C: Coeficiente de respuesta sísmico.

W: Peso sísmico efectivo de la estructura, correspondiente a la carga muerta total y un 25% de la carga viva total de la estructura.

R: Factor de Reducción de Resistencia sísmica.

Para poder incluir todas las regiones en el diseño de la estructura, se escoge un valor de C de 3, dados los valores que se observan en la tabla XXII para las diferentes provincias. Dado que el sistema estructural se trata de pórticos de concreto resistentes a momento, se escoge un valor de R de 3.

**Tabla XXII.** Coeficiente de Respuesta Sísmica.

<b>Zona geográfica</b>	<b>C</b>
<b>Costa y Galápagos</b>	2.4
<b>Sierra y Oriente</b>	3

**Fuente:** NEC 2015

**Tabla XXIII.** Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas.

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Materiales</b>	<b>Coefficiente R</b>	<b>Limitación en altura (número de pisos)</b>
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	Hormigón Armado con secciones de dimensiones menor a la especificada en NEC-SE-HM reforzado con acero laminado en caliente	3	2
	Hormigón Armado con secciones de dimensión menos a la especificada en la NEC-SE-HM, con armadura electro-soldada de alta resistencia Acero doblado en frío	2.5	2
<b>Muros Portantes</b>	Mampostería no Reforzada y no Confinada	1	1
	Mampostería enchapada con malla de acero	1.5	2
	Adobe y Tapial reforzado	1.5	2
	Bahareque	1.5	2
	Mampostería reforzada	3	2
	Mampostería confinada	3	2
	Muro de hormigón reforzado	3	2
	Muros livianos de acero	1.5	2
	Muro de mortero armado u hormigón armado con alma de poli estireno	1.5	2

**Fuente:** NEC 2015

Con el valor de peso sísmico efectivo calculado en la sección 4.4.1.3 y los factores descritos anteriormente, se calcula el cortante basal estático:

$$V_e = \frac{(0.5)(3)(50.03)}{3} = 25.01 \text{ Ton}$$

#### 4.5.5. Cortantes de entrepiso

Para calcular el cortante de entrepiso se debe ponderar el cortante en la base de acuerdo a la altura y masa de cada entre piso mediante la siguiente ecuación.

$$Cv_i = \frac{W_i(H_i^k)}{\sum_i^n W_i(H_i^k)}$$

Donde:

Wi: Peso sísmico efectivo del entrepiso i.

Hi: Altura medida desde la base hasta la ubicación del entrepiso i.

K: Coeficiente con valor a 1 para estructuras de período menor o igual a 0.50s y 2 cuando el período es mayor a 2.50s.

Luego se procede a calcular las fuerzas sísmicas y cortantes de entre piso, mostradas en la tabla XXIV.

**Tabla XXIV.** Distribución del cortante basal en los entrepisos.

Nivel	H (m)	Wi (ton)	Wihi <sup>k</sup>	Cvx	Fx (ton)	Vx (Ton)	Wihi <sup>k</sup>	Cvy	Fx (ton)	Vy (Ton)
Planta Baja	5,20	9,17	47.66	0,31	7,75		47.66	0,31	7,75	
						7.75				7.75
Primer Nivel	2,6	40,86	106.24	0,69	17,27		106.24	0,69	17,27	
						25.01				25.01

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Entonces se procedió a calcular las fuerzas sísmicas por piso para un solo pórtico, para luego ser ingresados al software SAP 2000. Esto se obtuvo

dividiendo las fuerzas sísmicas por piso para el número de pórticos en cada dirección, en este caso 3

Pórtico crítico dirección X: 2

Pórtico crítico dirección Y: B

**Tabla XXV.** Fuerzas sísmicas pórtico 2.

Nivel	Distribucion eje x	Distribucion eje y
1	17.27	17.27
2	7,75	7,75

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXVI.** Fuerzas sísmicas pórtico B.

Nivel	Distribucion eje x	Distribucion eje y
1	17.27	17.27
2	7,75	7,75

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 4.6. Predimensionamiento de columnas

Se tomó en cuenta las cargas vivas y muertas sin mayorar que soporta cada columna, para repartir estas cargas en cada columna se utilizó el método de las áreas tributarias, el cual consiste en asumir que cada columna soporta la carga de un área delimitada por rectas perpendiculares en el centro de las vigas que llegan a dichas columnas.

Una vez calculada el área tributaria de cada columna se procede a estimar la carga axial que soporta cada columna, mediante la siguiente ecuación:

$$P = (A_T)(D + L)$$

Donde:

**A<sub>T</sub>**: Área tributaria de la columna.

**D**: Carga muerta por unidad de área sin mayorar.

**L**: Carga viva por unidad de área sin mayorar.

Se va a diseñar una columna cuadrada, por lo que una vez obtenido el valor de la carga axial ejercida sobre cada columna se calculan las dimensiones de la columna por medio de la siguiente ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{P}{\alpha f'c}}$$

Donde:

**P**: Carga axial ejercida sobre la columna.

$\alpha$  Coeficiente obtenido a partir de la tabla XXVII.

**f'c**: Resistencia a la compresión del hormigón.

**Tabla XXVII.** Factores  $\alpha$  según ubicación de la columna.

Tipo de columna	$\alpha$
Esquinera	0.17
Exterior	0.20
Interior	0.25

**Fuente:** Prof. Medina, J., 2013

De esta manera se obtienen las dimensiones mostradas en la tabla XXVIII.

**Tabla XXVIII.** Dimensiones de columnas predimensionadas.

Columnas			
		Amin (m <sup>2</sup> )	Dimensiones (bxh)
Piso 1	Esquineras	50,52	15x15
	Exteriores	86,08	15x15
	Interiores	137,57	15x15

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Es importante notar que por los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda se adoptó columnas de 25x25 cm.

**Tabla XXIX.** Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas

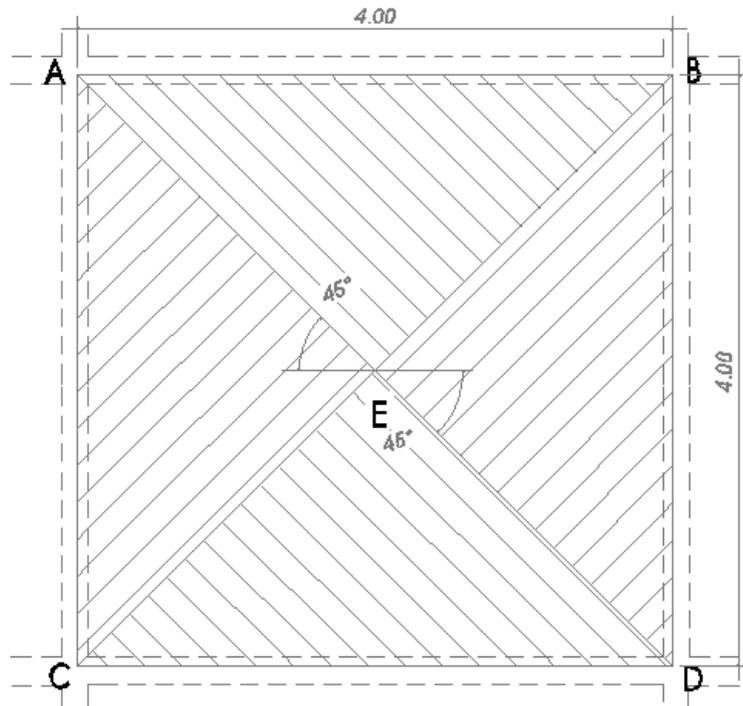
Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	Altura total del entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4.0	2.5	20x20	1%	Diámetro de 8mm @ 10 cm
	Vigas			15x20	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	Columnas	4.0	2.5	Piso 1: 25x25	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			Piso 2: 20x20		

**Fuente:** NEC 2015

## 4.7. Predimensionamiento de Vigas

### 4.7.1. Ancho Tributario de vigas

Para poder hacer el análisis de las cargas, se transformó las cargas trapezoidales a cargas rectangulares. Las cargas se reparten trapezoidalmente o triangularmente a las vigas. (Figura 4.8)



La carga en el elemento AEB la soporta la viga AB.

La carga en el elemento AEC la soporta la viga AC.

**Figura 4.8** Distribución de Cargas en Vigas.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Donde:

**Tabla XXX.** Áreas tributarias de vigas.

Área tributaria de vigas (m <sup>2</sup> )	
Interiores	4.20
Borde	2.10

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Dividiendo el área tributaria de las vigas por la luz neta de estas se obtuvo sus anchos tributarios.

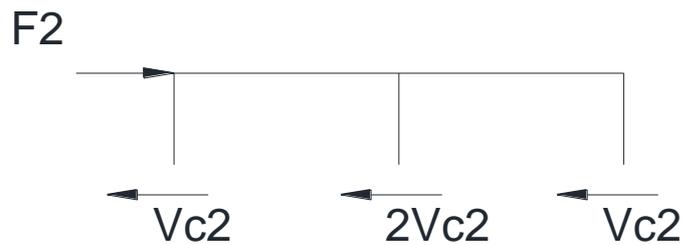
**Tabla XXXI.** Ancho tributario de vigas.

Ancho tributario de vigas (m)	
Interiores	1.58
Borde	0.79

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

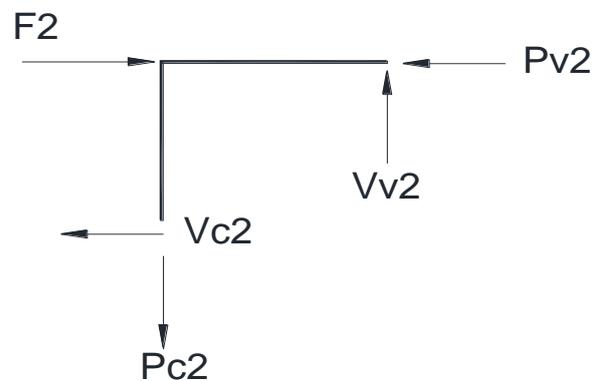
#### 4.7.2. Método del Portal

##### 4.7.2.1. Momento por carga sísmica en x



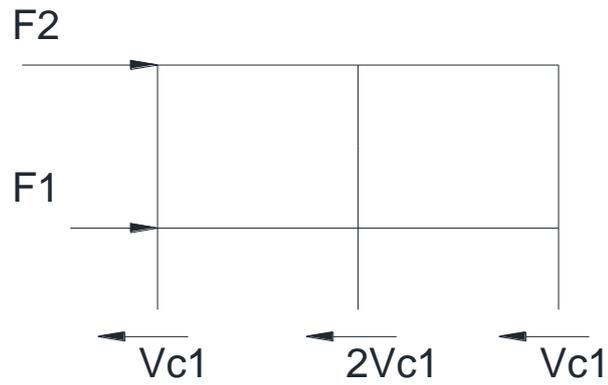
**Figura 4.9** Diagrama de cuerpo libre entrepiso 2, pórtico 2.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017



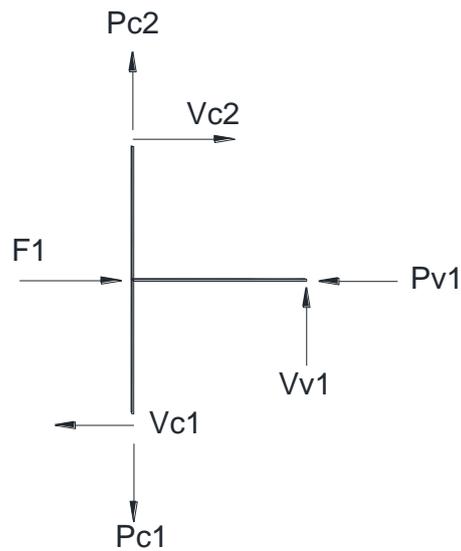
**Figura 4.10** Sub estructura piso 2, pórtico 2.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017.



**Figura 4.11** Diagrama de cuerpo libre piso 1, pórtico 2.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 4.12.** Sub estructura piso 1, pórtico 2

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXXII.** Fuerzas, Cortantes y Momento por Sismo

<b>F4 (ton)</b>	<b>2.58</b>
<b>Vc4 (ton)</b>	0.65
<b>F3 (ton)</b>	5.76

<b>Vc3 (ton)</b>	2.08
<b>Pv4 (ton)</b>	1.94
<b>Vv4 (ton)</b>	0.58
<b>Pc4 (ton)</b>	0.58
<b>Me4 (ton)</b>	1.53
<b>Pv3 (ton)</b>	4.32
<b>Vv3 (ton)</b>	2.45
<b>Pc3 (ton)</b>	3.03
<b>Mue (ton-m)</b>	<b>3.24</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

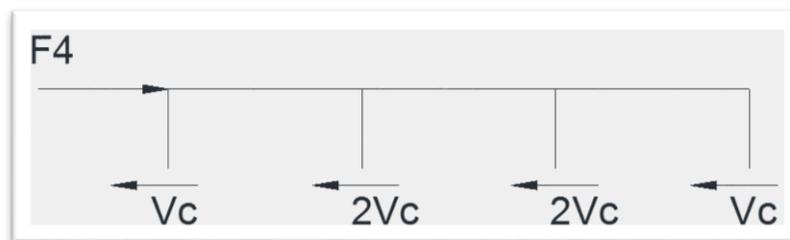
Determinando Mu:

**Tabla XXXIII.** Momentos por cargas en pórtico  
x

<b>COMBINACIONES</b>	<b>Mu (ton-m)</b>
<b>1.4D</b>	1.27
<b>1.2D+1.6L</b>	1.43
<b>1.2D+E+L</b>	4.54
<b>0.9D+E</b>	4.07
<b>Mumax</b>	4.54

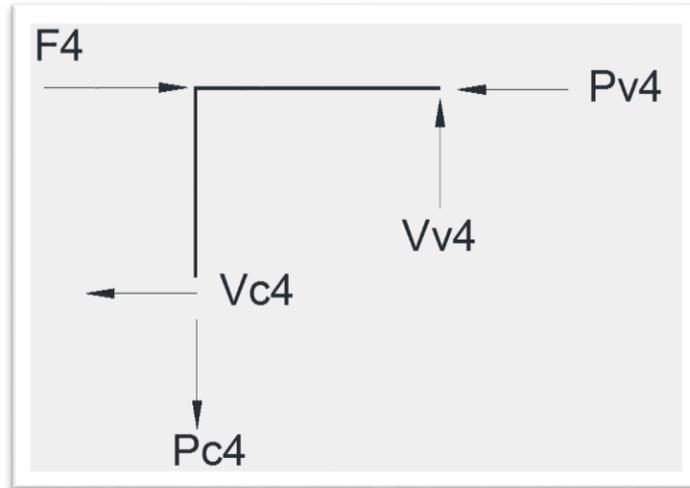
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 4.7.2.2. Momento por carga sísmica en y



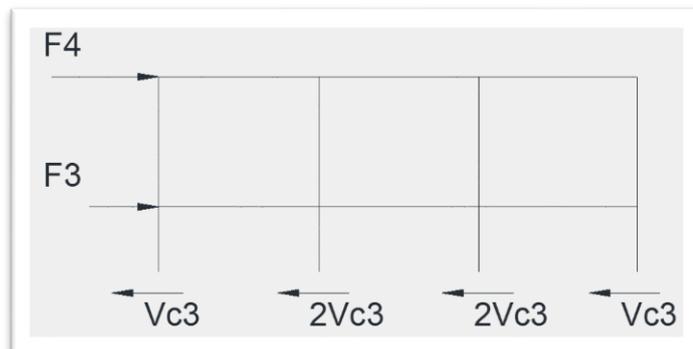
**Figura 4.13** Diagrama de cuerpo libre entrepiso 2,  
pórtico B

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



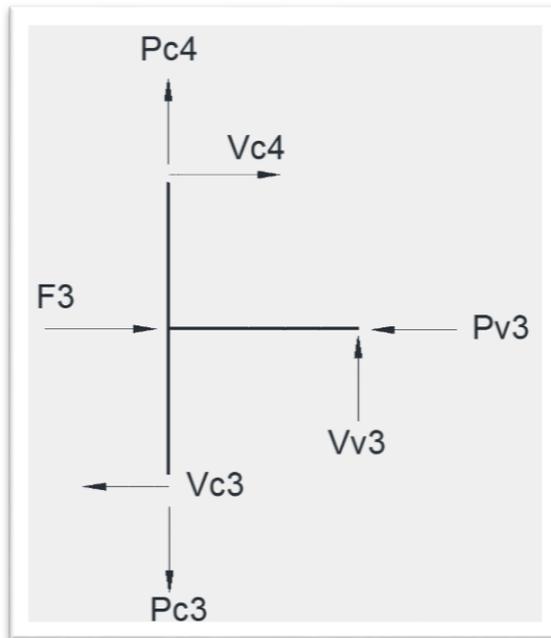
**Figura 4.14** Sub estructura piso 2, pórtico B

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 4.15** Diagrama de cuerpo libre piso 1, pórtico B.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 4.16** Sub estructura piso 1

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXXIV.** Fuerzas, Cortantes y Momento por Sismo en pórticos Y

<b>F4 (ton)</b>	<b>3.87</b>
<b>Vc4 (ton)</b>	0.64
<b>F3 (ton)</b>	8.63
<b>Vc3 (ton)</b>	2.08
<b>Pv4 (ton)</b>	3.23
<b>Vv4 (ton)</b>	0.65
<b>Pc4 (ton)</b>	0.65
<b>Pv3 (ton)</b>	7.19
<b>Vv3 (ton)</b>	2.73
<b>Pc3 (ton)</b>	3.38
<b>Mey (ton-m)</b>	3.75

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXXV.** Momentos por cargas en pórtico Y

COMBINACIONES	Mu (ton-m)
1.4D	1.03
1.2D+1.6L	1.25
1.2D+E+L	4.86
0.9D+E	4.42
Mumax	4.86

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 4.7.3. Secciones de vigas

#### 4.7.3.1. Flexión

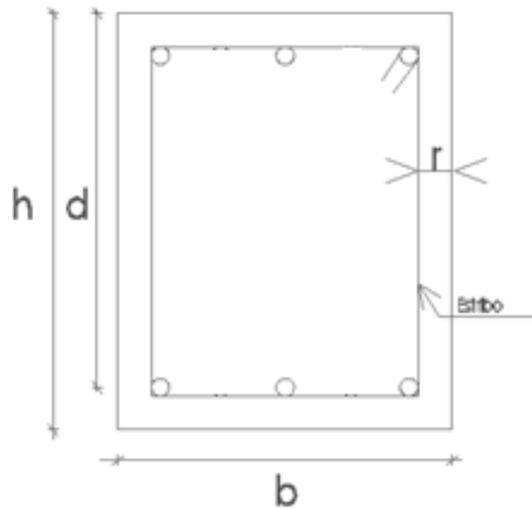
Las secciones de vigas fueron iguales para todos los pisos en ambas direcciones X y Y, debido a que las condiciones eran las mismas para ambos sentidos.

Para un  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Además, se tomó en consideración lo siguiente:

- Recubrimiento para vigas ACI: 4cm
- $\emptyset$  estribo: 10 mm
- $\emptyset$  varilla longitudinal: 20mm

$$\frac{\emptyset \text{varilla long.}}{2} + \emptyset \text{Estribo} + \text{rec.} = 6 \text{ cm. (Figura 4.15)}$$



**Figura 4.17** Corte transversal viga típica.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Entonces se obtuvo:

**Tabla XXXVI.** Secciones de vigas pórtico x.

Piso	Asumiendo un b (cm)	d (cm)	$h = d + \frac{\phi vlong}{2} + \phi Est + r$
Primer Nivel	20	33.06	40
Planta Baja	20	33.06	40

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXXVII.** Secciones de vigas pórtico y.

Piso	Asumiendo un b (cm)	d (cm)	$h = d + \frac{\phi vlong}{2} + \phi Est + r$
Primer Nivel	20	33.06	40
Planta Baja	20	33.06	40

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXXVIII.** Continuación de Tabla XXXVI.

Adoptar viga. ( b x h ) (cm)		$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18.5}$ ACI	d (cm)	Pisos
20.00	40.00	OK	34.00	Primer Nivel
20.00	40.00	OK	34.00	Planta Baja

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XXXIX.** Continuación de Tabla XXXVII.

Adoptar viga. ( b x h ) (cm)		$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18.5}$ ACI	d (cm)	Pisos
20.00	40.00	OK	34.00	Primer Nivel
20.00	40.00	OK	34.00	Planta Baja

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 4.7.3.2. Cortante

##### Verificación de secciones por cortante

Mediante las siguientes ecuaciones del ACI sección 11.2.1.1 para cortantes en vigas, se procedió a comprobar las secciones. (Tabla 4.30)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad ; \quad V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

**Tabla XL.** Comprobación de secciones por cortante.

Piso	Vc (Ton)	Vs (Ton)	$V_s < 2,2 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$ (Ton)
Planta Baja (x)	6.03	10.45	OK
Planta Baja (y)	3.742	4.797	OK

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Por lo tanto, se obtuvo el siguiente resumen de secciones de vigas.

**Tabla XLI.** Secciones de vigas.

<b>Secciones de Vigas (cm)</b>				
<b>Piso</b>	<b>Pórticos Dirección X</b>		<b>Pórticos Dirección Y</b>	
<b>Primer Nivel</b>	20.00	20.00	20.00	20.00
<b>Planta Baja</b>	20.00	40.00	20.00	40.00

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Estas fueron las secciones que se usaron para las vigas, además de las secciones ya establecidas para columnas Tabla XXVIII. Así se empezó con el análisis estructural en el SAP 2000, y comprobar periodos, derivas y estabilidad de piso de la edificación según la NEC 2015.

#### **4.8. Análisis Sísmico.**

Para el análisis de efectos del sismo, se realizó un análisis dinámico modal espectral utilizando el espectro inelástico mostrado en la sección 4.4.1.1, multiplicando sus ordenadas por la aceleración de la gravedad para tener la aceleración absoluta.

Además de esto, se consideraron los modos de vibración que por default considera SAP2000 (12) y como fuente de masa se utilizará lo requerido por la norma, es decir un 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva.

#### 4.9. Propiedades de los elementos estructurales

Se reducirá la inercia de los elementos para considerar que se han formado grietas en el hormigón como requiere la NEC-SE-DS.

**Tabla XLII.** Secciones agrietadas según NEC 2015.

<b>Elemento</b>	<b>Inercia Agrietada</b>
<b>Vigas</b>	0.5 $I_g$
<b>Columnas</b>	0.8 $I_g$
<b>Muros Estructurales</b>	0.6 $I_g$

**Fuente:** NEC 2015.

# **CAPÍTULO 5**

## **ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y SELECCIÓN**

Se proponen tres alternativas de configuración estructural, de las cuales se realizara una comparación de las viviendas en el aspecto económico, factor imprescindible y determinante ya que las tres fueron diseñadas con criterios sismoresistentes.

Se trató en la medida de lo posible tener estructuras regulares y simétricas con el objetivo de evitar torsiones indeseables.

### **5.1. Restricciones**

- 1) Los terrenos donde se encuentran los depósitos aluviales pueden ser sujetos a inundaciones debido a que son áreas planas y de cotas bajas y por qué están bordeando los cauces de los ríos. Este riesgo natural que fue abordado en la sección 2.3.3.4, debe ser abordado por entes regionales por las municipalidades para optar soluciones para el control de eso.
- 2) Pueden existir depósitos arcillosos, suelos blandos y muy blandos lo cual resultaría disponer de una cimentación aceptable. No se ha realizado estudios de suelos en las áreas donde se va a desarrollar el presente proyecto, por lo que hace falta que en sector se realice una caracterización geotécnica de los suelos existentes.
- 3) El presente trabajo está orientado básicamente a viviendas de una planta, sin embargo puede proyectarse una segunda planta con lo cual se requeriría fondos económicos adicionales para la vivienda.
- 4) Dependiendo de las soluciones que se adopten las viviendas podrían tener costos no alcanzables por los habitantes de esos sectores, por lo que nuestra vivienda debe ser menor a \$20000.

5) La alternativa escogida debe tener el menor tiempo de construcción.

## **5.2. Sistemas Estructurales**

Los tres sistemas que se consideran en el presente trabajo son basados en Hormigón Armado, el cual presenta una ventajosa resistencia a la compresión y capacidad de resistir solicitaciones de tracción del acero. (Ambrose James (1997) Estructuras. California).

Las viviendas se diseñan en el aspecto arquitectónico e ingenieril para hacer de este diseño seguro, servicial, funcional, útil y de bajo costo.

Cada sistema tiene sus consideraciones únicas en cuanto: funciones estructurales de los elementos y del sistema, forma geométrica, forma de unión de los elementos, forma de apoyo de la estructura, procesos de construcción y consideraciones de uso.

Los aspectos que se consideraran para elegir la alternativa final son:

Economía: Costo referencial de la estructura, tiempo de construcción.

Necesidades estructurales específicas: Cada estructura a diseñar es estudiada como única desde su cimentación hasta los detalles para lograr resistencia y estabilidad.

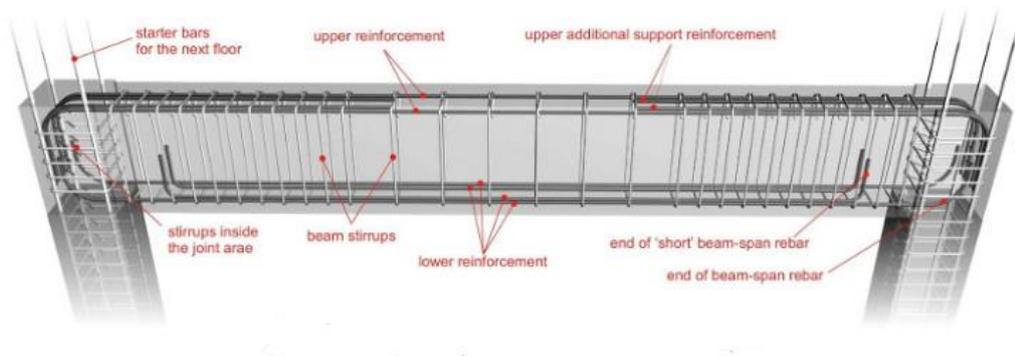
Proceso constructivo: Disponibilidad de materiales y mano de obra, requerimientos de equipos y precisión necesaria en el trabajo de campo

### **5.2.1. I Alternativa: Pórticos de Concreto Resistente a Momentos (PCRM)**

Sistema constructivo convencional para edificaciones de mediana y baja altura, están conformados por un varios elementos (columnas, vigas, etc.), y se pueden dividir en articulados y/o empotrados. Este

sistema es el más común gracias a la libertad de construcción que brinda a los constructores y diseñadores.

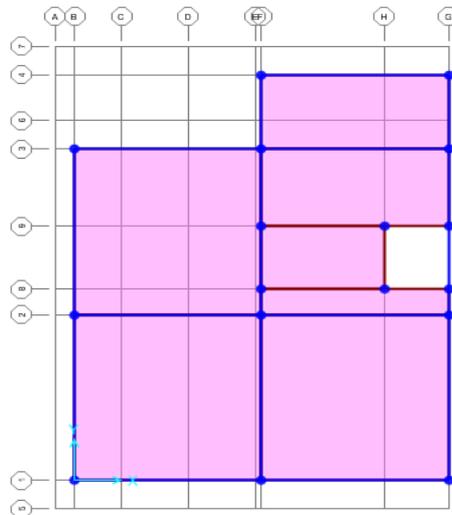
Este sistema se lo diseña como pórticos dúctiles, dándole así capacidad adicional para resistir cargas en el intervalo inelástico previo a la falla. Para edificaciones de baja altura, el uso de este sistema tiene la ventaja de hacer más sencilla la planificación arquitectónica, debido a que permite dimensiones de vanos de variables longitudes, estos sistemas son más flexibles que las edificaciones con muros estructurales. (Figura 5.1)



**Figura 5.1. Vista típica de pórtico de concreto resistente a momentos.**

**Fuente:** Revista EIA, Escuela de Ingeniería de Antioquia.

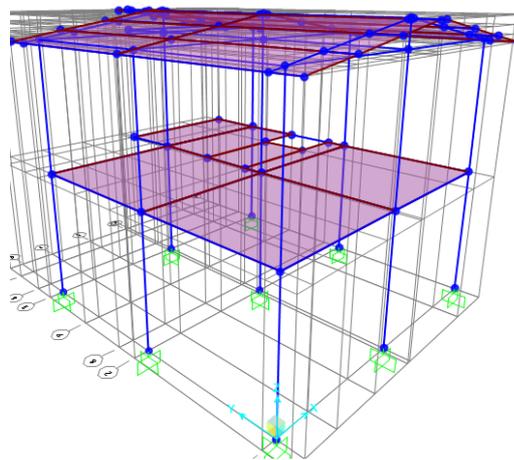
Para el análisis de la alternativa I, se consideró el beneficio de que las luces entre los ejes de columnas son semejantes, consiguiendo así una distribución normal de refuerzo de acuerdo con los requerimientos de flexión y cortante.



**Figura 5.2** Detalle PCRM.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se procedió a ingresar en el SAP 2000 el modelo, tomando las consideraciones anteriores. (Figura 5.3)



**Figura 5.3** Modelo 3D PCRM.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Luego de obtenido las predimensiones de los elementos de la edificación (Vigas y Columnas) siguiendo el procedimiento ya descrito en el capítulo anterior, se procedió a revisar periodos teóricos con los

periodos modales, cortante basal estático a partir de los períodos de vibración reales de la estructura, se revisó que los modos de vibración considerados incluyan en conjunto el porcentaje de participación de masa requerido por la norma, comparación entre el cortante basal dinámico y cortante basal estático, daños estructurales (derivadas) e índices de estabilidad de piso según la NEC 2015.

#### **5.2.1.1. Elementos Estructurales**

Los elementos estructurales que constituyen el Sistema de Pórticos son:

##### **a. Columnas**

Elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural transmitiendo cargas al elemento en forma longitudinal. Estos miembros que trabajan bajo carga axial y flexión, están sujetos a aplastamiento o pandeo dependiendo de su esbeltez. En cuanto a sus conexiones con otros elementos estructurales, como las vigas, estos deben disipar energía por deformación inelástica mediante una rótula plástica.

##### **b. Losas**

Elementos estructurales horizontales, tiene un comportamiento dominado por la flexión por la dirección perpendicular de sus cargas al plano.

En el presente proyecto se considerará losas macizas, es decir que el hormigón ocupara todo el espesor de la losa.

### c. Vigas

Elementos estructurales, sujetas a carga transversal, que transmiten las cargas tributarias de la losa de piso a las columnas. Son importante por la rigidez, ayudando a no producir deflexión excesiva, así mismo por su resistencia interna a los esfuerzos cortantes y de flexión que le aportan a la estructura contra el sismo

### d. Cimentación

Permiten la trasmisión de las cargas actuantes hacia el suelo o roca. La presencia de diferentes tipos de suelos y diferentes tipos de estructuras produce distintos tipos de cimentaciones.

#### 5.2.1.2. Iteración

Primero que nada se revisa que se consideren suficientes modos de vibración para alcanzar la participación de masa requerida por la NEC-SE-DS, la cual exige por lo menos un 90% de masa acumulada. En la tabla XLIII se muestran los modos necesarios para alcanzar este porcentaje de masa.

**Tabla XLIII.** Factores de participación de masa (PCRM).

MODO	PERIODO	Masa X	Masa Y	Masa Rz
1	0,218302	0,845	0,1	0,051
2	0,214516	0,961	0,98	0,003895
3	0,181894	1	1	0,945

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

En la primera corrida del programa se comparó el cortante basal obtenido a través del método dinámico con el cortante basal

obtenido para el método estático equivalente, obteniendo los resultados de las tablas XLIV.

**Tabla XLIV.** Comparación de Cortante Basal (PCRM).

SISMO EN Y		SISMO X	
<b>Vdin</b>	19,07	<b>Vdin</b>	18,28
<b>Vest</b>	31,92	<b>Vest</b>	31,92
<b>%</b>	0,59743108	<b>%</b>	0,5726817
<b>Escala</b>	1,3390666	<b>Escala</b>	1,39693654

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se procede a escalar el espectro con el factor de escala que se muestra en la tabla XLIV, para de esa manera poder cumplir con el requerimiento de que el cortante basal dinámico sea de por lo menos un 80% del cortante basal estático.

### 5.2.1.3. II Iteración

Una vez verificado que el cortante basal dinámico cumple con el valor mínimo requerido, se procede al chequeo de derivas de piso y coeficientes de estabilidad de piso, los cuales son satisfactorios según lo establecido en la NEC-SE-DS sección 4.2.2 y 6.3.7. (Tabla XLV y Tabla XLVI).

**Tabla XLV.** Derivas máximas por piso, sentidos X y Y (PCRM).

Piso	h (m)	dx <sub>i</sub>	Dx(i-1)	dx <sub>i</sub> -dx <sub>i-1</sub>	Deriva	%	<2%
<b>Segundo Nivel</b>	2.40	0.012	0.011	0.001	<b>0.0009</b>	<b>0.09</b>	<b>OK</b>
<b>Primer Nivel</b>	2.40	0.011	0	0.011	<b>0.009</b>	<b>0.9</b>	<b>OK</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XLVI.** Índice de estabilidad de piso, sentidos X y Y (PCRM).

Sentido	Hi (m)	Pi (Ton)
Eje X	2.4	81.82
Eje Y	2.4	81.82

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XLVII.** Continuación de Tabla XLVI.

Pi (Ton) Acumulado	Vi (Ton)	Deriva	Qi	<0.30
81.82	25.84	0.009	<b>0.031</b>	<b>OK</b>
81.82	24.94	0.006	<b>0.02</b>	<b>OK</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Ahora los elementos están listos para ser diseñados con las dimensiones que se mostraron en el capítulo 4.

### 5.2.2. II Alternativa: Sistema con muros (muros estructurales de hormigón)

Sistema que permite conformar elementos estructurales convencionales en un solo conjunto de alta resistencia y rigidez. (Foro Cytod Iberoteka (2007))

Este sistema permite que las paredes que cumplen la función de divisores de ambientes en el aspecto arquitectónico, también a su vez constituyan los elementos estructurales de la edificación. Estos transmiten la acción de cargas verticales y laterales a la cimentación, conformando un sistema que provee la resistencia y rigidez necesaria absorbiendo los esfuerzos cortantes debido a sismos o cargas de viento. (Figura 5.4)

Se debe tomar en consideración la disposición de estos muros en la edificación, si la configuración es asimétrica o en una sola dirección, esto produciría ante un evento sísmico comportamientos inadecuados de la estructura (torsiones) provocando un posible colapso de la misma.



**Figura 5.4** Edificación con muros estructurales.

**Fuente:** Urbanización Mutualista, Ecuador.

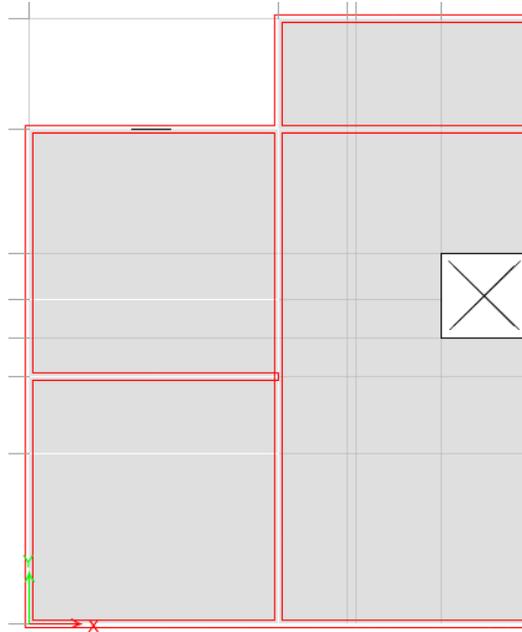
#### **5.2.2.1. Espesor del muro**

La NEC-SE-VIVIENDA especifica en la sección 6.5.2 que el espesor de un muro portante de hormigón armado no debe ser menor que su  $h/30$  ni 80 milímetros, por lo que se escogerá un espesor de muro de 80 milímetros

#### **5.2.2.2. Modelo matemático**

Al igual que en el sistema de PCRM, se realizó un análisis dinámico para tomar en cuenta los efectos de un sismo. La ubicación de los muros estructurales, tomando siempre en cuenta los planos arquitectónicos, fueron ubicados en las 4 esquinas de la edificación para ambas direcciones (X, Y) considerando el espacio para puertas

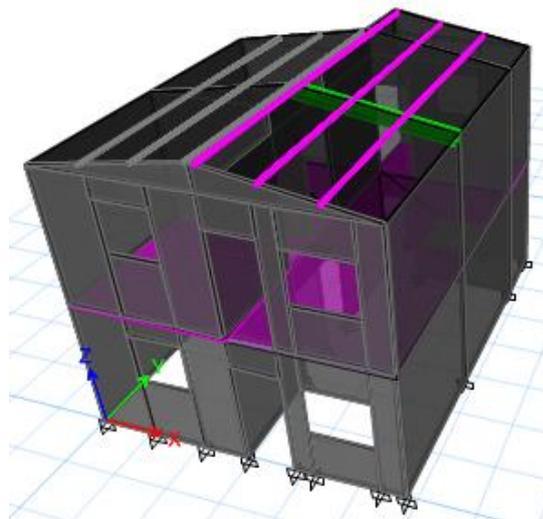
y ventanas, evitando así torsiones indeseables en la edificación.  
(Figura 5.5)



**Figura 5.5** Detalle sistema (MH).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se procedió a insertar en el Etabs el modelo, tomando las consideraciones anteriormente mencionadas (Figura 5.6):



**Figura 5.6** Modelo 3D sistema con muros.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para el modelado de los muros se consideró un mesh adecuado para cada segmento de muro, de manera que ETABS considere todo el sistema como una unidad, así como también una distribución de esfuerzos adecuada sobre las caras de cada elemento.

Para poder cumplir con los requisitos establecidos en NEC-SE-DS sección 6.2.2, se tomaron en cuenta 20 modos de vibración, los cuales se muestran con más detalle en la tabla XLVIII.

**Tabla XLVIII.** Factores de Participación de masa (MH).

<b>Factores de Participación modal</b>			
<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Masa X</b>	<b>Masa Y</b>
1	0,047	0,0003	0,0009
2	0,04	0,0774	0,0011
3	0,033	0,0812	0,0593
4	0,032	0,0886	0,0715
5	0,03	0,0886	0,0949
6	0,03	0,0886	0,1172
7	0,028	0,0887	0,1178
8	0,026	0,0904	0,118
9	0,026	0,0904	0,1404
10	0,026	0,1845	0,1405
11	0,023	0,7409	0,1411
12	0,022	0,8367	0,1416
13	0,02	0,8428	0,7124
14	0,019	0,8433	0,8549
15	0,017	0,8435	0,855
16	0,016	0,8646	0,873
17	0,016	0,866	0,873
18	0,015	0,9109	0,8758
19	0,014	0,9109	0,8758
20	0,013	0,915	0,9038

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una vez que se alcanza el porcentaje de masa requerido, procede a comparar el cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico con el cortante basal obtenido mediante un análisis estático.

**Tabla XLIX.** Comparación de Cortante Basal (MH).

<b>SISMO EN Y</b>		<b>SISMO X</b>	
<b>Vdin</b>	6,71	Vdin	6,65
<b>Vest</b>	25,30175	Vest	25,30175
<b>%</b>	0,26519905	<b>%</b>	0,26282767
<b>Escala</b>	3,20513972	<b>Escala</b>	3,23405827

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Luego de esto se escaló el espectro de respuesta por los valores mostrados en la tabla XLIX, para X y Y respectivamente para luego pasar a la siguiente iteración.

### 5.2.2.3. II Iteración

Luego se procedió a verificar las derivas máximas e índice de estabilidad de piso ( $Q_i$ ), los cuales fueron menores al 1% y 0.30 respectivamente, según lo establecido en la NEC-SE-DS sección 4.2.2 y 6.3.7. (Tabla L y Tabla LI)

**Tabla L.** Derivas máximas, sentidos X y Y (MH).

<b>EJE</b>	<b>h (m)</b>	<b>dxi</b>	<b>Dx(i-1)</b>	<b>dxi-dxi- 1</b>	<b>Deriva</b>	<b>%</b>	<b>&lt;1%</b>
<b>X</b>	2.40	0.007	0	0.007	<b>0.00006</b>	<b>0.006</b>	<b>OK</b>
<b>Y</b>	2.40	0.005	0	0.011	<b>0.00005</b>	<b>0.005</b>	<b>OK</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LI.** Índice de estabilidad de piso, sentidos X y Y (MH).

Sentido	Hi (m)	Pi (Ton)
Eje X	2.4	65.94
Eje Y	2.4	65.94

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LII.** Continuación de Tabla LI.

Pi (Ton) Acumulado	Vi (Ton)	Deriva	Qi	<0.30
65.94	20.94	0.00006	<b>0.0002</b>	<b>OK</b>
65.94	21.58	0.00005	<b>0.0001</b>	<b>OK</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Las secciones de los muros son más que suficientes para cumplir con los requerimientos de deriva y coeficiente de estabilidad. Debido a la baja ductilidad de estos sistemas, las derivas por lo general pasan a segundo plano, siendo de mayor importancia los esfuerzos que se generan en los elementos estructurales.

#### 5.2.2.4. Elementos Estructurales

##### a. Sistema de piso

Se refiere a las losas, las cuales transmiten las cargas verticales hacia los apoyos y por ende a la cimentación. Este sistema conecta los elementos verticales y distribuye las cargas horizontales.

##### b. Elemento de soporte

Este sistema trabaja de forma conjunta para resistir las fuerzas laterales y atribuyendo rigidez. Las conexiones losas-muro

deben ser capaces de resistir las fuerzas cortantes y tracciones. Lo interesante de este sistema es que transmiten las cargas a sus cimentaciones por axial.

### **5.2.3. III Alternativa: Muros enchapados**

Este sistema estructural consta de dos elementos: la mampostería y el enchapado. El primer elemento, es la mampostería de bloques huecos de hormigón por unidad, unida a través de un mortero de dosificación previamente especificada. El segundo, el enchapado conformado por una capa de hormigón de baja resistencia con una malla electro soldada que actúa como refuerzo. El sistema previamente descrito, se encuentra en el perímetro interior de la mampostería. Es interesante notar que la resistencia del sistema será proporcionada por el enchapado ya que “los muros solos de albañilería presentan limitaciones para resistir acciones sísmicas debido a la baja capacidad de la mampostería para resistir tracciones y a su comportamiento frágil una vez que se produce el agrietamiento” (Astroza M, Schmidt A. Revista de Ingeniería Sísmica, 2004)

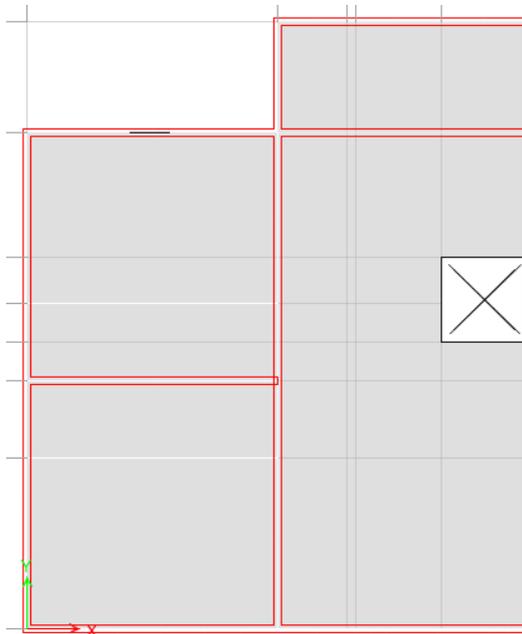
#### **5.2.3.1. Predimensionamiento de enchape**

Como iteración inicial se considerará un alma de bloque de 14 centímetros de espesor con enchape de 3 centímetros de mortero en cada cara, como establece como mínimo la norma NEC-SE-VIVIENDA en la sección 6.6.6.

La dosificación del mortero será de 1:4 (cemento:arena), y deberá alcanzar una resistencia de 100 kg/cm<sup>2</sup>, como mínimo.

### 5.2.3.2. Modelo matemático

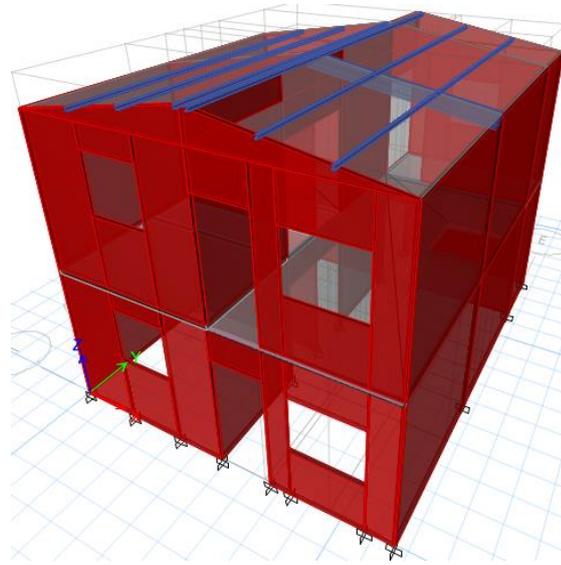
Al igual que en el sistema de PCRM, se realizó un análisis dinámico para tomar en cuenta los efectos de un sismo. La ubicación de los muros estructurales, tomando siempre en cuenta los planos arquitectónicos, fueron ubicados en las 4 esquinas de la edificación para ambas direcciones (X, Y) considerando el espacio para puertas y ventanas, evitando así torsiones indeseables en la edificación. (Figura 5.7)



**Figura 5.7** Detalle sistema (ME).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se procedió a insertar en el Etabs el modelo, tomando las consideraciones anteriormente mencionadas (Figura 5.8):



**Figura 5.8** Modelo 3D sistema con muros con enchape.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para el modelado de los muros se consideró un mesh adecuado para cada segmento de muro, de manera que ETABS considere todo el sistema como una unidad, así como también una distribución de esfuerzos adecuada sobre las caras de cada elemento. Como indica la norma, la sección transversal se considera como la suma del espesor del enchape de ambos lados.

Para poder cumplir con los requisitos establecidos en NEC-SE-DS sección 6.2.2, se tomaron en cuenta 41 modos de vibración, los cuales se muestran con más detalle en la tabla LIII.

**Tabla LIII.** Factores de Participación de masa (ME).

<b>FACTORES DE PARTICIPACION DE MASA</b>			
<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
<b>1</b>	0,102	0,0001	0,0001
<b>2</b>	0,086	0,0373	0,0001
<b>3</b>	0,081	0,0375	0,0078

4	0,079	0,0529	0,016
5	0,074	0,0565	0,043
6	0,07	0,0566	0,0949
7	0,063	0,0617	0,095
8	0,063	0,0837	0,0964
9	0,063	0,0884	0,1057
10	0,063	0,0913	0,1057
11	0,06	0,0944	0,1058
12	0,047	0,2072	0,2077
13	0,046	0,6917	0,2246
14	0,045	0,8671	0,2247
15	0,045	0,8678	0,2419
16	0,044	0,8707	0,2555
17	0,041	0,8707	0,2827
18	0,04	0,8713	0,2909
19	0,04	0,8715	0,3121
20	0,039	0,8715	0,3211
21	0,038	0,8729	0,4122
22	0,038	0,8747	0,4876
23	0,037	0,8747	0,4879
24	0,037	0,8748	0,4897
25	0,035	0,8764	0,8577
26	0,033	0,8768	0,8578
27	0,033	0,8768	0,858
28	0,033	0,8769	0,858
29	0,031	0,8888	0,8871
30	0,03	0,8898	0,8871
31	0,028	0,8898	0,8872
32	0,026	0,8915	0,8895
33	0,026	0,9141	0,8896
34	0,026	0,9142	0,8896
35	0,026	0,9221	0,8897
36	0,026	0,9224	0,8901
37	0,025	0,9224	0,8904
38	0,024	0,9225	0,8905
39	0,024	0,9226	0,8906
40	0,023	0,9226	0,8909
41	0,023	0,9249	0,9051

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 5.2.3.3. II Iteración

Luego se procedió a verificar las derivas máximas e índice de estabilidad de piso ( $Q_i$ ), los cuales fueron menores al 1% y 0.30 respectivamente, según lo establecido en la NEC-SE-DS sección 4.2.2 y 6.3.7. (Tabla LIV y Tabla LV)

**Tabla LIV.** Derivas máximas, sentidos X y Y (ME).

EJE	h (m)	dx <sub>i</sub>	Dx(i-1)	dx <sub>i</sub> -dx <sub>i-1</sub>	Deriva	%	<1%
X	2.40	0.003	0	0.003	<b>0.0015</b>	<b>0.15</b>	<b>OK</b>
Y	2.40	0.004	0	0.004	<b>0.0017</b>	<b>0.17</b>	<b>OK</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LV.** Índice de estabilidad de piso, sentidos X y Y (ME).

Sentido	H <sub>i</sub> (m)	P <sub>i</sub> (Ton)
Eje X	2.4	56.86
Eje Y	2.4	56.86

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LVI.** Continuación de Tabla LV.

P <sub>i</sub> (Ton) Acumulado	V <sub>i</sub> (Ton)	Deriva	Q <sub>i</sub>	<0.30
56.86	36.65	0.0015	<b>0.002</b>	<b>OK</b>
56.86	36.56	0.0017	<b>0.003</b>	<b>OK</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Las secciones de los muros son más que suficientes para cumplir con los requerimientos de deriva y coeficiente de estabilidad. Debido a la baja ductilidad de estos sistemas, las derivas por lo general

pasan a segundo plano, siendo de mayor importancia los esfuerzos que se generan en los elementos estructurales.

#### **5.2.3.4. Elementos Estructurales**

c. Sistema de piso

Se refiere a las losas, las cuales transmiten las cargas verticales hacia los apoyos y por ende a la cimentación. Este sistema conecta los elementos verticales y distribuye las cargas horizontales.

d. Elemento de soporte

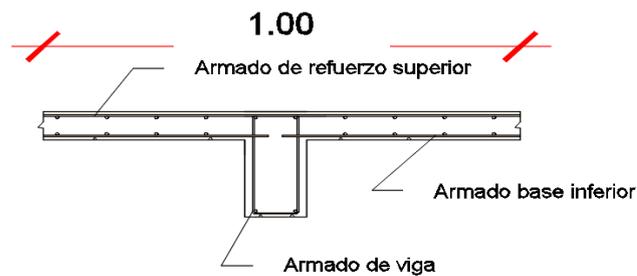
Este sistema trabaja de forma conjunta para resistir las fuerzas laterales y atribuyendo rigidez. Las conexiones losas-muro deben ser capaces de resistir las fuerzas cortantes y tracciones. Lo interesante de este sistema es que transmiten las cargas a sus cimentaciones por axial.

**CAPÍTULO 6**  
**DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA ALTERNATIVA**  
**I.**

## 6.1. Diseño de losas

### 6.1.1. Determinación de momentos de flexión

Se tomó la sección de losa nervada del capítulo IV de predimensionamiento y al compararse con la cantidad de hormigón a usar si es que se realiza una losa maciza, se llegó a la decisión de diseñar una losa maciza en una dirección resultaba más económica y con mayor facilidad constructivamente por una diferencia mínima de hormigón.



**Tabla 6.1** Vista transversal de la losa maciza con conexión en viga.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se hizo uso del método de los coeficientes del ACI, el método consiste en calcular el acero de refuerzo por paneles. Para llevar a cabo el diseño de la losa, lo que se realizó fue diseñar para el panel más crítico.

Primeramente, para hacer uso de las tablas para el cálculo de los momentos (ver tablas en anexos), se requirió hacer una relación de luces:

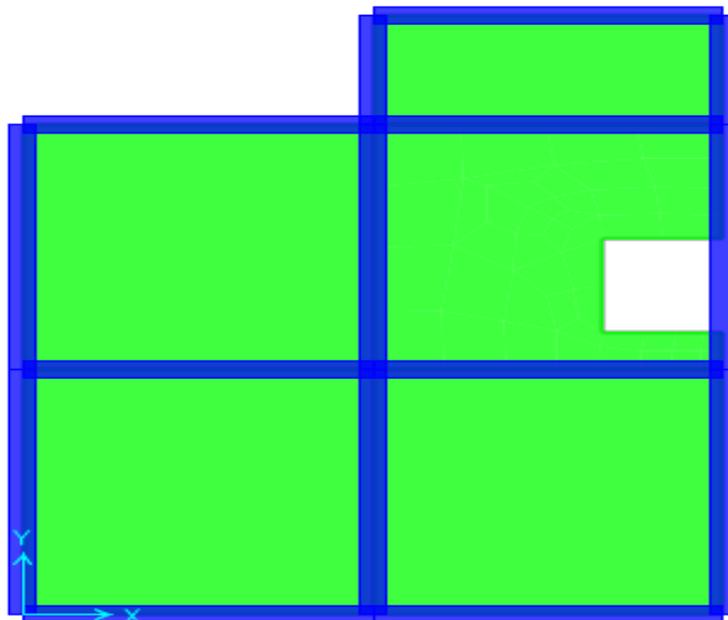
$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{2.9 \text{ m}}{2.9 \text{ m}} = 1$$

Donde:

$l_a =$  Luz mas pequeña

$l_b =$  Luz mas larga

La relación mostrada es la misma para todos los paneles debido a que todos los paneles tienen las mismas luces.



**Figura 6.2** Paneles críticos para momento negativo.

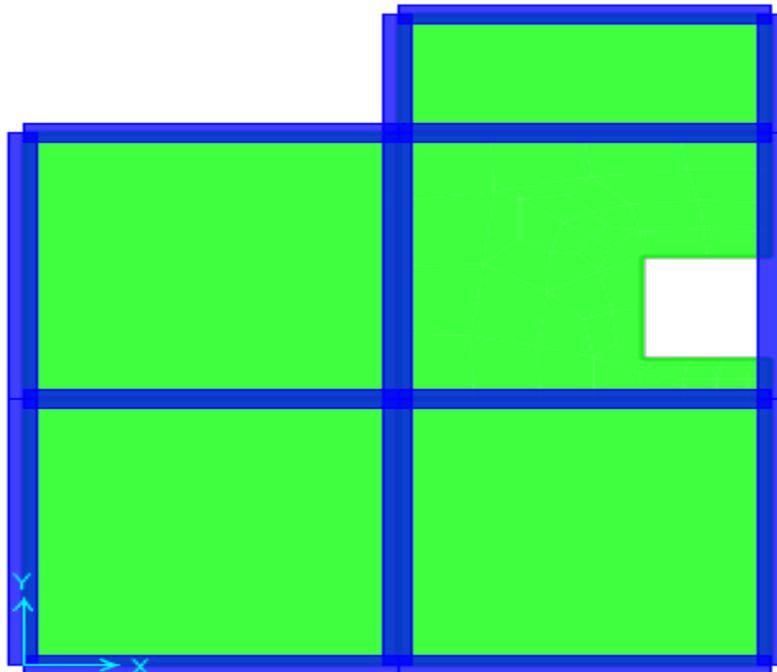
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LVII.** Coeficientes para momentos negativos.

Coeficiente	Caso 8	Caso 9
$C_b$	0.061	0.033

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para el cálculo de los momentos positivos, los paneles más críticos fueron I, V, XXI y XXV representados por el caso 4 tanto por carga viva como por carga muerta (Figura 6.3).



**Figura 6.3** Paneles críticos para momento positivo.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LVIII.** Coeficientes para momentos positivos.

<b>Coeficiente</b>	<b>Caso 4 por Carga muerta</b>	<b>Caso 4 por Carga viva</b>
$C_a$	0.027	0.032
$C_b$	0.027	0.032

**Fuente:** Tablas de Coeficientes del ACI.

Para obtener los momentos realizó la siguiente operación:

$$M = C w_u l^2$$

Donde:

C = Coeficiente de momentos

$w_u$  = Carga ultima uniformemente repartida

$l$  = luz del tramo

Las cargas ultimas que se hicieron uso para determinar los momentos fueron los siguientes: (Tabla LIX)

**Tabla LIX.** Cargas ultimas.

Pisos	$w_u^-$ (Ton/m <sup>2</sup> )	$w_u^+$ por Carga muerta (Ton/m <sup>2</sup> )	$w_u^+$ por Carga viva (Ton/m <sup>2</sup> )
<b>Planta Baja</b>	1.83	0.62	1.00

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Con todos los datos descritos fue que se procedió a calcular los momentos, los cuales se muestran en la Tabla LX:

**Tabla LX.** Momentos positivos y negativos.

Pisos	M max – (Ton-m)	M max + por Carga muerta (Ton-m)	M max + por Carga viva (Ton-m)	M max + Total (Ton-m)
<b>Planta Baja</b>	1.78	0.43	0.32	0.75

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Con los momentos obtenidos se determinó el área de acero de refuerzo requerido (Tabla LXI), el cual debe ser mayor al  $A_s$  min que se encuentra descrito en el capítulo 13 del ACI "Sistema de losa en dos direcciones" en la sección 13.3.1:

$$A_{s\ min} = 0.002 b d = 2.60\ cm$$

**Tabla LXI.** Acero de refuerzo de losas.

<b>Pisos</b>	<b>Refuerzo</b>	
<b>Planta Baja</b>	Negativo	<b>1Ø5,5 /10cm</b>
	Positivo	<b>1Ø5,5 /10cm</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

En acero de refuerzo mostrado en la Tabla LXI es el correspondiente a una dirección de la losa, es decir el mismo acero de refuerzo debe ser armado en la otra dirección, formándose así el diseño de acero de la losa en 2 direcciones.

### 6.1.2. Verificación del cortante

Luego se realizó la revisión por cortante, donde el cortante se lo calculó haciendo uso de la relación de la carga  $W$  que se transmiten hacia las luces, los cuales se los encuentran estipulados en las tablas para el método de los coeficientes del ACI (Tabla LXII). Los casos más críticos para cortante son los casos 8 y 9, representados por los paneles indicados en la Figura 6.3.

**Tabla LXII.** Relación de la carga  $W$ .

<b>Coficiente</b>	<b>Caso 8</b>	<b>Caso 9</b>
$W_a$	0.033	0.067
$W_b$	0.067	0.033

**Fuente:** Tablas del método de los coeficientes del ACI.

Entonces el cortante último se lo calculó de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{W w_u l}{2}$$

Donde:

$W$  = Relación de la carga  $W$  que se transmiten a las luces (tablas)

$w_u$  = Carga ultima uniformemente repartida

$l$  = luz del tramo

El  $w_u$  usado corresponde a la carga viva y carga muerta mayorada, es decir el mismo que fue usado para el caculo de momento negativo, el cual se encuentra mostrado en a Tabla 6.3 como  $w_u$ .

El cortante último calculado de la manera descrita debe ser menor al cortante por concreto descrito en la sección 11.2.1.1: (Tabla LXII)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

**Tabla LXIII. Revisión por cortante**

<b>Pisos</b>	<b>Vu (Ton)</b>	<b>Ø Vc (Ton)</b>	<b>Vu &lt; Ø Vc</b>
<b>Primer Nivel</b>	2.45	10.53	<b>OK</b>
<b>Planta Baja</b>	2.45	10.53	<b>OK</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

En la Tabla LXIII se puede observar que los casos más críticos cumplieron el diseño por cortante.

## 6.2. Diseño de vigas

Tomando las secciones de vigas determinadas en el respectivo predimensionamiento del capítulo 4 (Tabla LXIV), se procedió a diseñar el refuerzo de las vigas.

**Tabla LXIV.** Secciones de viga.

<b>Pisos</b>	<b>Ancho b (cm)</b>	<b>Peralte h (cm)</b>
<b>Primer Nivel</b>	20	20
<b>Planta Baja</b>	20	40

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

El edificio es simétrico por lo tanto el diseño de vigas en el eje x serán iguales a las del eje y.

### 6.2.1. Revisión de dimensión de secciones

En el capítulo 21 del ACI 318-08, se indican las comprobaciones que se realizaron en esta sección:

- 1) La sección 21.5.1.1 establece que las fuerzas factoradas de compresión axial,  $P_u$ , se consideran despreciables debido a que:

$$P_u < \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$$

- 2) En la sección 21.5.1.2 se indica que la luz libre del elemento,  $l_n$ , no debe ser menor que 4 veces su altura útil.

$$\frac{l_n}{d} > 4$$

Para llevar a cabo esta comprobación (Tabla LXV) es necesario saber que todas las luces son de 2.90 m y el diámetro de estribo asumido es  $\varnothing$  8 mm.

**Tabla LXV.** Comprobación de la luz libre  $l_n$ .

Pisos	$\varnothing_{barra\ longitudinal}$ Asumido (cm)	$\frac{l_n}{d}$ (cm)	$\frac{l_n}{d} > 4$
Planta Baja	1	8.05	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

3) El ancho del elemento,  $b_w$ , que se encuentra en la sección 21.5.1.3 no deber ser menor que el más pequeño de: (Tabla LXVI)

- $b_w > 0,3h$
- $b_w \geq 250\text{ mm}$  con excepción para viviendas de hasta dos pisos de luces pequeñas según el número de pisos con pórticos de hormigón y losas.

**Tabla LXVI.** Comprobación del ancho del elemento  $b_w$

Pisos	$b_w$ (cm)	$b_w >$ <b>25cm</b>	<b>0,3h</b> (cm)	$b_w > 0,3h$
Planta Baja	20	N/A	12	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Es importante observar que para una vivienda de PCRM de dos pisos altos, las dimensiones mínimas para vigas son de 20x20 cm por lo que esta comprobación del ancho del elemento aplica para edificios y/o estructuras de mayores dimensiones.

4) Se hizo una segunda revisión del ancho del elemento estipulado en la sección 21.5.1.3, el cual no debe exceder el ancho del elemento

de apoyo  $C_2$ , más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor de: (Tabla LXVII)

- Ancho del elemento de apoyo,  $C_2$ .
- 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo  $C_1$ .

$$b_w < C_2 + 2C_2$$

$$b_w < C_2 + 1.5C_1$$

**Tabla LXVII.** Comprobación del ancho del elemento  $b_w$  2 .

Pisos	$b_w$ (cm)	$3C_2$ (cm)	$b_w < 3C_2$	$C_2 + 1.5C_1$ (cm)	$b_w < C_2 + 1.5C_1$
Primer Nivel	20	142.5	ok	111.3	OK
Planta Baja	20	165.0	ok	133.8	OK

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

$b_w < C_2 + 1.5 C_1$ : ok, debido a que se evita que sean vigas chatas para evitar un sistema flexible, el cual ocurre cuando trabajan en conjunto la losa y viga chata.

### 6.2.2. Determinar el refuerzo requerido a flexión

Una vez realizadas aquellas comprobaciones se prosigue a diseñar el acero de refuerzo longitudinal de las vigas por piso. Para llevar a cabo lo descrito, se prosigió con 2 verificaciones más correspondientes al capítulo 21 del ACI 318-08:

- 1) En la sección 21.5.2.2 se establece que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$M_n^+ \text{ en la cara del nudo} = \frac{M_n^- \text{ en la cara del nudo}}{2}$$

$$M_n \text{ en cualquier sección} = \frac{M_{n,max}}{4}$$

- 2) Otra verificación importante se encuentra detallada en la sección 21.5.2.1 es que la cuantía mínima para el refuerzo tanto superior como inferior no debe ser menor que  $0.8 \sqrt{f'c}/f_y$  ni menor que  $14/f_y$  y la cuantía máxima,  $\rho_{max}$ , no debe exceder de 0.025.

**Tabla LXVIII.** Cuantía mínima de refuerzo.

Cuantía mínima, $\rho_{min}$		
No menor que $\frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y}$	$\frac{0.8\sqrt{320}}{4200} = 0.0034$	Controla
Ni menor que $\frac{14}{f_y}$	$\frac{14}{4200} = 0.0033$	No controla

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Seguidamente, para culminar con el diseño de refuerzo longitudinal se verificó que se cumpla con lo siguiente:

As, disponible > As, requerido

$\emptyset M_n > M_u$

## 1) Vigas Planta Alta- Sentido X- Pórtico 1

**Tabla LXIX.** Acero de refuerzo para vigas de planta baja.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido	Diámetro (cm)	Avarilla	Refuerzo	Revisión de	As, disponible	cuantía	w	$\phi$ Mn	Revisión de
Exterior	Apoyo Ext. (-)	- 0,030	- 0,0255 8	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
	Apoyo Int. (+)	0,007	0,0060 9	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
	Positivo max	0,011	0,0092 5	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
	Apoyo Int. (-)	- 0,030	- 0,0256 5	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
Interior	Apoyo Int. (+)	0,023	0,0196 5	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
	Positivo max	0,010	0,0090 0	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
	Apoyo Int. (-)	- 0,029	- 0,0254 0	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok
	Apoyo Int. (+)	0,007	0,0059 7	1, 0	0,78 5	3	ok	2,3 6	0,0035	0,05 20	2,94 9	ok

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

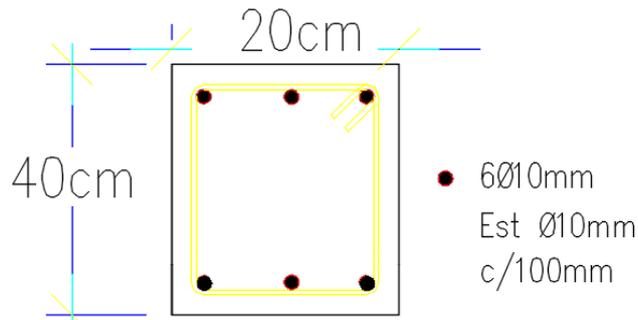
**Tabla LXX.** Revisiones para el diseño de las vigas de planta baja.

Revisiones	Tabla LXIX
ACI 21.5.2.2	OK
ACI 21.5.2.1	OK
As disp > As req	OK
$\phi$ Mn > Mu	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una vez que todas las verificaciones salieron satisfactorias, se determinó el acero de refuerzo longitudinal de las vigas de Planta Baja (Figura 6.4), el mismo que se encuentra en la Tabla LXIX.

# SECCION 1-1'



**Figura 6.4** Sección de viga de planta baja.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

El armado mostrado en la Figura 6.4 muestra la sección para todas las vigas de la vivienda.

## 2) Vigas Primer Nivel - Sentido X - Pórtico 2

**Tabla LXXI.** Acero de refuerzo para vigas del primer nivel.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requeri	Diametro	Avarilla	Refuerzo	Revisión de	As, diponible	cuantia	w	$\phi$ Mn	Revisión de
Exterior	Apoyo Ext. (-)	- 0,0 26	- 0,02 2	1 , 0	0,7 85	3	ok	2,3 6	0,00 35	0,05 20	2,94948 648	ok
	Apoyo Int. (+)	0,0 15	0,01 33	1 , 0	0,7 85	3	ok	2,3 6	0,00 35	0,05 20	2,94948 648	ok
	Positivo max	0,0 13	0,01 16	1 , 0	0,7 85	3	ok	2,3 6	0,00 35	0,05 20	2,94948 648	ok
	Apoyo Int. (-)	- 0, 02 9	- 0,0 248	1 , 0	0, 78 5	3	o k	2, 36	0,0 035	0,0 520	2,9494 8648	o k

	Apoyo Int. (+)	0, 00 0	- 0,0 002	1 , 0	0, 78 5	3	o k	2, 36	0,0 035	0,0 520	2,9494 8648	o k
<b>Interior</b>	Positivo max	0, 01 0	0,0 086	1 , 0	0, 78 5	3	o k	2, 36	0,0 035	0,0 520	2,9494 8648	o k
	Apoyo Int. (-)	- 0, 02 8	- 0,0 238	1 , 0	0, 78 5	3	o k	2, 36	0,0 035	0,0 520	2,9494 8648	o k
	Apoyo Int. (+)	0,00 1	0,001 0	1,0	0,78 5	3	o k	2, 36	0,0 035	0,0 520	2,9494 8648	o k

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para llevar a cabo la Tabla LXXII, se realizaron las siguientes revisiones:

**Tabla LXXII.** Revisiones para el diseño de las vigas del primer nivel.

Revisiones	Tabla LXXI
ACI 21.5.2.2	OK
ACI 21.5.2.1	OK
As disp > As req	OK
$\emptyset M_n > M_u$	OK

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

De esta manera se diseñó el acero de refuerzo longitudinal de las vigas del Primer Nivel (Figura 6.5), el cual se encuentra en la Tabla LXXI.

# SECCION 1-1'

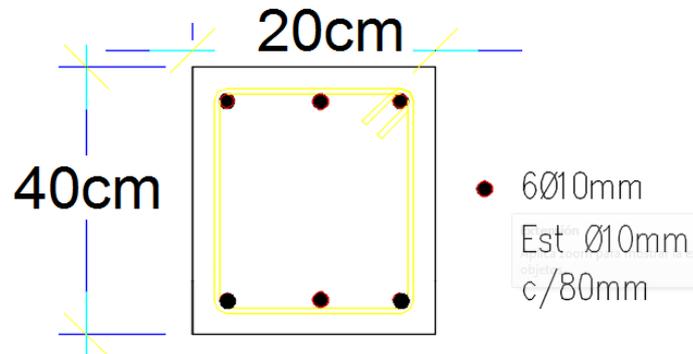


Figura 6.5 Sección de viga del primer nivel.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

## 6.2.3. Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

Se prosiguió a determinar la longitud requerida de anclaje:

- 1) En la sección 21.1.7.5.1 se detalla que la longitud de desarrollo,  $L_{dh}$ , no debe ser menor que el mayor valor entre:

- $\frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}}$
- $8d_b$
- $15 \text{ cm}$

- 2) El capítulo 7 del ACI 318-08 “Detalles del refuerzo” en la sección 7.2.2 describe que el diámetro interior de doblado no deber ser menor que  $6d_b$  para barras No. 16 y menores.

- 3) La sección 7.1.2 indica que debe haber un doblado de  $90^{\circ}$  más una extensión de  $12d_b$  en el extremo libre de la barra.

**Tabla LXXIII.** Longitud de anclaje requerida.

Pisos	$\emptyset_{\text{barra longitudinal}}$ $d_b$ (cm)	$L_{dh}$ (cm)	Diámetro de doblado (cm)	Extensión extremo libre (cm)	Longitud de anclaje requerida (cm)	
Planta Baja	Superior	1.0	15	6	12	33
	Inferior	1.0	15	6	12	33

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 6.2.4. Refuerzo al cortante

Volviendo al capítulo 21 del ACI 318-08:

- 1) La sección 21.5.4.1 describe que la fuerza de cortante de diseño,  $V_e$ , se la debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable,  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

La siguiente ecuación fue usada para calcular  $M_{pr}$ :

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85(f'_c)b}$$

Y para hallar  $V_e$ , se requirió del cortante gravitacional,  $V_g$ , y del cortante por sismo,  $V_{EQ}$ :

$$V_e = V_g + V_{EQ}$$

$$V_g = \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_{EQ} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_n}$$

Donde:

$$W_u: 1.2 W_D + 0.5 W_L$$

$L_n$ : Luz libre

**Tabla LXXIV.** Momento probable y fuerza de cortante de diseño.

Pisos	$M_{pr}^-$ (Ton-m)	$M_{pr}^+$ (Ton-m)	$V_e$ (Ton)
Primer Nivel	4.05	4.05	4.68

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Luego se determinó la resistencia al corte proporcionado por el acero de refuerzo,  $V_s$ :

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

1) La sección 21.5.4.2 explica que el refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo  $V_c = 0$  cuando se produzcan simultáneamente:

- La fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en estas zonas.

$$V_{EQ} \geq \frac{V_e}{2}$$

- La fuerza axial de compresión mayorada,  $P_u$ , incluyendo los efectos sísmicos es menor que  $A_g f'_c / 20$ .
- 2) El capítulo 11 del ACI 318-08 “Cortante y torsión” en la sección 11.4.7.9 detalla que  $V_s$  no debe considerarse mayor que  $V_{smax} = 2.2\sqrt{f'_c} b_w d$ .
- 3) Y en la sección 11.4.5.3 explica que donde  $V_s$  sobrepase  $V_{ss} = 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$  las separaciones máximas se deben reducir a la mitad.

**Tabla LXXV.** Determinación de  $V_s$ .

Pisos	$V_s$ (Ton)	$V_{smax}$ (Ton)	$V_s < V_{smax}$	$V_{ss}$ (Ton)	$V_s < V_{ss}$
Planta Baja	6.24	29.45	OK	14.73	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

La terraza fue el único piso que no cumplió con ACI 21.5.4.2 por lo tanto la resistencia del concreto a la fuerza cortante se la calculó de la siguiente manera descrita en la sección 11.2.1.1:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 9.76 \text{ Ton}$$

Finalmente se determinó el espaciamiento entre estribos:

- 1) La sección 11.4.7.2 especifica que donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento, se debe utilizar la siguiente fórmula para hallar el cortante:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

donde  $A_v$  es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento.

2) La NEC SE-HM en el apartado 4.2.8 especifica que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $\frac{d}{4}$
- $6 d_{b_{min}}$
- 20 cm

3) La sección 21.5.3.4 describe que los estribos que se ubican después de la zona de articulación plástica deben estar espaciados a no más de  $d/2$ .

4) En el apartado 21.5.2.3 se determina que el espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor de:

- $\frac{d}{4}$
- 10 cm

**Tabla LXXVI.** Espaciamiento entre estribos.

Pisos	S en zona AP (cm)	S después de AP (cm)	S en traslapes (cm)
Planta Baja	8	10	8

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Finalmente se determinó la longitud de la zona de articulación plástica y la longitud de traslape o empalme,  $L_e$ , se la determinó de la siguiente manera:

- Longitud de la zona de articulación plástica AP:  $2h$ , la misma se encuentra descrita en el apartado 21.5.2.3.
- Longitud de empalme:
  - El empalme de barras a tracción se encuentra detallado en las secciones 12.15.1 y 12.2.2:

$$L_e = 1.3 l_d$$

$$l_d = \frac{f_y d_b}{25 \sqrt{f'_c}}$$

- El empalme de barras a compresión se lo encuentra en la sección 21.16.1:

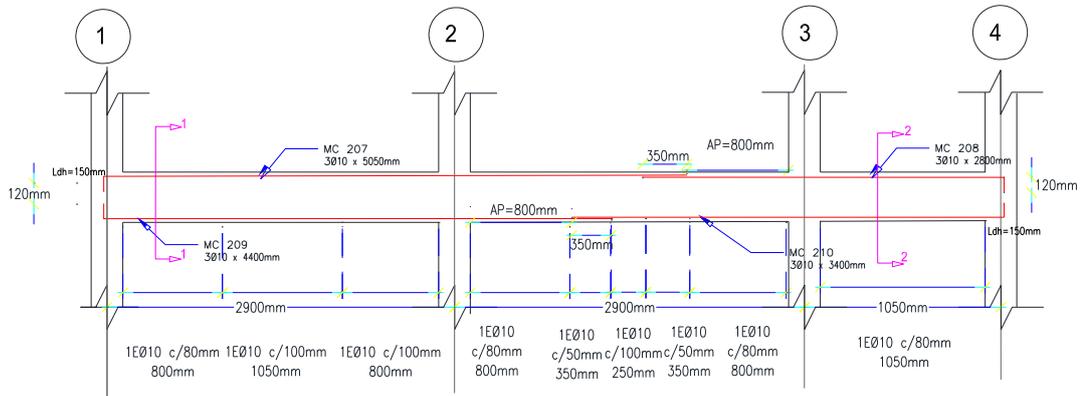
$$L_e = 0.071 f_y d_b$$

**Tabla LXXVII.** Longitudes de AP y traslape.

Pisos	Longitud de AP (cm)	Longitud de traslape (cm)	
		Tensión	Compresión
Primer Nivel	80	35	10

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una parte del detallamiento de la viga de planta baja se puede observar como ejemplo en la Figura 6.6.



**Figura 6.6** Detallamiento viga de planta baja.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 6.3. Diseño de Columnas

Par llevar acabo el diseño se hizo nuevamente uso del capítulo 21 del ACI “Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento”:

El apartado 21.6.1 especifica lo siguiente lo siguiente: las disposiciones de esta sección se aplican a elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayoradas de compresión,  $P_u$ , bajo cualquier combinación de carga que excede  $A_g f'_c / 10$ .

### 6.3.1. Revisión de dimensión de secciones

Tomando las secciones de columnas determinadas en el respectivo predimensionamiento del capítulo 4 (Tabla LXXVIII), se procedió a diseñar el refuerzo de las columnas.

**Tabla LXXVIII.** Secciones de columnas.

Pisos	Interior		Exterior		Esquinera	
	C1 (cm)	C2 (cm)	C1 (cm)	C2 (cm)	C1 (cm)	C2 (cm)
<b>Planta Baja</b>	25	25	25	25	25	25

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se realizaron las siguientes revisiones, las cuales se encuentran detalladas en los apartados 21.6.1.1 y 21.6.1.2:

- 1) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300mm.
- 2) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

**Tabla LXXIX.** Verificación de secciones

Pisos	Interior		Exterior		Esquinera	
	$C > 30\text{cm}$	$\frac{C1}{C2} > 0.4$	$C > 30\text{cm}$	$\frac{C1}{C2} > 0.4$	$C > 30\text{cm}$	$\frac{C1}{C2} > 0.4$
<b>Planta Baja</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

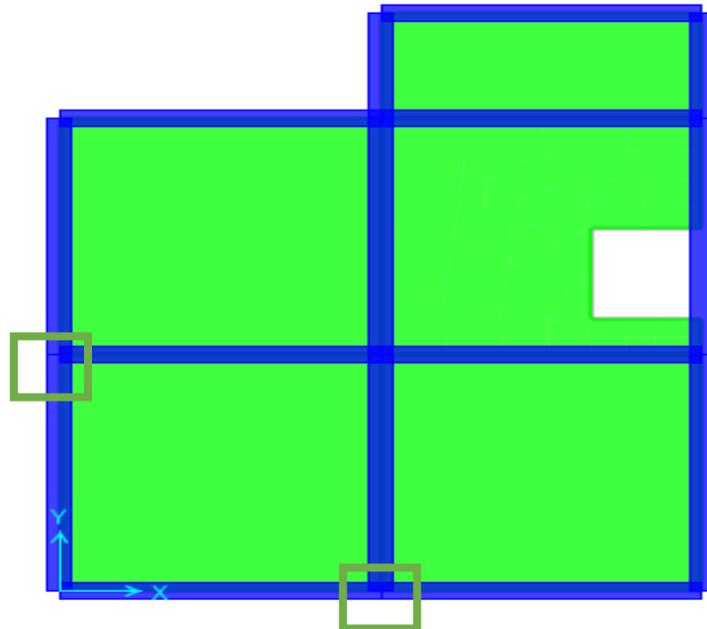
### 6.3.2. Determinación del refuerzo longitudinal requerido.

Para poder diseñar el refuerzo longitudinal, es importante tener en consideración lo siguiente:

- En la sección 4.3.3 de la NEC SE-HM se describe que la cuantía del refuerzo longitudinal de la columna no debe ser menor a 0.01 ni mayor que 0.03:

$$1\% < \rho < 3\%$$

Se realizó un tanteo con diferentes cuantías, llegando finalmente a una cuantía necesaria de 2.99%, debido a que es una vivienda de interés social y para facilitar su construcción se ha considerado el mismo armado para todas las columnas, considerando solo el acero de refuerzo en las esquinas para las columnas superiores (cuantía de 1.6%).



**Figura 6.7.** Columnas más esforzadas.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LXXX.** Diseño de refuerzo longitudinal de columnas interiores.

Pisos	Interior			
	As req. (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	As disp. (cm <sup>2</sup> )	Cuantía recalculada
Planta Baja	25.00	<b>4Ø20+4 Ø14</b>	18.72	2.99%

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LXXXI.** Diseño de refuerzo longitudinal de columnas exteriores.

Pisos	Exterior			
	As req. (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	As disp. (cm <sup>2</sup> )	Cuantía recalculada
Planta Baja	20.25	<b>4Ø20+4 Ø14</b>	18.72	2.99%

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LXXXII.** Diseño de refuerzo longitudinal de columnas esquineras.

Pisos	Esquinera			
	As req. (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	As disp. (cm <sup>2</sup> )	Cuantía recalculada
Planta Baja	20.25	<b>4Ø20+4 Ø14</b>	18.72	2.99%

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 6.3.3. Criterio columna fuerte viga débil

El criterio se encuentra descrito en el capítulo 21 en la sección 21.6.2.2 del ACI 318-08:

- Las resistencias a la flexión de las columnas deben satisfacer:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Donde:

$M_{nc}$ : Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas

$M_{nb}$ : Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas. En vigas T, el ancho efectivo de la losa contribuye a  $M_{nb}$

El ancho efectivo es determinado de las siguientes maneras descritas en los apartados 8.12.2 y 8.12.3 del ACI 318-08:

1) El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder  $\frac{1}{4}$  de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del ala no debe exceder:

- 8 veces el espesor de la losa, y
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma

2) Y para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente del ala no debe exceder:

- $\frac{1}{12}$  de la luz de la viga,
- 6 veces el espesor de la losa, y
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma

Se obtuvo así del análisis de compatibilidad de deformaciones lo siguiente:

**Tabla LXXXIII.** Momentos para criterio de columna fuerte viga débil de columnas interiores.

Pisos	Interior			
	Mnc Sup. (Ton-m)	Mnc Inf. (Ton-m)	Mnb- (Ton-m)	Mnb+ (Ton-m)
Planta Baja	36.18	46.21	21.76	19.12

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LXXXIV.** Verificación del criterio para columnas interiores.

Pisos	Interior			
	$\Sigma$ Mnc (Ton-m)	$\Sigma$ Mnb (Ton-m)	1.2 $\Sigma$ Mnb (Ton-m)	$\Sigma$ Mnc > 1.2 $\Sigma$ Mnb
Planta Baja	11.02	4.60	5.52	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla LXXXV.** Verificación del criterio para columnas exteriores.

Pisos	Exterior			
	$\Sigma$ Mnc (Ton-m)	$\Sigma$ Mnb (Ton-m)	1.2 $\Sigma$ Mnb (Ton-m)	$\Sigma$ Mnc > 1.2 $\Sigma$ Mnb
Planta Baja	10.90	3.22	3.86	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

En las tablas LXXXIII, LXXXIV y LXXXV se puede observar que todas las columnas cumplieron con el criterio de columna fuerte viga débil. Esto es de esperar debido a las solicitaciones por flexión que tienen este tipo de estructuras (baja ductilidad).

**Tabla LXXXVI.** Diseño de refuerzo longitudinal de las columnas

Pisos	Interior	Exterior	Esquinera
	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo
Planta Baja	4Ø20	4Ø20	4Ø20
	4Ø14	4Ø14	4Ø14

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 6.3.4. Determinación del refuerzo transversal.

Primero se determinó la longitud  $L_o$ , la cual es medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

1) En la sección 21.6.4.1 se detalla que  $L_o$  no debe ser menor que el mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la luz libre del elemento, y
- 45 cm.

2) Y en la sección 4.3.4 de la NEC SE-HM se estipula que la separación del refuerzo transversal dentro de la longitud  $L_o$ , debe ser el menor de:

- $6d_b$
- 10 cm

3) El apartado 21.6.4.4 describe que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que:

- $A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$
- $0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$

Si el área de la sección transversal del refuerzo de los estribos es menor al área que controló el literal III, se debe disminuir el espaciamiento determinado en el literal II.

4) Y el apartado 4.3.4 de la NEC SE-HM determina que la separación del refuerzo transversal fuera del área de la longitud de confinamiento,  $L_o$ , es decir en el resto de la longitud de la columna y/o a lo largo de la longitud de empalme por traslape, deber ser el menor de:

- $6d_b$
- $15 \text{ cm}$

La longitud de empalme por traslape de las columnas, se la consideró de Clase B debido a que todas las varillas longitudinales serán traslapadas por igual. Se la determinó con el ACI 12.5.1, donde se establece que  $L_e = 1.3L_d$ . Para la longitud de desarrollo, se hizo uso de un cálculo ágil y conservador:  $L_d = 48 d_b$

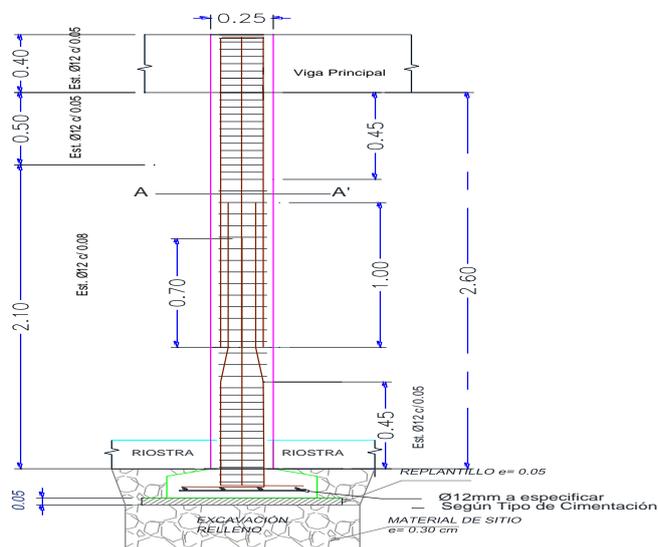
Bajo todas las condiciones mencionadas fue como se determinaron las longitudes con sus respectivos espaciamientos, los cuales se encuentran expresados en las siguientes tablas:

**Tabla LXXXVII.** Longitudes y espaciamientos de las columnas interiores.

Pisos	Interior			
	Lo (cm)	S, Lo (cm)	Le (cm)	S (cm)
Planta Baja	45	5	100	8

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

En la figura 6.8 se puede observar el detallamiento de las columnas de planta baja.



**Figura 6.8** Detallamiento de columna.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 6.3.5. Refuerzo transversal para cortante

El diseño a cortante de las columnas se determinó a partir de las fuerzas máximas que se desarrollaron en las caras de los nudos.

- 1) Debido a que  $P_u > A_g f'_c / 20$  en las columnas, la resistencia del concreto usada fue la descrita en el apartado 11.2.1.2:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \left( 1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right)$$

Donde conservadoramente Nu es la carga axial mínima.

- 2) Para la resistencia al corte proporcionado por el acero de refuerzo se hizo uso de la siguiente fórmula ya anteriormente descrita en el diseño de vigas, la misma se la encuentra en el apartado 11.4.7.2:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

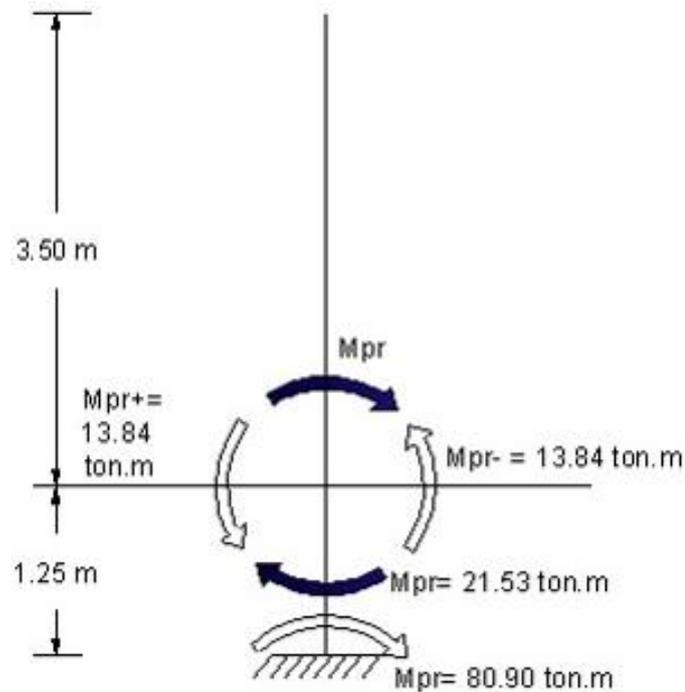
donde  $A_v$  es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento

- 3) Para hallar el cortante último primero se tuvo que hallar el Mpr correspondiente a las columnas, para calcularlo se hizo uso de las alturas de las columnas que forman parte de la articulación (Figura 6,17), y también se hizo uso del Mpr de las vigas hallado en la sección de diseño de vigas. A continuación se van hacer los cálculos de las columnas internas de sótano como ejemplo:

$$M_{pr} = 13.84 \text{ Ton. m} \left( \frac{3.5m}{3.5m + 1.2m} \right) = 21.53 \text{ Ton. m}$$

Para el Vu también se hizo uso del Mpr de columna de la articulación inferior, de a siguiente manera:

$$V_u = \frac{21.53 \text{ Ton. m} + 80.90 \text{ Ton. m}}{1.2m}$$



**Figura 6.9** Articulación viga columna con sus respectivos momentos.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se hicieron estos cálculos para todas columnas internas, externas y esquineras de todos los pisos, obteniendo las siguientes tablas de resultados:

**Tabla LXXXVIII.** Revisión por cortante de las columnas interiores.

Pisos	Interior				
	Vc (Ton)	Vs (Ton)	$\phi(Vc+Vs)$ (Ton)	Vu (Ton)	$\phi(Vc+Vs) > Vu$
Planta Baja	20.13	61.99	61.59	23.54	OK

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

# **CAPÍTULO 7**

## **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN Y DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS**

## **7.1 Selección del tipo de cimentación**

Para la selección del tipo de cimentación a usar, el Ingeniero estructurista debe tomar en cuenta los siguientes factores.

- Función de la cimentación.
- Cargas a soportar.
- Condiciones del subsuelo.
- Efectuar un estudio para cada tipo más común de cimiento para conocer si son capaces de tolerar las cargas provenientes de la superestructura y si no producen asentamientos perjudiciales.
- Los tipos de cimentación más adecuados se procede a realizar estudios más detallados.
  - Costo de la cimentación con respecto al costo de la superestructura

## **7.2 Análisis de alternativas**

Debido a que el proyecto está pensado para ser implementado en cualquier planicie (a pesar de que se está utilizando como población ejemplo Milagro) se han considerado 3 tipos de capacidad portante, como se indica en capítulos anteriores.

Las diferentes alternativas se analizaron con el software SAFE 2016, este software solicita al usuario el input de coeficiente de balasto del suelo, para determinar deformaciones y de esta manera poder también determinar los esfuerzos que se dan en el suelo así como también fuerzas internas en los elementos estructurales de la cimentación.

**Tabla LXXXIX. Coeficiente de Balasto (K).**

<b>Capacidad Portante (Ton/m2)</b>	<b>Coeficiente de Balasto (Ton/m3)</b>
<b>5</b>	1300
<b>10</b>	2200
<b>15</b>	3100

**Fuente:** Morrison & Morrison Ingenieros.

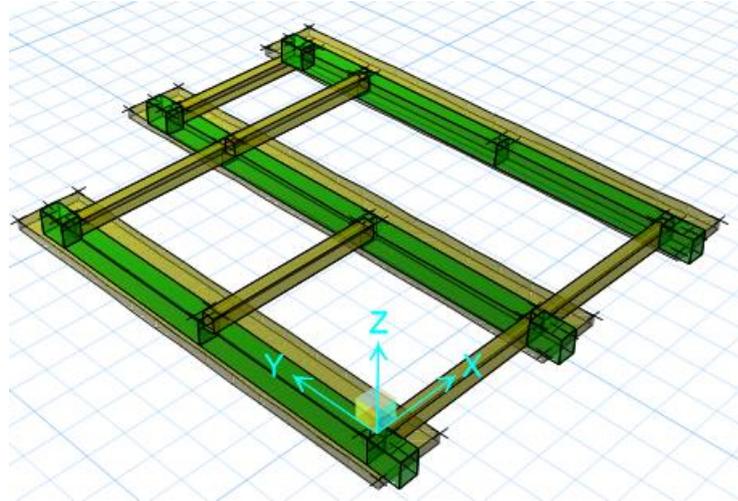
### **7.2.1 Capacidad portante de 5 Ton/m2.**

Para este tipo de suelo se ha escogido la alternativa de vigas de cimentación después de haber intentado la opción de plintos aislados y haber notado que el área requerida de plintos era demasiado grande como para usar este sistema.

En el predimensionamiento de vigas se tomó en cuenta únicamente las cargas gravitacionales, para estimar la magnitud de momentos flectores y fuerzas cortantes que se desarrollan en las vigas, se optó por utilizar el método de coeficientes del ACI, obteniendo como resultados unas vigas de 30x40.

#### **7.2.1.1 Modelo matemático.**

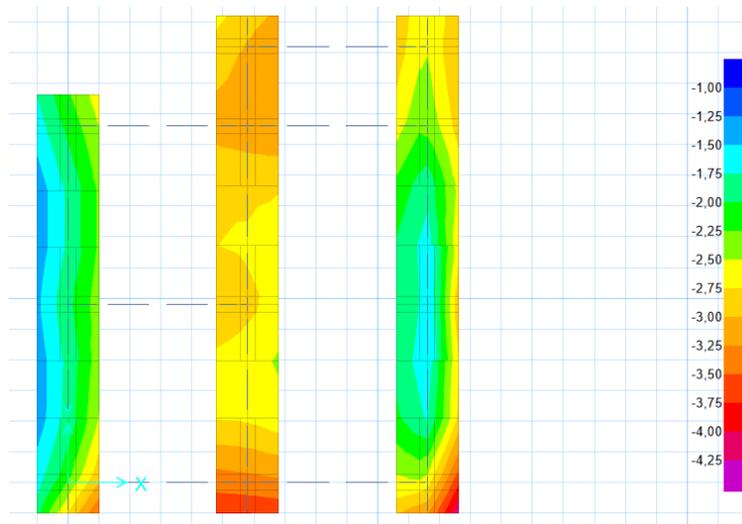
Como se indicó anteriormente se utilizó el programa SAFE 2016 para el diseño de la cimentación.



**Figura 7.1** Modelo de Cimentación (5Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

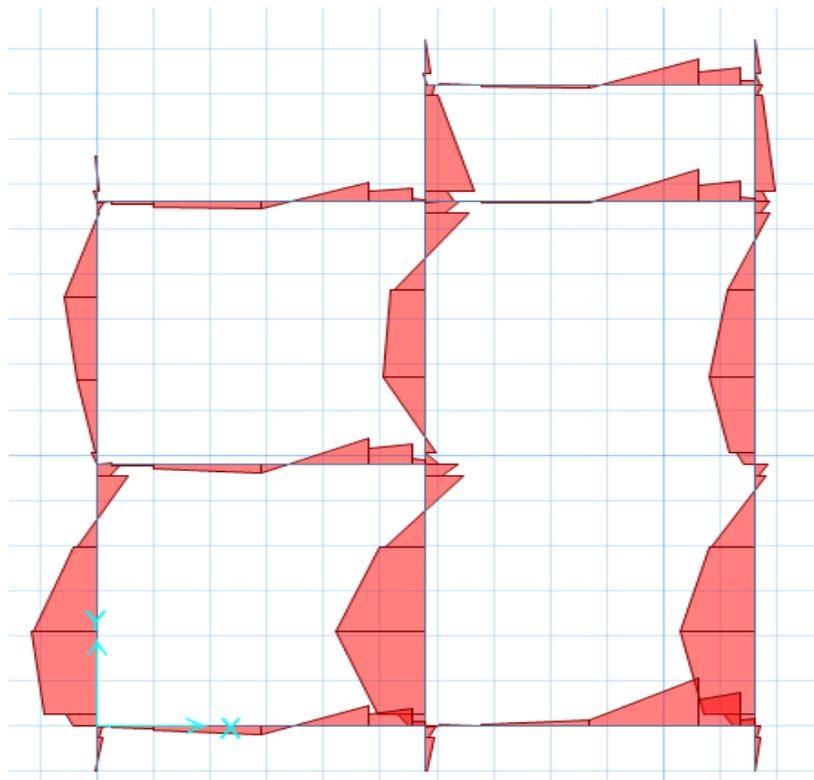
Se procede luego a verificar los esfuerzos actuantes sobre el suelo, como se observa en la figura 7.2, los esfuerzos sobre el suelo no sobre pasan el esfuerzo admisible, siendo el máximo esfuerzo de 4.25 Ton/m<sup>2</sup>.



**Figura 7.2** Esfuerzos sobre el suelo (5Ton/m<sup>2</sup>).

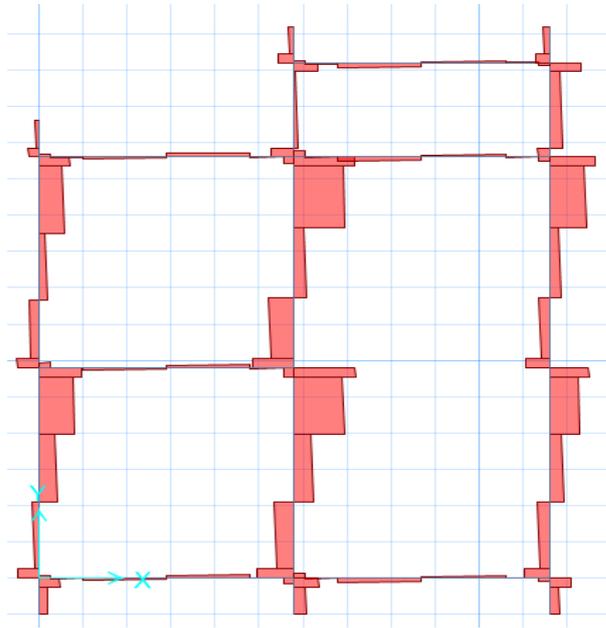
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una vez verificado que la zapata de 1 metro de ancho es adecuada para transmitir las cargas al suelo se procede al diseño de las vigas de cimentación, en las figuras 7.3 y 7.4 respectivamente se muestran los diagramas de momento y cortante últimos respectivamente.



**Figura 7.3** Diagrama de momento flector.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

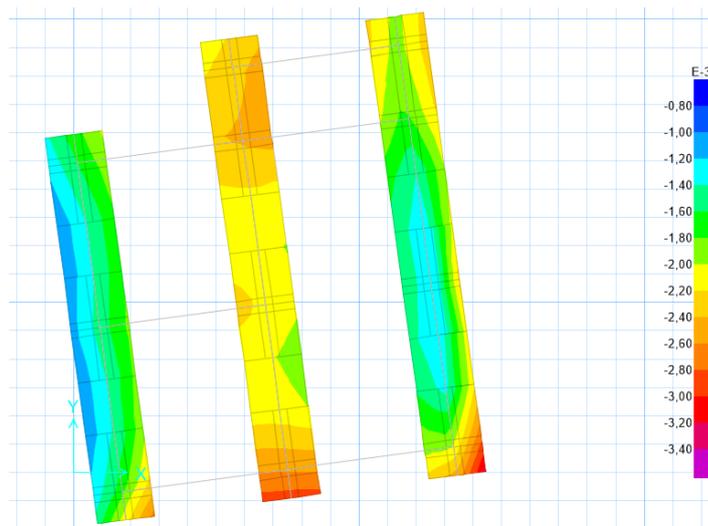


**Figura 7.4** Diagrama de fuerza cortante.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 7.2.1.2 Asentamientos

En la figura 7.5 se muestran los asentamientos diferenciales, los cuales están dentro del rango permisible.



**Figura 7.5** Asentamientos.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

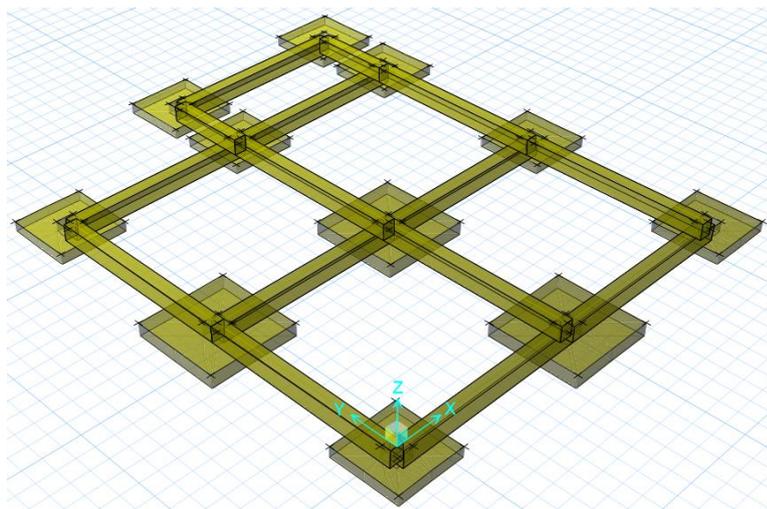
El armado de zapata y de las vigas se puede observar en detalle en los anexos de este documento.

## 7.2.2 Capacidad portante de 10 Ton/m<sup>2</sup>

Cuando la vivienda se construya en suelos de mejor calidad y/o mayor compactación, se utilizarán plintos conectados por medio de riostras. Se utilizará el coeficiente de balasto correspondiente mostrado en la tabla LXXXIX.

### 7.2.2.1 Modelo matemático.

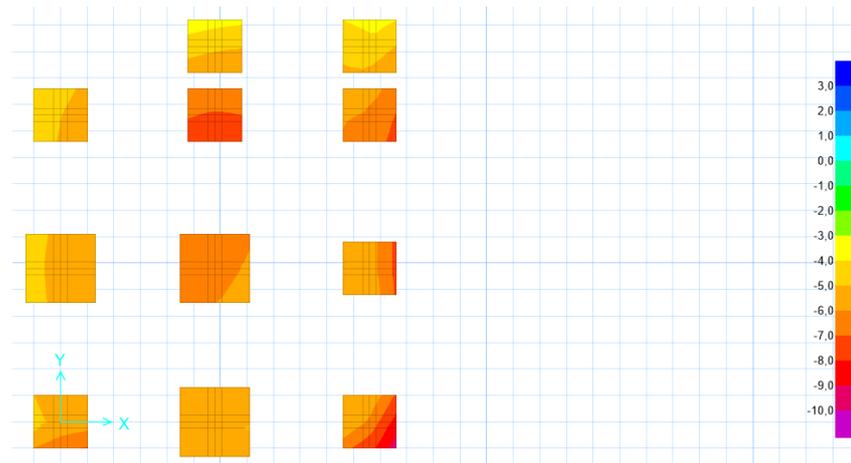
Para el modelo matemático se consideraron plintos cuadrados de 1.30 metros y de 1.00 metro, con un peralte efectivo de 15 y 20 centímetros respectivamente. Adicionalmente se consideraron riostras de 20x25 centímetros que conecten todas las zapatas, para garantizar el trabajo en conjunto de todo el sistema.



**Figura 7.6** Modelo de cimentación (10Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

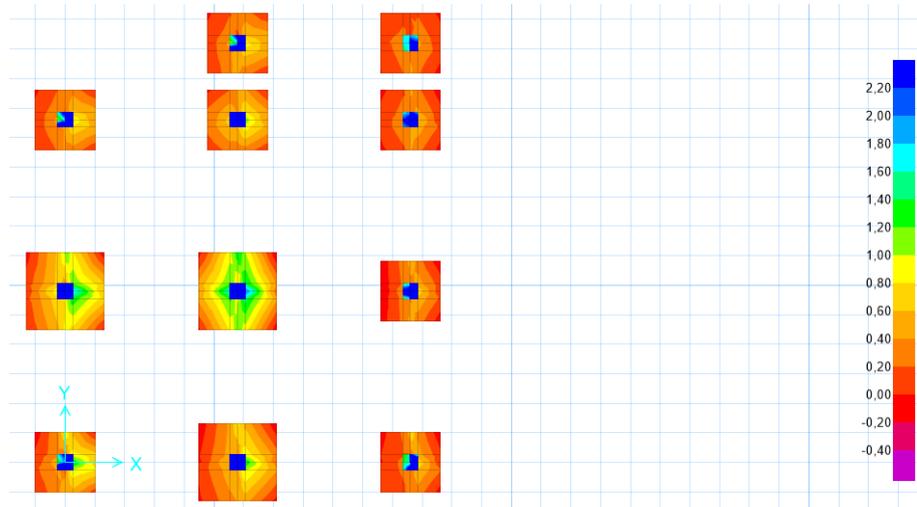
Se procede luego a verificar los esfuerzos actuantes sobre el suelo, como se observa en la figura 7.6, los esfuerzos sobre el suelo no sobre pasan el esfuerzo admisible, siendo el máximo esfuerzo de 9.62 Ton/m<sup>2</sup>.



**Figura 7.7** Esfuerzos sobre el suelo (10Ton/m<sup>2</sup>).

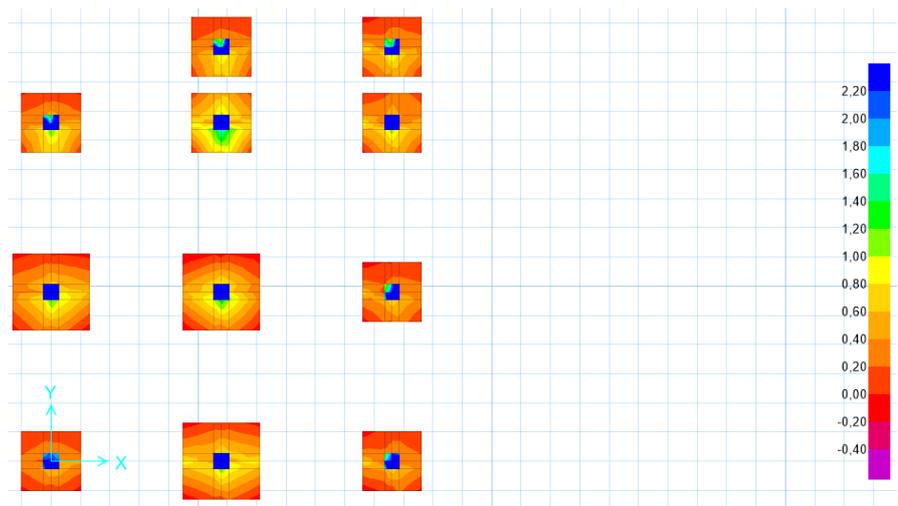
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una vez que se verificó que los esfuerzos sobre el suelo están dentro de lo permisible se procede a diseñar las zapatas, las figuras 7.7 y 7.8 muestran los diagramas de momento en dirección de los ejes X y Y respectivamente, mientras las figuras 7.9 y 7.10 muestran diagramas de fuerza cortante en dirección de los ejes X y Y respectivamente.



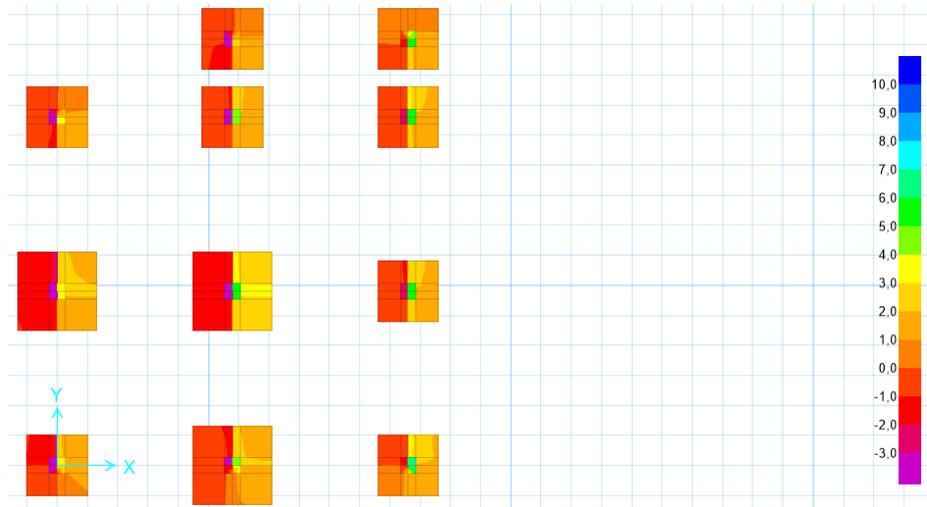
**Figura 7.8** Momentos en dirección del Eje X (10Ton/m<sup>2</sup>).

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017



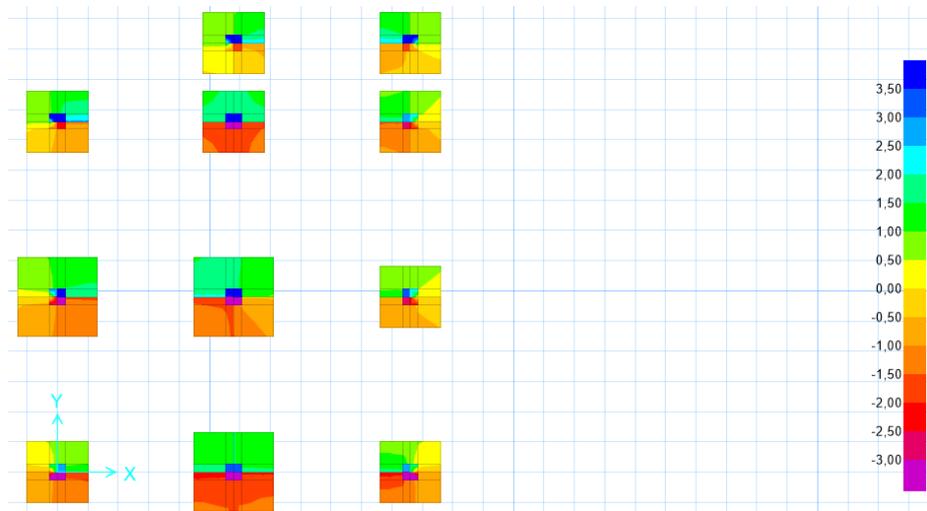
**Figura 7.9** Momentos en dirección del Eje Y (10Ton/m<sup>2</sup>).

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 7.10.** Fuerza cortante en dirección del Eje X (10Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 7.11.** Fuerza cortante en dirección del Eje Y (10Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 7.2.2.2 Asentamientos

Se chequea la posible existencia de asentamientos diferenciales que pudieren ser perjudiciales para la estructura.

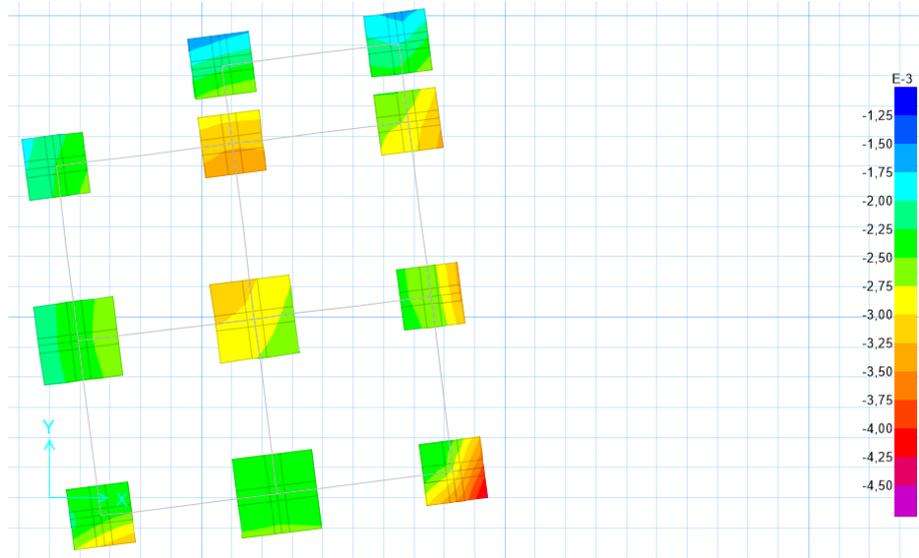


Figura 7.12 Asentamientos (10Ton/m<sup>2</sup>).

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

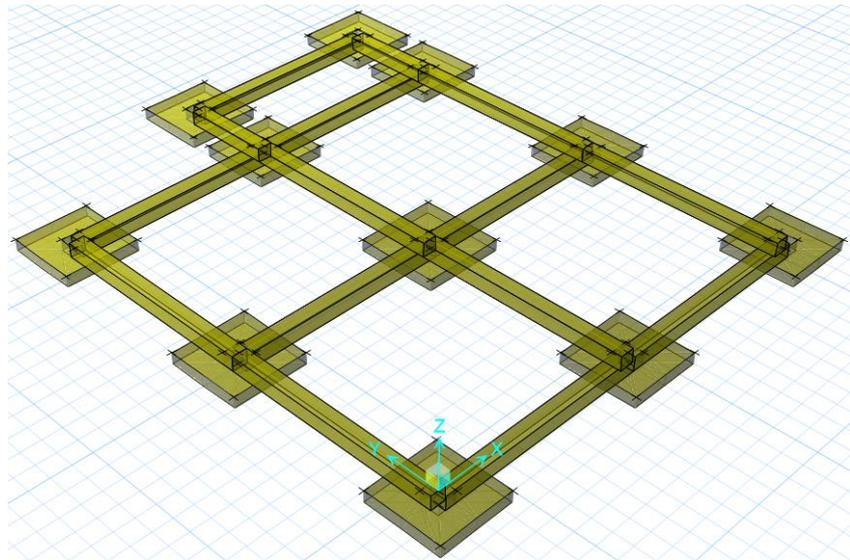
### 7.2.3 Capacidad portante de 15 Ton/m<sup>2</sup>

Cuando la vivienda se construya en suelos de mejor calidad y/o mayor compactación, se utilizarán plintos conectados por medio de riostras. Se utilizará el coeficiente de balasto correspondiente mostrado en la tabla LXXXIX.

#### 7.2.3.1 Modelo matemático.

Para el modelo matemático se consideraron plintos cuadrados de 1.00 metro con la excepción del plinto central el cual será de 1.10 metros, todos con un peralte efectivo de 15 centímetros. De

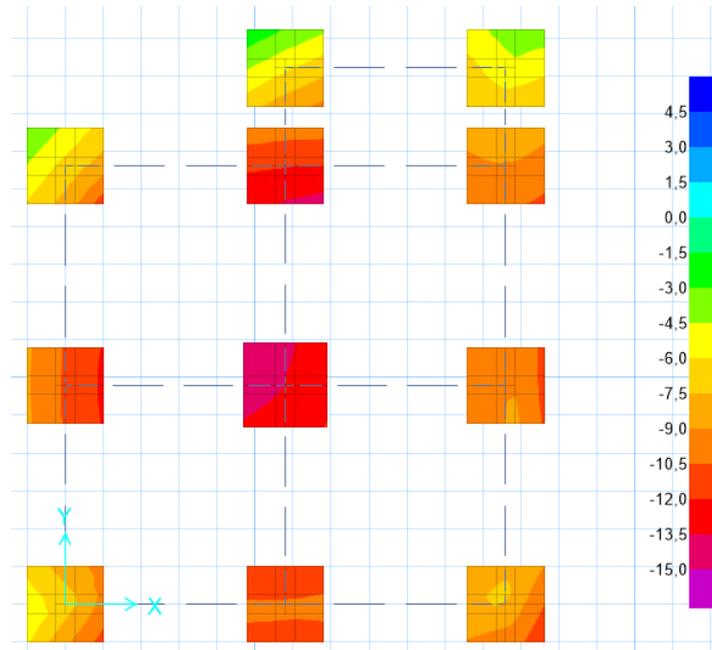
igual manera que en la cimentación de la sección anterior, se consideraron riostras que garanticen el trabajo conjunto de todos los plintos, con dimensiones de 20x25 centímetros.



**Figura 7.13** Modelo de cimentación (15Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

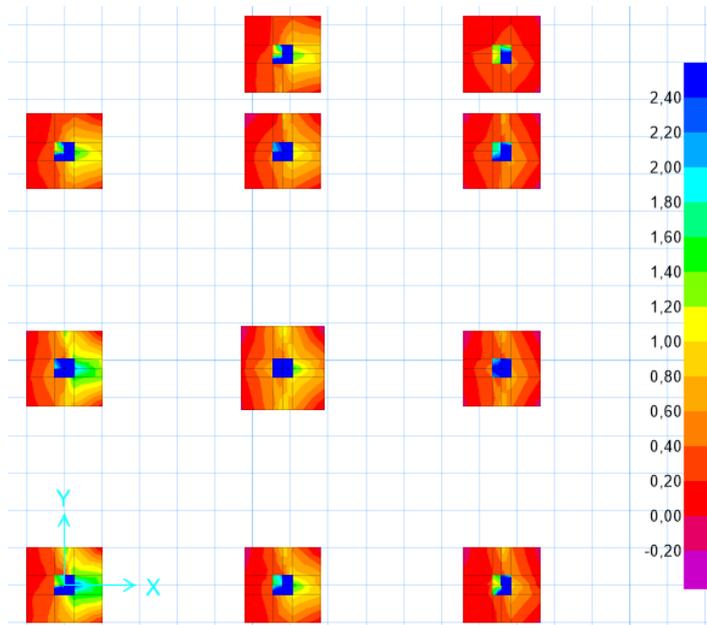
Se procede luego a verificar los esfuerzos actuantes sobre el suelo, como se observa en la figura 7.13, los esfuerzos sobre el suelo no sobre pasan el esfuerzo admisible, siendo el máximo esfuerzo de 14.17 Ton/m<sup>2</sup>.



**Figura 7.14** Esfuerzos sobre el suelo (15Ton/m<sup>2</sup>).

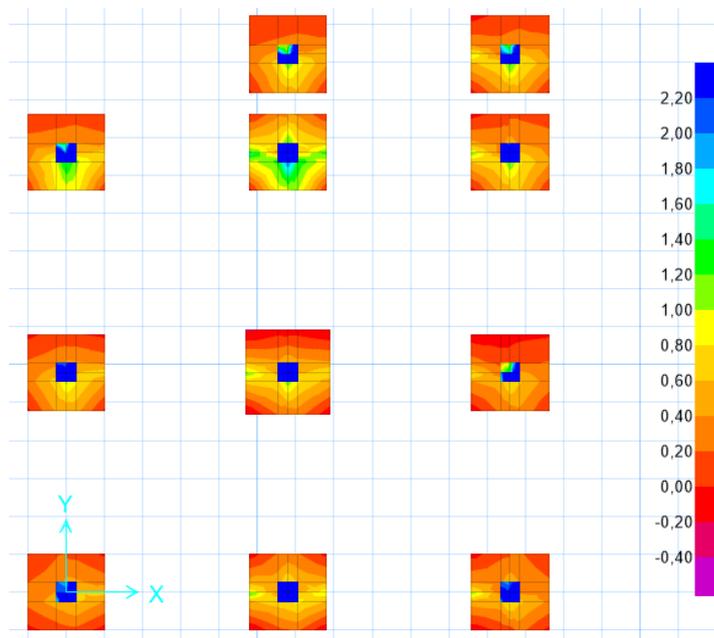
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una vez que se verificó que los esfuerzos sobre el suelo están dentro de lo permisible se procede a diseñar las zapatas, las figuras 7.14 y 7.15 muestran los diagramas de momento en dirección de los ejes X y Y respectivamente, mientras las figuras 7.16 y 7.17 muestran diagramas de fuerza cortante en dirección de los ejes X y Y respectivamente.



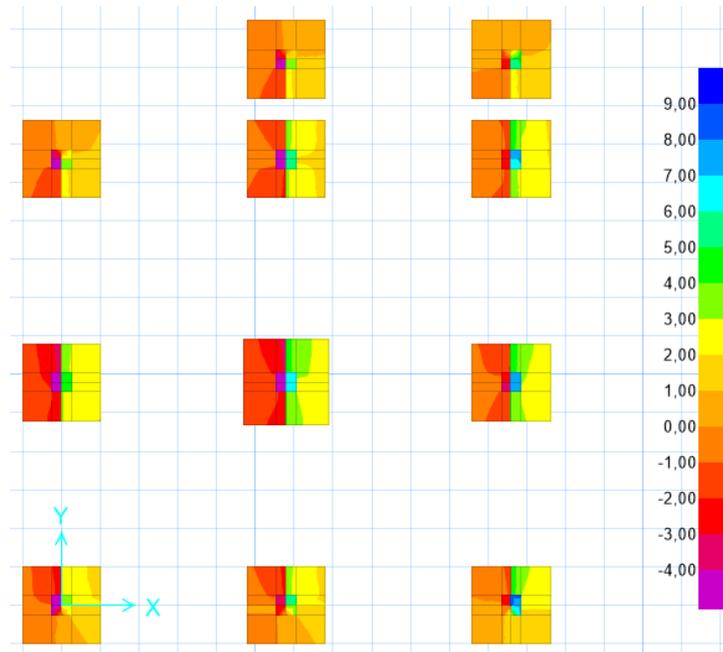
**Figura 7.15** Momentos en dirección del Eje X  
(15Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



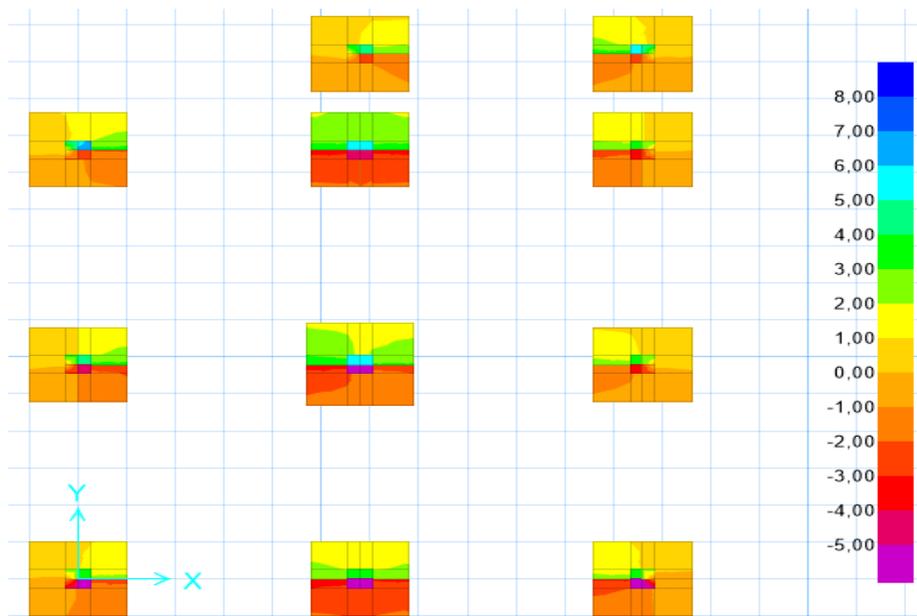
**Figura 7.16** Momentos en dirección del Eje Y  
(15Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 7.17.** Fuerza cortante en dirección del Eje X (15Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

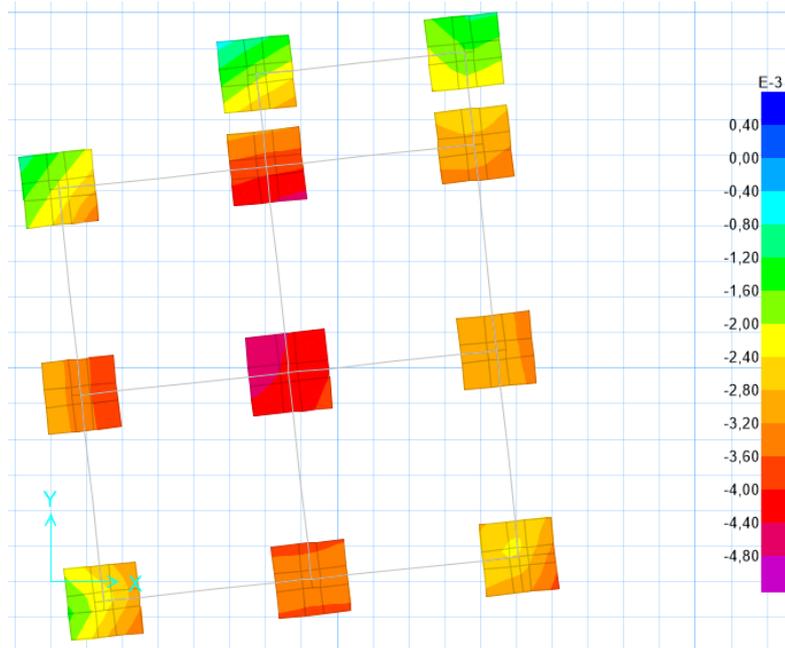


**Figura 7.18** Fuerza cortante en dirección del Eje Y (15Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 7.2.3.2 Asentamientos

Se chequea la posible existencia de asentamientos diferenciales que pudieren ser perjudiciales para la estructura.



**Figura 7.19** Asentamientos (15Ton/m<sup>2</sup>).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**CAPÍTULO 8**  
**DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA**  
**II.**

## **8.1 Diseño de Losa**

Por tratarse de la misma edificación en distintos sistemas estructurales, se considerará la misma losa que en el sistema de PCRM de la sección 6.1.

## **8.2 Consideraciones de diseño**

Se tomó en cuenta las especificaciones de la NEC-SE-VIVIENDA para el diseño estructural de los muros de hormigón armado, así como también los requerimientos del ACI 318-08 cuando la NEC así lo requiera.

Entre las consideraciones de diseño se tiene:

- Cuantía mínima: 0.0015 para  $f_y=5000$  kg/cm<sup>2</sup> (NEC-SE-VIVIENDA sección 6.5.3).
- Espaciamiento de refuerzo: 3 veces el espesor o 300 mm (NEC-SE-VIVIENDA sección 6.5.3).
- Para un diseño más conservador, se despreció la contribución de muros entre si.
- Requerimientos del capítulo 14 del código ACI 318-08.
- Se consideró refuerzo en una sola capa, salvo restricciones del capítulo 21 del ACI 318-08.

## **8.3 Diseño de muros por flexo compresión**

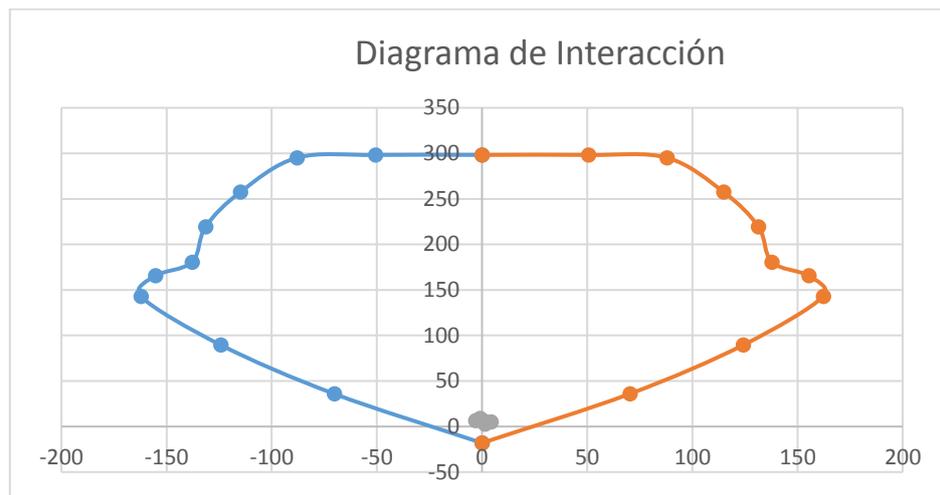
Para el diseño de muros por flexo compresión se consideró un armado inicial que cumpla con los requerimientos de cuantía mínima y de ubicación de refuerzo. Con este armado se generó el diagrama de interacción del muro con ayuda del software ETABS 2016 para después ubicar los puntos de  $P_u$  y  $M_u$  en el diagrama.

A continuación se muestra el diseño por flexo compresión del muro del eje 3 entre los ejes A y B.

**Tabla XC.** Fuerzas Últimas Muro 3 entre ejes A y B.

P (Ton)	V2 (Ton)	Pabs	T (Ton-m)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
-6,0789	-0,3814	6,0789	0,0053	0,0056	0,5932
-6,3227	-0,4871	6,3227	0,0067	0,0072	0,6928
-2,8462	0,3625	2,8462	0,0161	0,0214	1,366
-8,9651	-1,2167	8,9651	-0,0044	-0,0088	-0,1186
-5,2067	4,1182	5,2067	0,0116	0,0092	4,3111
-6,6046	-4,9724	6,6046	0,0001	0,0035	-3,0637

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 8.1** Diagrama de Interacción Muro 3 entre ejes A y B.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 8.4 Diseño de muros por cortante

Para el diseño por corte se consideraron los requisitos de la sección 11.9 del ACI 318-08 y las disposiciones generales del capítulo 14 del mismo código. En la tabla XCI se muestran los cortantes de diseño así como el cortante nominal del muro 3 entre los ejes A y B.

**Tabla XCI.** Revisión de cortante y cuantía.

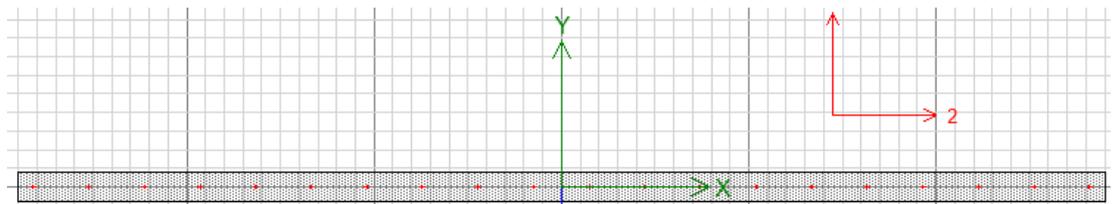
e (cm)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	REFUERZO	Malla	S (cm)	$\phi$
8	0,3814	9,89808907	1 CAPA	5,5	15	0,00197986
8	0,4871	9,89808907	1 CAPA	5,5	15	0,00197986
8	0,3625	9,89808907	1 CAPA	5,5	15	0,00197986
8	1,2167	9,89808907	1 CAPA	5,5	15	0,00197986
8	4,1182	9,89808907	1 CAPA	5,5	15	0,00197986
8	4,9724	9,89808907	1 CAPA	5,5	15	0,00197986

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Se ha omitido en la tabla XCI la contribución de la malla a la resistencia nominal a cortante de la sección debido a que el hormigón tiene la capacidad para resistir estos esfuerzos sin necesidad de la contribución del acero de refuerzo.

### 8.5 Sección típica de muro

En la figura 8.2 se muestra una sección transversal típica de un muro con comportamiento predominante de columna (Pier).



**Figura 8.2** Sección transversal típica.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

# **CAPÍTULO 9**

## **DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN ALTERNATIVA II.**

## **9.1 Selección del tipo de cimentación**

Para la selección del tipo de cimentación a usar, el Ingeniero estructurista debe tomar en cuenta los siguientes factores.

- Función de la cimentación.
- Cargas a soportar.
- Condiciones del subsuelo.
- Efectuar un estudio para cada tipo más común de cimiento para conocer si son capaces de tolerar las cargas provenientes de la superestructura y si no producen asentamientos perjudiciales.
- Los tipos de cimentación más adecuados se procede a realizar estudios más detallados.
- Costo de la cimentación con respecto al costo de la superestructura

## **9.2 Análisis de alternativas**

Para el sistema de muros portantes de hormigón armado se consideró una losa de cimentación de 10 centímetros de espesor, que sirva a su vez de contrapiso para la vivienda, con ensanchamientos de 15 centímetros en las zonas cercanas a los muros.

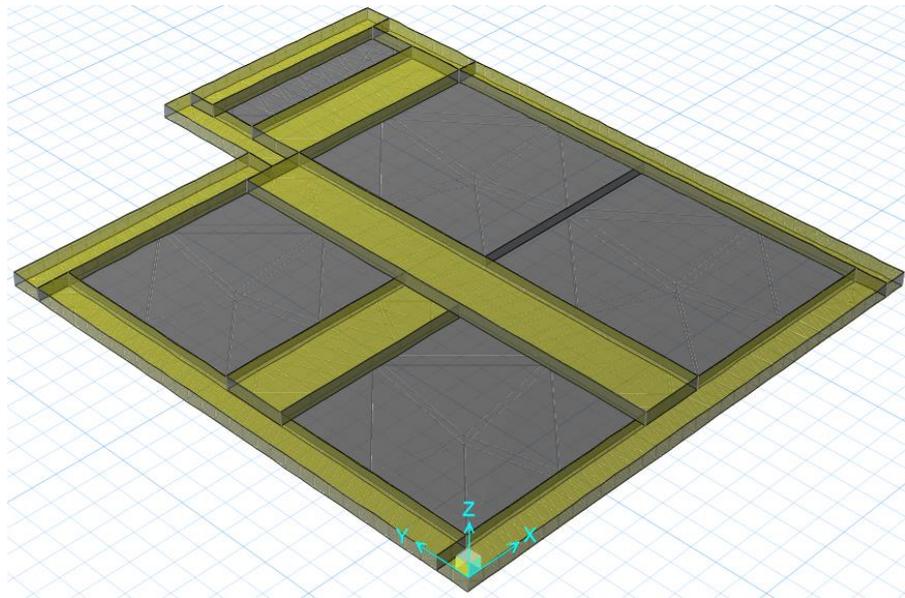
Se escogió este sistema debido a la facilidad constructiva que ofrece, a que reduce la profundidad de excavación (al ser la losa contrapiso a la vez la excavación es mínima) y a que es un sistema rígido que ayuda a distribuir las cargas de manera más uniforme sobre la superficie del suelo.

Este sistema genera una gran área de contacto entre la estructura y el suelo por lo que se requerirá un solo diseño de cimentación para las tres capacidades portantes mencionadas en la sección 2.2.1. Además por la similitud que tiene este sistema con el sistema de muros portantes de mortero

armado con alma de mampostería (ver capítulo 10) se considerará la misma cimentación para ambos sistemas.

### 9.3 Modelo matemático

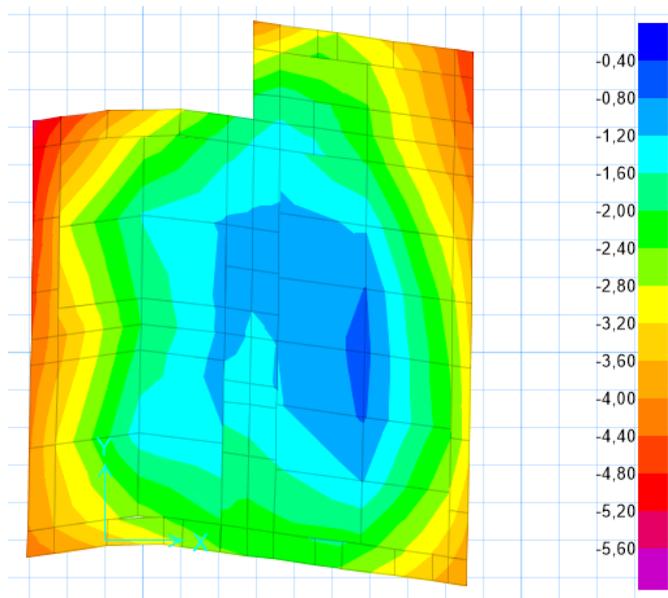
Se modeló la sub estructura en el software SAFE 2016 considerando una capacidad portante del suelo de 5 Ton/m<sup>2</sup>.



**Figura 9.1** Modelo en 3D de cimentación para muros.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

A continuación se procede a verificar los esfuerzos que se generan en el suelo, mostrados en la figura 9.2.

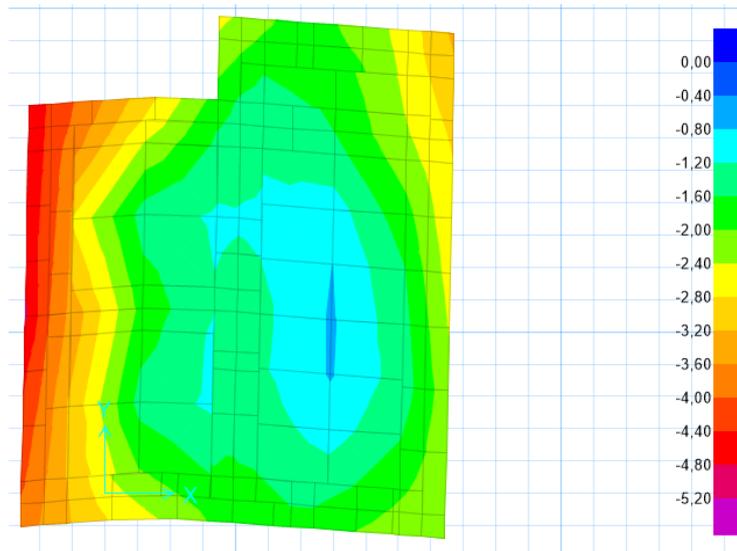


**Figura 9.2** Revisión de esfuerzos en el suelo.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Los esfuerzos actuantes en el suelo son mayores a la capacidad misma del suelo, teniendo un esfuerzo máximo de 5.31 Ton/m<sup>2</sup>, esto se da en la zona de borde, justo a un extremo de los muros portantes, por lo que se procede a crear un mayor área de contacto en estas zonas con el fin de alcanzar un esfuerzo aceptable en el suelo.

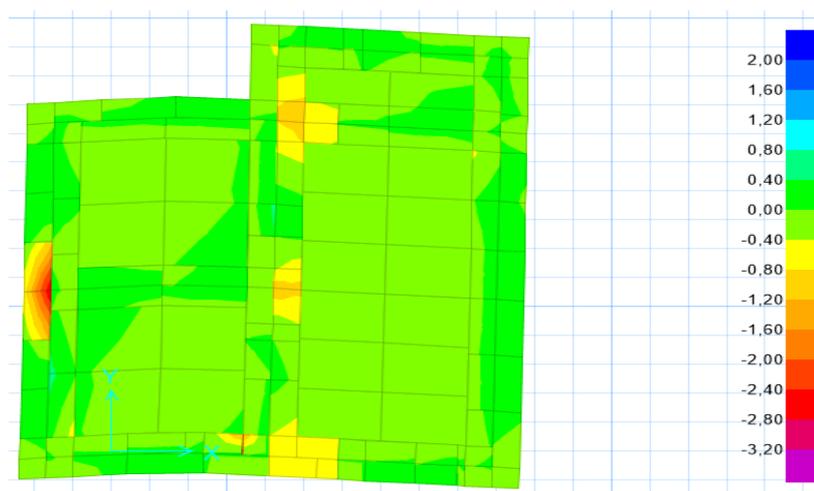
Aumentando el área de contacto 35 centímetros a cada lado se obtiene un esfuerzo máximo sobre el suelo de 4.89 Ton/m<sup>2</sup>, el cual es menor a la capacidad admisible del suelo, por lo tanto se considera que la cimentación está lista para ser diseñada. Este aumento de área será con losa de 15 centímetros de peralte efectivo para poder resistir el corte unidireccional y momentos flectores en este sector.



**Figura 9.3** Segundo chequeo de esfuerzos en el suelo.

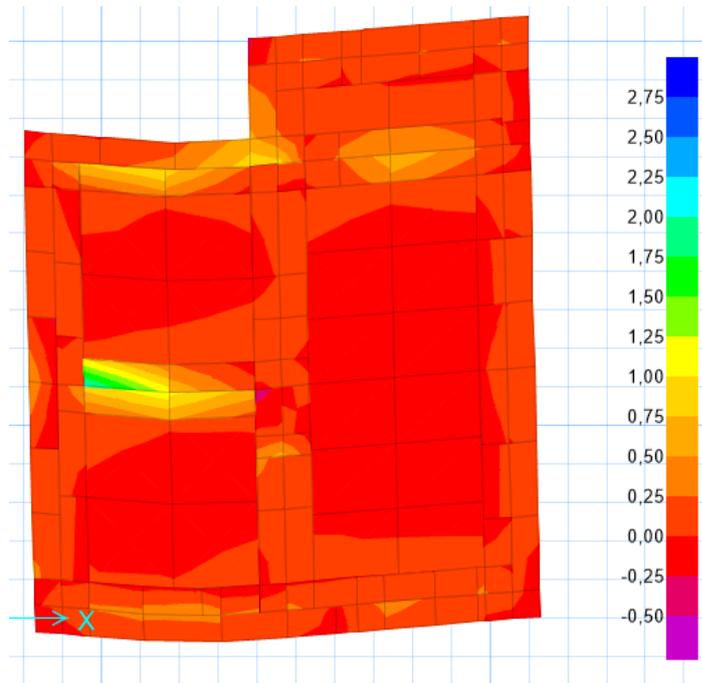
**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Una vez que se verificó que los esfuerzos sobre el suelo están dentro de lo permisible se procede a diseñar las zapatas, las figuras 9.4 y 9.5 muestran los diagramas de momento en dirección de los ejes X y Y respectivamente, mientras las figuras 9.6 y 9.7 muestran diagramas de fuerza cortante en dirección de los ejes X y Y respectivamente.



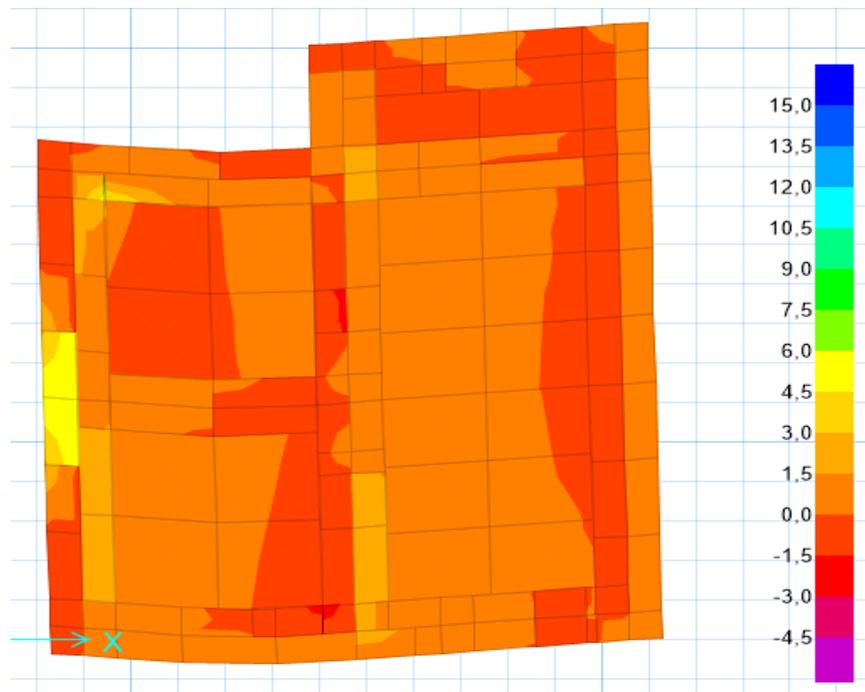
**Figura 9.4** Momentos en dirección del Eje X (Muros).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



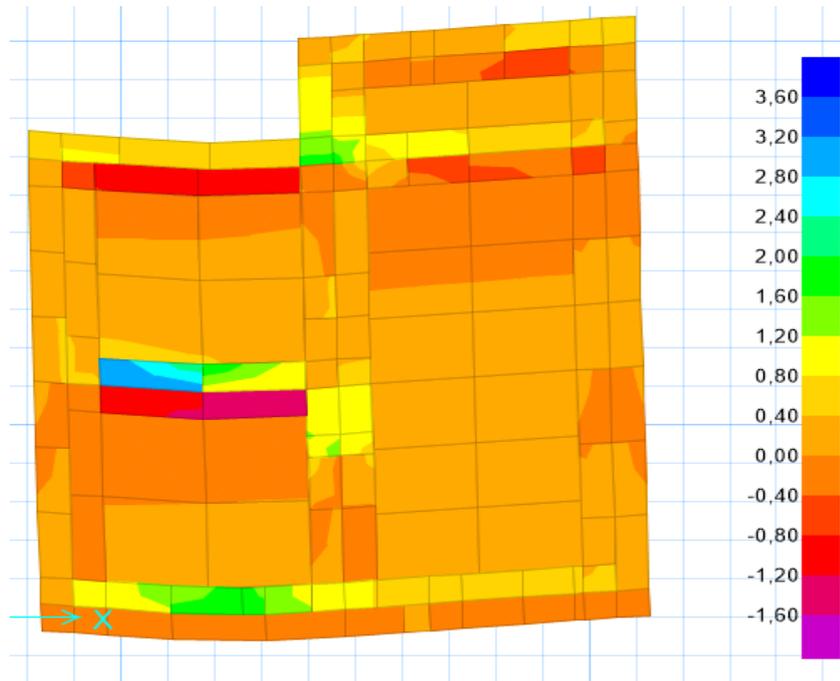
**Figura 9.5** Momentos en dirección del Eje Y (Muros).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 9.6** Fuerza cortante en dirección del Eje X (Muros).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

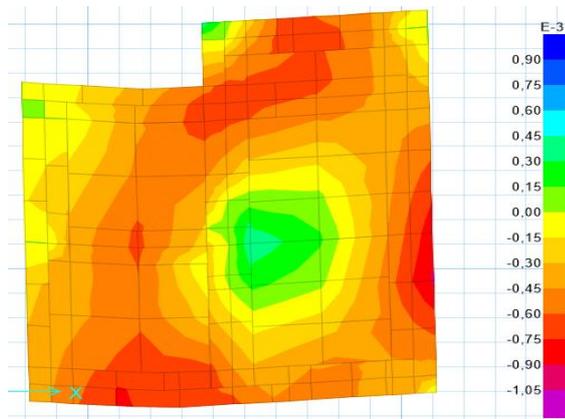


**Figura 9.7** Fuerza cortante en dirección del Eje Y (Muros).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 9.4 Asentamientos

Se chequea la posible existencia de asentamientos diferenciales que pudieren ser perjudiciales para la estructura.



**Figura 9.8** Asentamientos (Muros).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

## **9.5 Anclaje**

El anclaje de la estructura a la cimentación se realizará por medio de chicotes  $\phi 8$  c/200mm, repartidos por todo el perímetro del muro y amarrados al refuerzo del muro (malla electrosoldada), debiéndose anclar por lo menos 50 centímetros en el muro y 50 centímetros en la losa de cimentación.

**CAPÍTULO 10**  
**DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA**  
**III.**

## 10.1 Diseño de Losa

Por tratarse de la misma edificación en distintos sistemas estructurales, se considerará la misma losa que en el sistema de PCRM de la sección 6.1.

## 10.2 Consideraciones de diseño

Se tomó en cuenta las especificaciones de la NEC-SE-VIVIENDA para el diseño estructural de los muros de hormigón armado, así como también los requerimientos del ACI 318-08 cuando la NEC así lo requiera.

Entre las consideraciones de diseño se tiene:

- Cuantía mínima: 0.0015 para  $f_y=5000$  kg/cm<sup>2</sup> (NEC-SE-VIVIENDA sección 6.5.3).
- Se consideró una sección equivalente a la suma del espesor del mortero de las dos caras del muro para el modelo matemático, como requiere la sección 6.6 de NEC-SE-VIVIENDA.
- Requerimientos del capítulo 14 del código ACI 318-08.
- Se consideró refuerzo en dos capas, una malla electrosoldada en cada cara del enchape.
- Se consideró comportamiento monolítico entre ambas caras del enchape, logrando esto por medio de varillas que conecten las dos caras, como estipula la sección 6.6.6 de NEC-SE-VIVIENDA.
- Mortero de resistencia mínima de 100 kg/cm<sup>2</sup> y dosificación 1:4.
- Al momento de diseñar, se consideró la contribución a la resistencia del brazo de palanca generado por el alma de mampostería en el interior de la sección.

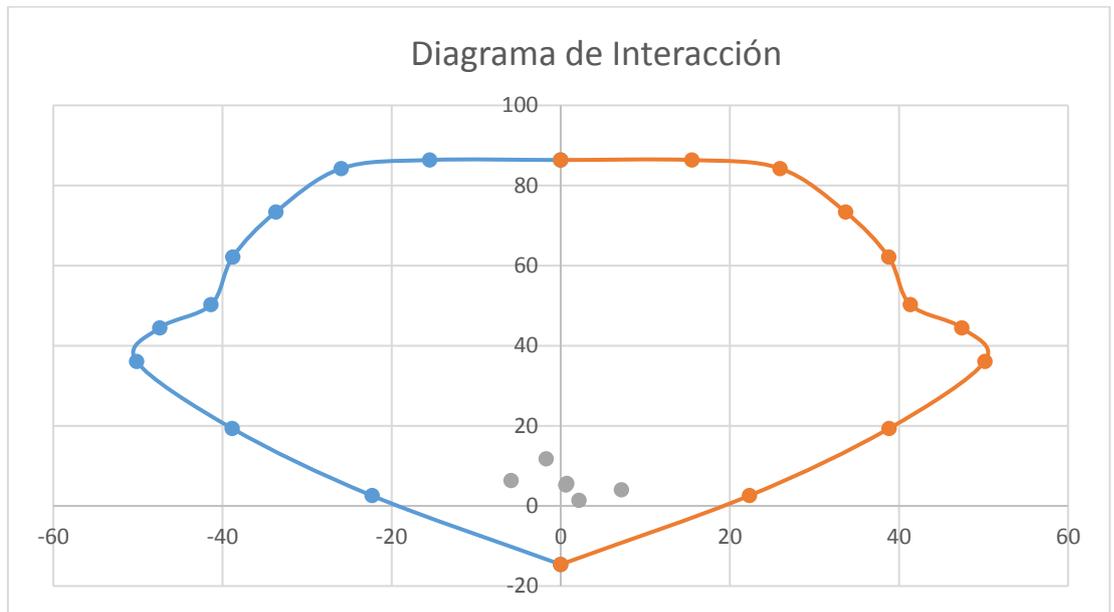
### 10.3 Diseño por flexo compresión

Para el diseño en flexo compresión se escogió un armado que cumpliera con los requerimientos de armadura mínima, como sección de prueba. Luego de esto se obtuvo el diagrama de interacción por medio del programa ETABS 2016, para pasar a verificar si la sección es capaz de resistir la combinación de momentos flectores y cargas axiales. Como sección de prueba se escogió refuerzo de malla electrosoldada  $\phi 3.5$  c/150mm en cada lado del enchape.

**Tabla XCII.** Fuerzas internas Muro 3 entre ejes A y B  
(Enchapado).

<b>P (Ton)</b>	<b>V2 (Ton)</b>	<b>Pabs</b>	<b>T (Ton-m)</b>	<b>M2 (Ton-m)</b>	<b>M3 (Ton-m)</b>
<b>-5,2401</b>	-0,3238	5,2401	0,0028	0,003	0,5877
<b>-5,6132</b>	-0,413	5,6132	0,0037	0,004	0,7199
<b>1,3918</b>	1,3066	1,3918	0,0173	0,0232	2,1652
<b>-11,777</b>	-2,0311	11,777	-0,0109	-0,0163	-0,8875
<b>-4,0749</b>	7,7977	4,0749	0,0093	0,006	7,1637
<b>-6,3102</b>	-8,5221	6,3102	-0,0029	0,0009	-5,8861

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 10.1** Diagrama de interacción Muro 3 entre ejes A y B (Enchapado).

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 10.4 Diseño por cortante

Para el diseño por cortante de los muros se consideró la contribución del enchape y de las mallas electrosoldadas, bajo los requerimientos del capítulo 14 del ACI 318-08.

**Tabla XCIII.** Diseño por cortante muro 3 entre ejes A y B (Enchapado).

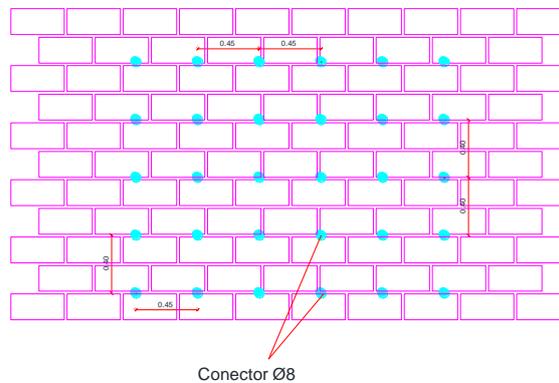
<b>Vu (Ton)</b>	<b>Vc (Ton)</b>	<b>Malla</b>	<b>S</b>	<b><math>\phi</math></b>	<b><math>\phi V_n</math> (Ton)</b>	<b>CHEQUE</b>
		<b>a</b>	<b>(cm)</b>			<b>O</b>
<b>0,3238</b>	5,5866142	7	15	0,0042760	24,336267	OK
	3			6	5	
<b>0,413</b>	5,5866142	7	15	0,0042760	24,336267	OK
	3			6	5	
<b>1,3066</b>	5,5866142	7	15	0,0042760	24,336267	OK
	3			6	5	
<b>2,0311</b>	5,5866142	7	15	0,0042760	24,336267	OK
	3			6	5	

<b>7,7977</b>	5,5866142 3	7	15	0,0042760 6	24,336267 5	OK
<b>8,5221</b>	5,5866142 3	7	15	0,0042760 6	24,336267 5	OK

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

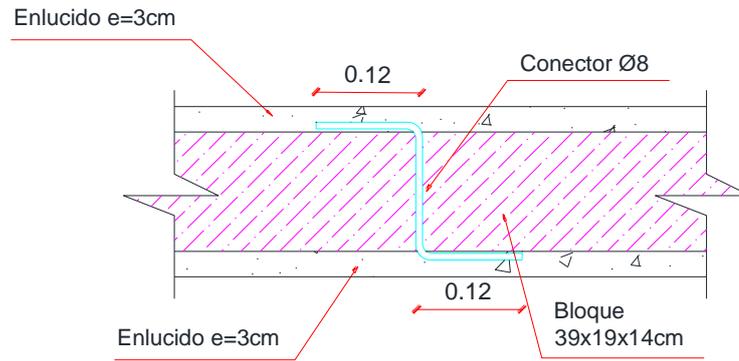
### 10.5 Unión de enchapes

La unión de los enchapes se realizará en conformidad con la sección 6.6.6 de NEC-SE-VIVIENDA, donde se estipula que se deben colocar conectores cada 40 centímetros medidos verticalmente y cada 45 centímetros medidos horizontalmente, cada dos hiladas ya se están usando bloques. En el caso de nuestra estructura se colocarán cada 40 centímetros en ambas direcciones varillas  $\phi 8$ mm como se muestra en la figura 10.2.



**Figura 10.2** Distribución de conectores.

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 10.3** Detalle de conector.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 10.6 Bordes y esquinas

Se deberán traslapar todas las esquinas o colocar mallas adicionales en las esquinas con el propósito de mantener la continuidad de la malla a lo largo de toda la estructura, de igual manera se deben colocar mallas en los bordes en forma de C o de L dependiendo de la geometría del borde y de la disposición de las mallas.

# **CAPÍTULO 11**

## **SISTEMAS CONSTRUCTIVOS**

Los ejemplos planteados en este trabajo tienen como objetivo ser construcciones masivas, por lo que se consideraron el mayor número usos de encofrados antes de ser reparado o reemplazado.

Los tres sistemas tienen procesos constructivos diferentes, lo que es reflejado en sus rubros y sus presupuestos referenciales.

### **11.1 Sistema Aporticado**

Es el sistema más convencional, donde se considera la construcción de columnas, vigas y losas según el número de pisos deseados. Una vez conformado su esqueleto, se procede a construir la mampostería, luego de su enlucido y acabados requeridos.

El proceso constructivo empieza por la cimentación, en el caso de los ejemplos propuestos consta de zapatas corridas en una dirección (vigas de cimentación), plintos aislados de diferentes dimensiones. Los demás elementos estructurales son construidos en este orden, columnas, vigas y losas; las tres constituidas de hormigón armado.

El encofrado a usarse será de metal madera. El área de la planta es de 40m<sup>2</sup> por lo que la fundición de losa se ha previsto en dos partes.

### **11.2 Muros portantes de Hormigón**

El proceso constructivo empieza por la cimentación, en el caso de los ejemplos propuestos se considera una losa maciza armada, en la cual se colocan chicotes de anclaje que van en las mallas de los

muros del primer piso. Luego de esto, se arman las paredes con las mallas de dimensiones deseadas, se arman los encofrados (paredes y losa), luego se arma la losa para fundirse de manera monolítica; las paredes con la losa juntas.

Los muros de hormigón están constituidos por mallas electro soldadas, hormigón y varillas de refuerzo donde hay concentraciones de esfuerzos como es el caso de aberturas de puertas y ventanas. En estas zonas, se colocan varillas de diámetro mayor que van ancladas en el armado de los muros con chicotes.

Al armar el muro, se colocan separadores de hormigón entre las mallas y el encofrado para asegurarse de tener el recubrimiento adecuado y chicotes en el piso para estabilizar el encofrado. Luego de esto, se encofran las paredes y la losa. La losa, en este caso está conformada por hormigón y mallas electro soldadas como refuerzo interior y superior. La losa está anclada a los muros por chicotes unidos desde el armado de los mismos.

El hormigón dispuesto en los muros portantes está formado por grava triturada (piedra chispa) no mayor a 3/8", en el caso deseado se adiciona aditivos plastificantes y acelerantes. Estos aditivos, facilitan el retiro del encofrado sin presentar daños, como también permiten la trabajabilidad del concreto durante su colocación.

Se recomienda que el hormigón llegue a obra con un asentamiento de 12 cm (sin aditivo), no se debe alterar la dosificación, ni resistencia agregándole agua. Si se le proporciona la humedad necesaria se puede desencofrar al día siguiente dejando apuntalada la losa para evitar deflexiones. No se debe cargar la losa con encofrados, este se limpia y traslada a la siguiente vivienda y este proceso se repite hasta llegar al número de pisos deseados.

Este tipo de viviendas no se enlucen, tan solo se procede a rellenar los canales que dejan los encofrados de pared y retirar el exceso de hormigón que se acumula en la unión de los tableros. Este procedimiento se hace tanto en la pared como en la losa.

### **11.2.1 Encofrados**

Es de vital importancia considerar el encofrado como una inversión a largo plazo que deberá ser amortizada con el número de veces que se utilice, este encofrado es comúnmente conocido como formaletas.

Las formaletas pueden ser de metal-madera, aluminio, plástico; si bien su diferencia radica en el peso, el procedimiento de uso es el mismo, son piezas individuales que se transportan y ensamblan formando un solo encofrado para paredes y losa.

Los elementos se conocen como: tableros de pared, esquineros, orilleros, tableros de losa, tapas, corbatas y seguros.

Se ha cotizado con la empresa Forza, la cual se detalla a continuación

#### **a. Tableros de pared y esquineros.**

Son tableros que conforman las paredes y sus dimensiones varían de 10 cm- 90 cm de ancho hasta 2,40m de alto a excepción de los antepechos que son de alturas menores.

#### **b. Orilleros**

Son elementos de forma L invertida, que conectan los tableros de la pared y esquineros con los tableros de losa, su altura es de 20cm y su ancho de 10cm.

**c. Tableros de losa**

Se conectan con los orilleros y conforman la losa. Usos: 1500

**d. Tapas**

Son elementos que se colocan en el contorno interior de puertas y ventanas.

**e. Corbatas**

Son platinas que atraviesan la pared, para evitar que el encofrado se abra, sus anchos varían según lo deseado. Al desencofrar estos elementos son retirados para su reutilización.  
Usos: 250 usos

**f. Seguros**

Accesorios que permiten la unión de cada tablero con otro en forma vertical y horizontal.

Usos: 250 usos

Para desmontarlo y preservarlo, es pintado con una mezcla de diésel con parafina antes de usarlo.



**Figura 11.1** Ecuador, Obras con Forsa Alum, vivienda de 1 piso.

**Fuente:** Forsa, 2016

### **11.3 Enchapados de Hormigón**

El proceso constructivo empieza por la cimentación, en el caso de los ejemplos propuestos se considera una losa maciza armada, en la cual se colocan chicotes de anclaje que van en las mallas de las hileras de bloque del primer piso. Se procede a cortar y colocar pedazos de tubo en los lugares de perímetro de las vigas, para poder dejar sin hormigón al momento de fundir, luego se procede a curar la losa.

Se procede a dejar un pedazo de 30cm sobre el perímetro de la losa por que primero se hacen las paredes, para al final colocar la malla con la capa de enchapado de hormigón.

Se procede a ubicar la mampostería del primer piso, la masilla tiene una dosificación de 1:3 para la pega de bloques.



**Figura 11.2** Ganchos de anclaje del bloque del sistema de enchape.

**Fuente:** Fernández, Paredes, 2010.

Los ganchos de anclaje tienen un diámetro de 4mm, estos servirán como conexión entre las paredes y la malla como muestra la Figura 11.2. Los ganchos son colocados en la masilla de unión de los bloques cada 50 cm horizontalmente y verticalmente. El proceso es este, al momento de colocar la masilla para la siguiente hilera, se debía ya colocar los ganchos para que queden agarrados entre los bloques. Los ganchos se doblan en uno de los extremos dejando el otro recto, para que al momento de colocar la malla poder doblar el otro gancho y doblar el agarre como lo indica la Figura 11.3.



**Figura 11.3** Proceso de colocación de los ganchos de anclaje.

**Fuente:** Fernández, Paredes, 2010.

En los planos estructurales (ANEXO) se muestran los detalles de la ubicación de los ganchos de anclaje por pared. Se continúa las hileras de bloques por el perímetro, se debe tener cuidado al llegar a la altura necesaria (2,40m) según eso se debe determinar si se alteran las dimensiones de los bloques.

Luego del armado de la mampostería se colocan los puntales metálicos necesarios en cada lado para soportar vigas metálicas que a su vez soportarán el encofrado de la losa.

Se usan tableros de 1,20x 0,6m para encofrar la losa.



**Figura 11.4** Instalación de vigas y puntales metálicos para fundición de losa.

**Fuente:** Fernández, Paredes, 2010.



**Figura 11.5** Instalación de tiras de encofrado para fundición de losa.

**Fuente:** Fernández, Paredes, 2010.

Se procede a armar la losa con las mallas electro soldadas y separadores de hormigón para darle el recubrimiento apropiado. Se colocan vigas de acople, uno en el sentido largo y otro en el corto, paso siguiente se coloca el encofrado.

Para la proyección de una segunda planta, se perforan a 10 cm de los laterales cada 30cm en todo el perímetro para poder pasar unos chicotes de conexión. Estos servirán para conectar las paredes de la planta baja con la losa, así como la pared de la planta alta en caso de una proyección. Estos chicotes están anclados en el armado de la losa como muestra la Figura 11.6



**Figura 11.6** Instalación de chicotes de conexión en armado de la losa para planta alta futura.

**Fuente, Autores:** Fernández, Paredes, 2010

Al fundir la losa:

La dosificación es de 1:2:3 al volumen, para esperar una hormigón de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . Se procede a tomar 9 probetas cilíndricas para el ensayo a compresión del hormigón armado. Las pruebas deben

ser realizadas a los 7, 14 y 28 días. De esta manera, se tiene una idea más real de la resistencia del hormigón para poder decidir si se puede desencofrar la losa. Hay que tener en cuenta que al fundir los chicotes de conexión de la Figura 11.7 queden a los 10cm que deben del perímetro.



**Figura 11.7** Fundición de losa de primer nivel.

**Fuente:** Fernández, Paredes, 2010

Se procede a curar la losa fundida, colocando fundas del cemento usadas y mojadas sobre la extensión de la losa.

**ENCHAPE MORTERO- MALLA ELECTROSOLDADA.**

Una vez cumplidos los 28 días de la fundición se volvió a los trabajos.

Se desencofro amabas losas ubicando puntales metálicos en cuatro puntos de la losa, los puntales deben ubicarse de tal manera que no obstaculicen la colocación del enchapado. Se procede a cortar, doblar y colocar la malla electro soldada en la cara interior de las paredes.

El proceso es el siguiente:

La malla se debe cortar de tal manera que los traslapes necesarios se logren. El doblar de la malla debe hacerse de manera que el acero longitudinal de la esquina de doblar quede dentro de los aceros transversales. Si no se cumple, la soldadura de la malla se rompería, liberando ese acero vertical.

La colocación debe hacerse siempre a 1,5cm de la cara de la pared. De esta manera, la malla queda centrada en el recubrimiento de 3 cm de hormigón de baja resistencia.

Se deben amarrar esta malla en distintos puntos: con la malla que quedo sobresalida en la losa de cimentación, con los ganchos de agarre con las paredes y en el caso de construir una segunda planta, se debe amarrar con los chicotes de conexión de la losa. Los ganchos que se habían dejado rectos en la Figura 11.3 ya se pueden doblar.



**Figura 11.8** Proceso de colocación de la malla electro soldada.

**Fuente:** Fernández, Paredes, 2010

### 11.3.1 Enlucido

Se comienza la primera capa de enlucido, el cual se dosifica 1:4, luego de cernir la arena mezclada con ripio y chispa a través de una malla de 1cm de abertura.

Una vez preparada la mezcla, se champearon todas las paredes de ambos pisos en una capa de 1,5 cm. De esta manera, se continúa con la capa final de las paredes y el paleteado de la misma hasta completar los 3 cm.



**Figura 11.9** Bloque y enchape con malla electrosoldada.

**Fuente, Autores:** Fernández, Paredes, 2010

# **CAPÍTULO 12**

## **PRESUPUESTO REFERENCIAL**

Uno de las variables a considerar para la elección de alternativa final es el factor económico, es decir el costo que generaría la construcción de la obra gris así como su tiempo de construcción.

Para realizar el análisis comparativo se obtuvo los costos de materiales y de mano de obra de cada sistema. Los precios de materiales fueron obtenidos de valores reales del mes de agosto del 2017 y para establecer los costos de manos de obra, se ha utilizado los precios unitarios de una empresa constructora.

En esta sección solo se considera los rubros que comprenden la ejecución de la obra en la parte estructural y de albañilería, sin considerar los acabos, instalaciones hidrosanitarias ni eléctricas.

## 12.1 Pórticos Resistentes a momentos

En la tabla XCIV, se muestra los materiales necesarios para su la ejecución de obra.

**Tabla XCIV.** Costo de materiales de edificación con PCRM.

<b>PCRM-MATERIALES</b>		
<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>
<b>CIMENTACION</b>		
Muros de hormigón ciclópeo	m3	\$ 139,41
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2 e=variable	m3	\$ 56,42
Cimientos de hormigón armado	m3	\$ 106,50
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	\$ 1,05
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m3	\$ 97,80
<b>ESTRUCTURAS</b>		

Hormigón premezclado con aditivo, bomba y transporte			
f'c= 280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$	121,25
f'c= 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$	97,80
f'c= 180 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$	85,00
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	\$	1,53
Malla electrosoldada 15x15x5cm	m <sup>2</sup>	\$	3,51
Malla electrosoldada 5,5x5,5x15cm	m <sup>2</sup>	\$	2,68
<b>MAMPOSTERIA</b>			
Paredes de Bloque e=0,10 m con enlucido	m <sup>2</sup>	\$	13,94
Paredes de Bloque e=0,15 m	m <sup>2</sup>	\$	5,63
Enlucido con mortero 1:6 paredes interiores	m <sup>3</sup>	\$	3,60
Mampostería bloque 10x20x40 mortero 1:6 e=2cm	m <sup>2</sup>	\$	6,04
Mampostería bloque 15x20x40 mortero 1:6 e=2cm	m <sup>2</sup>	\$	5,92
Resanados	m <sup>2</sup>	\$	0,50
Enlucido de losa incluye impermeabilización	m <sup>2</sup>	\$	10,17
Enlucido de paredes exteriores	m <sup>2</sup>	\$	4,80

**Fuente:** Precios vigentes del mercado

**Tabla XCV.** Costo de mano de obra de edificación con PCRM.

<b>PCRM- MANO DE OBRA</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio Unitario</b>	
<b>CIMENTACION</b>			
Excavación manual de plintos y cimientos	m <sup>3</sup>	\$	6,91
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$	7,29
Relleno y compactación de suelo natural	m <sup>3</sup>	\$	1,59
Replanteo de estructuras	m <sup>2</sup>	\$	0,27
<b>ESTRUCTURAS</b>			
Encofrado y desencofrado de cadenas	m <sup>2</sup>	\$	11,56
Encofrado y desencofrado de columnas	m <sup>2</sup>	\$	11,56
Encofrado y desencofrado de vigas	m <sup>2</sup>	\$	11,56
Encofrado y desencofrado de losas	m <sup>2</sup>	\$	11,56

Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m3	\$ 3,96
Hormigón simple en riostras	m3	\$ 14,93
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m3	\$ 4,50
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m3	\$ 5,76
Hormigón premezclado en losa con bomba	m3	\$ 4,69
Hormigón premezclado chispa con bomba	m3	\$ 5,64
Corte y colocación de varilla corrugada	kg	\$ 0,23
Corte y colocación de malla electrosoldada 4,5/15	m2	\$ 0,34
Corte y colocación de malla electrosoldada 5,5/15	m2	\$ 0,34
Timbrado de mampostería de bloque	ml	\$ 0,62
Timbrado de paredes portantes	ml	\$ 0,62
Mampostería bloque 15cm	m2	\$ 5,65
Picado y mampostería para instalaciones eléctricas y sanitarias	ml	\$ 0,59
Enlucido vertical mortero 1:6 paredes interiores	m2	\$ 3,90
Enlucido horizontal (losa) incluye impermeabilizante	m2	\$ 9,80
Resanado de columnas	m2	\$ 1,12
Resanado de vigas	m2	\$ 1,12
Resanado de paredes portantes	m2	\$ 0,77
Resanado de losa portante	m2	\$ 1,09
Suministro e instalación de Malla electrosoldada	m2	\$ 0,48
Enlucido vertical paredes exteriores	m2	\$ 5,22

**Fuente:** Precios unitarios de empresa constructora

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, obteniendo el volumen de materiales de los cuales se presentan en los siguientes recuadros.

**Tabla XCVI.** Cantidades para edificación con PCRM.

<b>VOLUMENES</b>	
<b>DESCRIPCION</b>	<b>U</b>
Excavación manual de plintos y cimientos	m3 253,90
Replanteo de Hormigón Simple $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$	m3 3,48
Relleno y compactación de suelo natural	m3 1,59
Replanteo de estructuras	m2 40,00
Encofrado y desencofrado de cadenas	m2 14,84
Encofrado y desencofrado de columnas	m2 105,60
Encofrado y desencofrado de vigas	m2 40,60
Encofrado y desencofrado de losas	m2 40,00
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m3 2,36
Hormigón simple en riostras	m3 0,74
Hormigón premezclado en losa con bomba	m3 40,00
Hormigón premezclado en vigas con bomba	m3 3,25
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m3 1,90
Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg 932,58
Malla electro soldada 5,5x5,5x15cm	m2 34,60
Mampostería bloque 10cm	m2 68,06
Picado y mampostería para instalaciones eléctricas y sanitarias	ml 4,56
Enlucido vertical mortero 1:4	m2 130,44
Enlucido horizontal (losa)	m2 40,00
Resanado de columnas	m2 105,60
Resanado de vigas	m2 40,60

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XCVII.** Presupuesto referencial mano de obra para edificación con PCRM.

<b>MANO DE OBRA</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Volumen (m3)</b>	<b>Costo Total</b>
<b>CIMENTACION</b>				
Excavación manual de plintos y cimientos	m3	\$ 4,25	253,90	1079,093594
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	\$ 7,29	3,48	\$ 25,34
Relleno y compactación de suelo natural	m3	\$ 5,91	1,59	\$ 9,40
Replanteo de estructuras	m2	\$ 0,73	40,00	\$ 29,20
<b>SUB</b>				\$ 1.143,03
<b>ESTRUCTURAS</b>				
Encofrado y desencofrado de cadenas	m2	\$ 1,12	14,84	\$ 171,49
Encofrado y desencofrado de columnas	m2	\$ 1,12	105,60	\$ 1.220,74
Encofrado y desencofrado de vigas	m2	\$ 1,12	40,60	\$ 469,34
Encofrado y desencofrado de losas	m2	\$ 2,20	40,00	\$ 462,40
Hormigon premezclado en cimentación con bomba	m3	\$ 3,96	2,36	\$ 9,36
Hormigon simple en riostras	m3	\$ 14,93	0,742	\$ 11,07
Hormigon premezclado en columnas con bomba	m3	\$ 5,76	1,90	\$ 10,93
Hormigon premezclado en losa con bomba	m3	\$ 4,69	40,00	\$ 187,60
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	\$ 0,23	932,58	\$ 214,49
Malla electrosoldada 5,5x5,5x15cm area= 15m2	m2	\$ 0,34	34,6	\$ 11,76
Timbrado de mampostera de bloque	ml	\$ 0,62	68,06	\$ 42,47
Mampostería bloque de 15 cm	m2	\$ 5,65	68,06	\$ 384,54
Enlucido vertical c paredes exteriores	m2	\$ 5,22	68,06	\$ 355,27
Enlucido vertical paredes interiores	m2	\$ 3,90	68,06	\$ 265,43
Enlucido horizontal	m2	\$ 9,80	40	\$ 392,00
Resanado de columnas	m2	1,12	105,6	\$ 118,27
<b>SUB</b>				\$ 4.327,17

<b>PROTECCION ARMADO SEGUNDO PISO</b>				-
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2 e=1cm a cada cara	m3	\$ 7,29	1,900	\$ 13,85
Encofrado y desencofrado de paredes	m2	\$ 1,50	76,000	\$ 114,00
Enlucido interior	m2	\$ 2,60	38,00	\$ 98,80
<b>SUB</b>				\$ 226,65
<b>TOTAL</b>				<b>\$ 5.696,86</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XCVIII.** Presupuesto referencial materiales de obra para edificación con PCRM.

<b>MATERIALES</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>PU</b>	<b>Volumen</b>	<b>Costo Total</b>
<b>CIMENTACION</b>				
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	\$ 56,42	3,48	\$ 196,12
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m3	\$ 121,25	3,34	\$ 404,98
Hormigón simple en riostras	m3	\$ 97,80	0,74	\$ 72,57
<b>SUB</b>				\$ 673,66
<b>ESTRUCTURAS</b>				
Hormigón premezclado en columnas con bomba	m3	\$ 121,25	1,90	\$ 230,07
Hormigón premezclado en losa con bomba	m3	\$ 121,25	3,22	\$ 389,94
Malla electrosoldada 5,5x5,5x15cm	m2	\$ 3,51	34,60	\$ 121,45
Acero de refuerzo	kg	\$ 1,53	932,58	\$ 1.426,85
Timbrado de mampostería de bloque	ml	\$ 0,62	68,06	\$ 42,47
Mampostería bloque de 15 cm	m2	\$ 5,63	68,06	\$ 383,18
Enlucido vertical paredes interiores	m2	\$ 3,60	68,06	\$ 245,02
Enlucido de losa incluye impermeabilizante	m2	\$ 10,17	40	\$ 406,80

Resanado de columnas	m2	\$	105,6	\$
		0,50		52,80
Enlucido vertical paredes exteriores	m2	\$	68,06	\$
		4,80		326,69
<b>SUB</b>				\$
				3.625,26
<b>PROTECCION ARMADO SEGUNDO</b>				
<b>PISO</b>				
Replanteo de Hormigón Simple f'c=	m3	\$	0,34	\$
140 kg/cm2		56,42		19,18
Encofrado y desencofrado de paredes	m2	\$	5,50	\$
		4,53		24,92
Enlucido interior	m2	\$	5,50	\$
		3,60		19,80
<b>SUB</b>				\$
				63,90
<b>TOTAL</b>				\$
				<b>4.362,81</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla XCIX.** Presupuesto referencial de encofrados para edificación con PCRM.

<b>ENCOFRADOS</b>	
<b>m2</b>	<b>COSTO TOTAL</b>
201,04	\$ 904,68

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

## 12.2 Muros Portantes de Hormigón

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, obteniendo el volumen de materiales de los cuales se presentan en los siguientes recuadros.

En la tabla C, se muestra el presupuesto referencial de materiales para la ejecución de obra sin incluir el encofrado.

**Tabla C.** Presupuesto referencial de materiales para edificación con Muros Portantes.

<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>PU</b>	<b>Volumen</b>	<b>Costo Total</b>	
<b>CIMENTACION</b>					
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$ 56,41	1,92	\$ 108,33	
Hormigón premezclado en cimentación con bomba	m <sup>3</sup>	\$ 97,80	4,56	\$ 446,36	
<b>SUB</b>				\$ 554,69	
<b>ESTRUCTURAS</b>					
Hormigón premezclado con bomba (180 kg/cm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	\$ 85,00	6,37	\$ 541,50	
Malla electrosoldada 5,5x5,5x15cm	m <sup>2</sup>	\$ 2,68	76,28	\$ 204,43	
Malla electrosoldada phi 7mm /10cm	m <sup>3</sup>	\$ 3,51	38,18	\$ 134,00	
Fabricación y colocación de separadores para pared portante	u	\$ 0,08	424,00	\$ 33,92	
Resanado de paredes portantes	m <sup>2</sup>	\$ 0,58	36,38	\$ 21,10	
Resanado de losa portante	m <sup>2</sup>	\$ 0,58	38,400	\$ 22,27	
Acero de refuerzo	kg	\$ 1,90	188,09	\$ 357,37	
<b>SUB</b>				\$ 1.314,60	
<b>PROTECCION ARMADO 2 PISO</b>					
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm <sup>2</sup> e=variable	m <sup>3</sup>	\$ 56,41	1,9	\$ 107,20	
Encofrado y desencofrado de paredes	m <sup>2</sup>	\$ 4,53	76,00	\$ 344,28	
Enlucido interior	m <sup>2</sup>	\$ 3,60	38,00	\$ 136,80	
<b>SUB</b>				\$ 588,28	
<b>TOTAL</b>				<b>\$ 2.457,56</b>	

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla CI.** Presupuesto referencial de mano de obra para edificación con Muros Portantes.

<b>MANO DE OBRA</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>PU</b>	<b>Volumen</b>	<b>Costo Total</b>
<b>CIMENTACION</b>				
Excavación manual de plintos y cimientos	m3	\$ 6,9	9,60	\$ 66,36
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	\$ 7,2	1,92	\$ 14,00
Replanteo de estructuras	m2	\$ 0,2	38,400	\$ 10,37
<b>SUB</b>				\$ 90,73
<b>ESTRUCTURAS</b>		\$		-
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m2	\$ 1,8	75,840	\$ 143,34
Encofrado y desencofrado de losa portante	m2	\$ 1,8	38,400	\$ 72,50
Hormigon premezclado en cimentación con bomba	m3	\$ 3,9	4,56	\$ 18,00
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	\$ 1,5	188,09	\$ 295,34
Malla electrosoldada 5,5x5,5x15cm	m2	\$ 0,3	38,18	\$ 12,95
Timbrado de mampostería de bloque	ml	\$ 0,6	75,840	\$ 47,30
Resanado de paredes portantes	m2	\$ 0,7	36,380	\$ 27,97
Resanado de losa portantes	m2	\$ 0,7	38,400	\$ 29,40
Malla electrosoldada 7x10cm	m2	\$ 0,3	38,178	\$ 12,95
<b>SUB</b>				\$ 660,01
<b>PROTECCION ARMADO</b>				-
<b>SEGUNDO PISO</b>				
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	\$ 7,2	1,900	\$ 13,80
Encofrado y desencofrado de paredes	m2	\$ 1,5	76,000	\$ 114,00
Enlucido interior	m2	\$ 2,6	38,00	\$ 98,80
<b>SUB</b>				\$ 226,60
<b>TOTAL</b>				<b>\$ 977,36</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla CII.** Presupuesto referencial de encofrado para edificación con Muros Portantes.

<b>ENCOFRADOS- FORSA ALUM</b>						
	Und	Cant	Peso(kg)	Valor unit/und	Valor Total	
<b>Tablero de pared estándar</b>	m2	75,84	27,8	\$ 151,30	\$	11.474,29
<b>Esquineros Interiores de Pared</b>	ml	2,50	7,69	\$ 112,99	\$	282,48
<b>Esquineros Exteriores de Pared</b>	ml	2,00	4,15	\$ 23,70	\$	47,39
<b>Tapa para Pared = 8cm</b>	ml	0,50	6,8	\$ 145,36	\$	72,68
<b>Orilleros Longitudinales</b>	ml	3,00	11,77	\$ 110,66	\$	331,97
<b>Orilleros esquineros Internos</b>	ml	2,00	11,77	\$ 110,66	\$	221,31
<b>Orilleros esquineros Externos</b>	ml	1,00	11,77	\$ 110,66	\$	110,66
<b>Tablero de losa</b>	m2	38,40	27,8	\$ 147,26	\$	5.654,94
<b>Seguros Helicoidales</b>	und	424,00	0,37	\$ 2,46	\$	1.044,74
<b>Corbatas para pared de 12cm</b>	und	300,00	0,16	\$ 2,80	\$	840,00
<b>Porta alineadores</b>	und	8,00	0,49	\$ 8,18	\$	65,41
<b>Alineadores de 680x240</b>	und	10,00	7,712	\$ 32,14	\$	321,44
<b>TOTAL</b>						<b>\$ 20.467,30</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

### 12.3 Muros Enchapados

A partir del diseño estructural se han elaborado los planos correspondientes y sus planillas de acero, obteniendo el volumen de materiales de los cuales se presentan en los siguientes recuadros.

En la tabla CIII, se muestra el presupuesto referencial de materiales para la ejecución de obra sin incluir el encofrado.

**Tabla CIII.** Presupuesto referencial de materiales para edificación con Muros Enchapados.

<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>PU</b>	<b>Volumen</b>	<b>Costo Total</b>	
<b>CIMENTACION</b>					
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	\$ 56,42	1,92	\$	108,33
Hormigon premezclado en cimentación con bomba f'c= 210 kg/cm2	m3	\$ 97,80	4,61	\$	446,36
<b>SUB</b>				\$	554,69
<b>ESTRUCTURAS</b>					
Hormigon premezclado losa con bomba f'c= 280 kg/cm2	m3	\$ 121,25	3,84	\$	541,50
Malla electro soldada 5,5x5,5x15cm	m2	\$ 2,68	38,40	\$	102,32
Malla electro soldada 7.0x100mm	m3	\$ 3,51	38,18	\$	134,01
Malla electro soldada 3.5x150mm	m2	\$ 2,06	226,080	\$	465,72
Acero de refuerzo	kg	\$ 1,90	239,99	\$	455,98
Enchapado de Pared de bloque 14x19x39cm incluye enlucido e=3cm en cara exterior-interior	m2	\$ 28,83	76,00	\$	2.191,08
Enlucido de losa incluye permeabilización	m2	\$ 10,17	38,400	\$	390,53
Enlucido de pisos	m2	\$ 2,15	38,40	\$	82,56
Malla electro soldada 3.5x150mm para bordes	m2	\$ 2,06	65,97	\$	135,90
<b>SUB</b>				\$	4.499,60
<b>PROTECCION ARMADO PA</b>					
Enlucido de paredes interiores	m2	\$ 3,60	33,07	\$	119,05
Pared cajonetas	m2	\$ 16,00	16,54	\$	264,64
<b>SUB</b>				\$	383,69
<b>TOTAL</b>				\$	<b>5.437,98</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

En la tabla CIV, se muestra el presupuesto referencial de mano de obra obtenida de una empresa constructora para la ejecución de obra sin incluir el encofrado.

**Tabla CIV.** Presupuesto referencial de mano de obra para edificación con Muros Enchapados.

<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>PU</b>	<b>Volumen</b>	<b>Costo Total</b>	
<b>CIMENTACION</b>					
Excavación manual de plintos y cimientos	m3	\$ 6,91	9,60	\$ 66,34	
Replanteo de Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	\$ 7,29	1,92	\$ 14,00	
Relleno y compactación de suelo natural	m3	\$ 1,59	1,92	\$ 3,05	
Replanteo de estructuras	m2	\$ 0,27	38,400	\$ 10,37	
<b>SUB</b>				\$ 93,75	
<b>ESTRUCTURAS</b>					
Hormigon premezclado en cimentación con bomba (210)	m3	\$ 3,96	4,612	\$ 18,26	
Hormigon premezclado en losa con bomba f'c= 280 kg/cm2	m3	\$ 4,69	3,840	\$ 18,01	
Corte y colocación de malla electro soldada 5,5/15	m2	\$ 0,10	38,400	\$ 3,84	
Corte y colocación de malla electro soldada 7/15	m2	\$ 0,10	38,180	\$ 3,82	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 (chicotes)	kg	\$ 1,57	239,991	\$ 376,79	
Enchapado de Pared de bloque 14x19x39cm incluye enlucido e=3cm en cara exterior-interior	m2	\$ 9,59	76,000	\$ 728,84	
Timbrado de mampostería de bloque	ml	\$ 0,62	36,380	\$ 22,70	
Encofrado y desencofrado de losa	m2	\$ 2,20	38,400	\$ 84,48	
Enlucido de pisos	m2	\$ 5,21	38,400	\$ 200,06	
<b>SUB</b>				\$ 1.456,8	
<b>PROTECCION ARMADO SEGUNDO PISO</b>					

Enlucido de paredes interiores	m2	\$	3,90	38,000	\$	148,20
Pared Cajonetas 39x19x14	m2	\$	4,02	38,00	\$	152,76
<b>SUB</b>					\$	300,96
<b>TOTAL</b>					\$	<b>394,71</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla CV.** Presupuesto referencial de encofrado para losa maciza

<b>ENCOFRADO LOSA</b>	
<b>m2</b>	<b>Costo Total</b>
<b>38</b>	<b>\$ 172,14</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

#### 12.4 Resumen de Costos

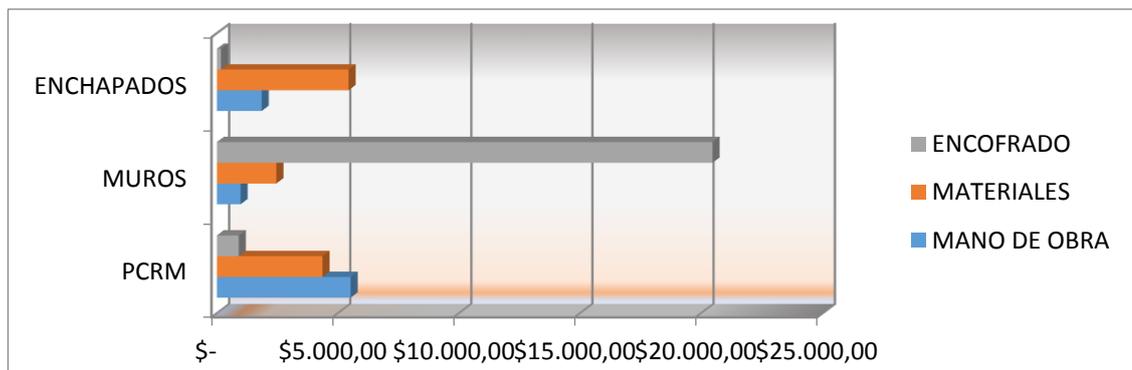
El valor de los materiales, mano de obra y encofrados para cada sistema estructural se encuentra detallado en la tabla CVI. Este costo está previsto para la ejecución de una sola vivienda.

**Tabla CVI.** Resumen de costos por sistema

		<b>PCRM</b>	<b>MUROS</b>	<b>ENCHAPADOS</b>
<b>1 vivienda</b>	MANO DE OBRA	\$ 5.696,86	\$ 977,36	\$ 1851,52
	MATERIALES	\$ 4.362,81	\$ 2.457,56	\$ 5.437,98
		\$ 10.059,67	\$ 3.434,92	\$ 7.289,49
	ENCOFRADO	\$ 904,68	\$ 20.467,30	\$ 172,14
<b>TOTAL POR VIVIENDA</b>		<b>\$ 10.964,35</b>	<b>\$ 23.902,22</b>	<b>\$ 7.461,63</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

Para realizar el análisis comparativo proyectamos la construcción de cincuenta viviendas, que corresponden al número máximo de usos del encofrado forsa alum antes de invertir en su mantenimiento. Se consideró este factor como limitante para decidir la cantidad de viviendas a construir, ya que los encofrados de los otros sistemas son de madera y son reemplazadas cada dos viviendas.



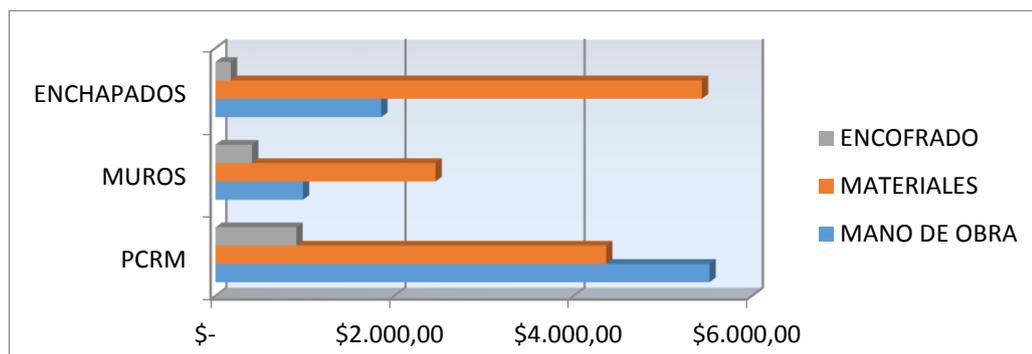
**Figura 12.1** Resumen de costos por sistema

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017

**Tabla CVII.** Resumen de costos por sistema proyección 50 viviendas

		PCRM	MUROS	ENCHAPADOS
<b>1 vivienda</b>	MANO DE OBRA	\$ 5.696,86	\$ 977,36	\$ 1851,52
	MATERIALES	\$ 4.362,81	\$ 2.457,56	\$ 5.437,98
		\$ 10.059,67	\$ 3.434,92	\$ 7.289,49
	ENCOFRADO	\$ 904,68	\$ 20.467,30	\$ 172,14
	<b>TOTAL POR VIVIENDA</b>	<b>\$ 10.964,35</b>	<b>\$ 23.902,22</b>	<b>\$ 7.461,63</b>
<b>50 viviendas</b>	ENCOFRADO	\$ 904,68	\$ 409,35	\$ 172,14
	<b>TOTAL POR VIVIENDA</b>	<b>\$ 10.964,35</b>	<b>\$ 3.844,26</b>	<b>\$ 7.461,63</b>

Fuente: Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 12.2.** Resumen de costos por sistema proyección 50 viviendas

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

## 12.5 Cronograma

En el gráfico se puede observar los diferentes rubros constructivos de los proyectos y las semejanzas y diferencias entre cada sistema. Se desarrolló una duración estimada según los rendimientos por rubro. Para la primera alternativa se tiene una duración de 107,5 días para la segunda alternativa se prevé una duración de 31 días y finalmente para la tercera alternativa 75 días laborales por vivienda.

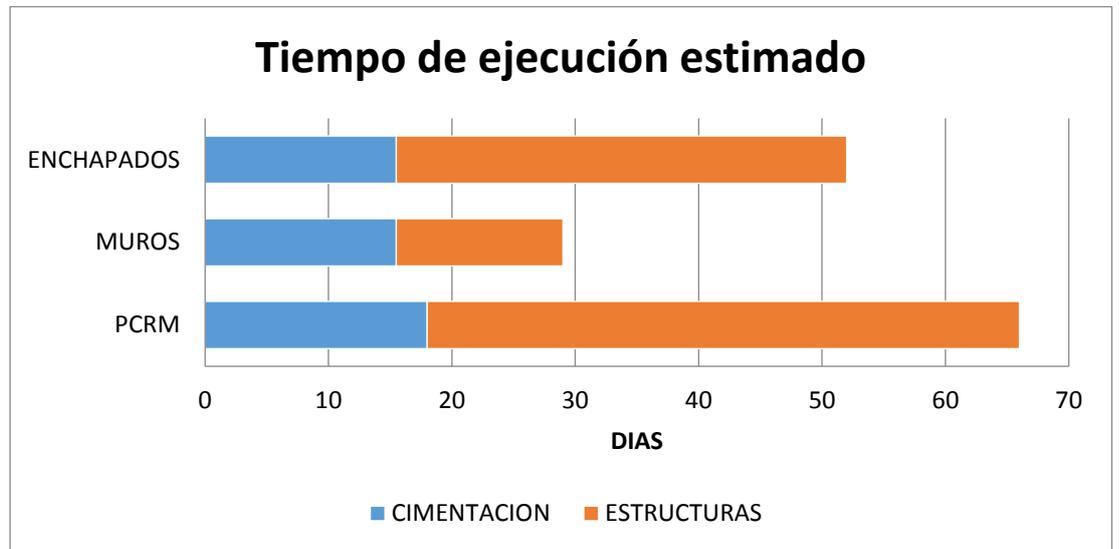
En la tabla CVIII se muestra la duración por rubro y sistema constructivo a manera de resumen.

**Tabla CVIII.** Resumen de duración de rubro constructivos por sistema, incluye cimentación y estructurales.

PCRM		MUROS PORTANTES		ENCHAPADOS	
RUBRO	DIAS	RUBRO	DIAS	RUBRO	DIAS
Replanteo	3	Replanteo	3	Replanteo	3
Excavación	3	Excavación	3	Excavación	3
Relleno y compactación de suelo	2	Relleno y compactación de suelo	5	Relleno y compactación de suelo	5
Replanteo cimentación	1	Replanteo	1	Replanteo	1
Armadura de cimentación	0,5	Armadura de cimentación	0,5	Armadura de cimentación	0,5

<b>Armadura de columnas</b>	2	Hormigón en cimentación	3	Hormigón en cimentación	3
<b>Armadura de riostras</b>	0,5				
<b>Encofrado de riostras</b>	0,5				
<b>Hormigón en cimentación</b>	3				
<b>Encofrado de columnas</b>	1,5				
<b>Encofrado de losa de piso</b>	1				
<b>Fundición losa de piso</b>	3				
<b>Desencofrado de losa</b>	1,5				
<b>Hormigon en columnas</b>	1				
<b>Desencofrado de columnas</b>	0,5				
<b>Encofrado de losa PA</b>	3				
<b>Armadura de vigas</b>	1				
<b>Encofrado de vigas</b>	1,5	Timbrado de paredes portantes	0,5	Timbrado de paredes	0,5
<b>Timbrado de losa alivianada</b>	1	Armadura de paredes	1	Enchapados	10
<b>Armadura de losa</b>	2	Encofrado de paredes y losa	1	Encofrado de losa	3
<b>Hormigon en losa y vigas</b>	3	Armadura de losa	1	Armadura de losa	2
<b>Desencofrado de losa y vigas</b>	3	Hormigón en paredes y losa	1	Hormigón en losa	3
<b>Resanado de columnas</b>	2	Desencofrado de paredes y losa	1	Desencofrado de losa	4
<b>Resanado de losa y vigas</b>	3				
<b>Timbrado mampostería de bloque</b>	2				
<b>Mampostería de bloque</b>	8	Resanado de paredes	3	Enlucido de paredes	6
<b>Picado para instalaciones</b>	2	Resanado de losa	3	Resanado de paredes	3
<b>Enlucido Vertical</b>	6	Picado para instalaciones	2	Resanado de losa	3
<b>Enlucido Horizontal</b>	2			Picado para instalaciones	2
	<b>63,5</b>		<b>29</b>		<b>52</b>

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017



**Figura 12.3.** Resumen de tiempos de ejecución.

**Fuente:** Grijalva, R., Molina, L., 2017

# **CAPÍTULO 13**

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### 13.1 Conclusiones

1. Los tres sistemas son igualmente confiables y buenos ante la acción de cargas verticales.
2. Para ser considerada vivienda de ayuda social el precio debe ser menor a 20000 dólares americanos, precio que los tres sistemas cumplen haciéndolos elegibles para su implementación.
3. El sistema de paredes portantes es superior, estructuralmente hablando ya que aporta más resistencia y rigidez a la vivienda.
4. Al realizarse un análisis dinámico se obtendrán resultados menores y más reales que los obtenidos por el método estático equivalente.
5. En el caso de todo tipo de muros se debe considerar un Mesh adecuado de tal manera que toda la estructura funcione como conjunto sin llegar a generar un modelo muy pesado.

Al analizar la construcción de una vivienda se tiene:

6. En cuanto al costo de materiales se puede notar la mano de obra más económica es el sistema de muros portantes, seguida de enchapados con un incremento del 89% y por último la más costosa con un incremento del 465% el sistema convencional conocido como PCRM.
7. Con respecto a la mano de obra necesaria para la vivienda se puede observar un ligero cambio, siendo la más económica el sistema de muros portantes, seguida de los PCRM con un incremento del 77% y se posiciona los enchapados como la alternativa más costosa con un incremento del 121%.
8. El costo de equipos de encofrados es un factor clave en la elección de alternativas, ya que se notó el exuberante incremento del 11789% en el sistema de muros portantes. El encofrado implica una inversión del 86% del costo total de la vivienda en este sistema. Razón por la cual, aunque es la alternativa más económica y con menor tiempo de

ejecución solo se justificaría como la alternativa ganadora si se planea una *construcción masiva de viviendas* enfocada a ayudar a una población por mucho mayor.

9. Los usos previstos para este encofrado de aluminio son de 50 veces, es decir se podrá construir 50 viviendas sin realizar inversión en su mantenimiento.
10. El tiempo de ejecución menor lo tienen los muros portantes con 29 días para obtener la obra gris, seguida de los enchapados con 52 días para finalizar con las construcciones convencionales de PCRM con 66 días.
11. Los rubros difieren de un sistema a otro notablemente, ya que para el sistema aporticado, es necesario rubros de construcción como mamposterías y enlucidos; los cuales en el sistema de paredes portantes de hormigón no se requieren. De la misma manera, en los muros enchapados no se requiere encofrado pero si rubros de enlucido, mampostería y resane.
12. Se concluye que para la construcción masiva, como los proyectos actualmente en boga, el sistema de paredes portantes de hormigón es estructuralmente mayor, menor tiempo de ejecución, menor mano de obra y menor costo total. En su defecto, para la construcción de una sola vivienda se plantea la elección de muros enchapados por ser la más económica en estos tres aspectos y competente en cuanto a resistencia estructural

## **13.2 Recomendaciones**

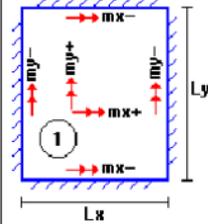
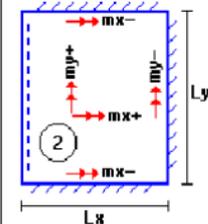
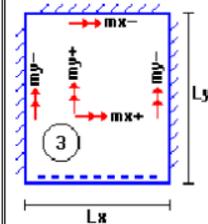
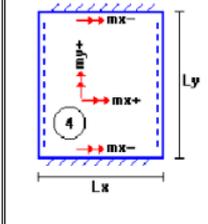
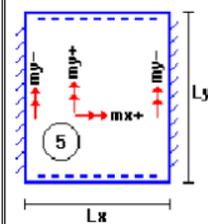
1. Como medida de seguridad al momento de modelar muros con alma de mampostería de alma hueca, que no se considere el brazo de palanca que genera el alma hueca de manera que se logre un diseño más conservador.

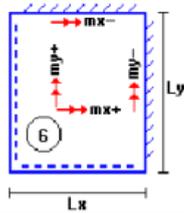
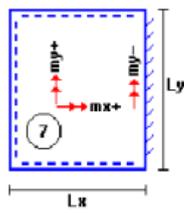
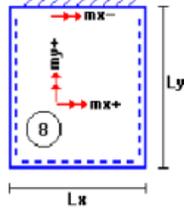
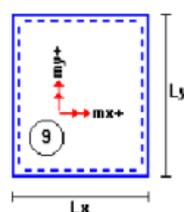
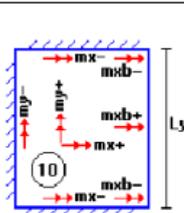
2. En el sistema aporticado se debe considerar la distribución de paredes para acercarse al real comportamiento del pórtico
3. Para la concepción de todo proyecto se debe realizar la curva valorada para tener una real visualización y comprensión del proyecto por etapas y de manera global.
4. La mano de obra requerida para los tres sistemas constructivos debe de ser calificada y estar bajo el permanente control del profesional encargado para que se cumplan con los requerimientos.
5. La concientización de las consideraciones ingenieriles sismo resistentes en construcciones futuras debido al alto riesgo sísmico del Ecuador.

# **ANEXOS**

## ANEXO A

### COEFICIENTES PARA DISEÑO DE LOSA

LOSA	FÓRMULA	COE F.	LX / LY						
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	147	178	211	244	273	293	
		$m_{y-}$	512	587	664	736	794	829	
		$m_{y+}$	214	257	303	347	386	411	
		$m_{x-}$	512	538	556	563	563	563	
		$m_{x+}$	214	214	214	214	214	214	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	186	239	304	379	460	536	
		$m_{y-}$	549	652	772	903	1030	1150	
		$m_{y+}$	225	286	359	443	532	613	
		$m_{x-}$	611	669	721	762	788	795	
		$m_{x+}$	269	282	287	287	287	287	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	186	213	241	266	286	298	
		$m_{y-}$	611	673	732	782	819	838	
		$m_{y+}$	269	306	343	376	402	418	
		$m_{x-}$	549	561	566	566	566	566	
		$m_{x+}$	225	225	225	225	225	225	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	222	301	410	557	748	976	
		$m_{y+}$	217	287	382	508	666	850	
		$m_{x-}$	697	795	900	1010	1100	1180	
		$m_{x+}$	319	353	385	408	414	414	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	222	243	264	281	294	301	
		$m_{y-}$	697	742	781	813	834	842	
		$m_{y+}$	319	348	374	397	413	422	
		$m_{x+}$	217	217	217	217	217	217	

LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	254	309	371	438	504	561
		$m_{y-}$	691	791	897	1010	1100	1180
		$m_{y+}$	306	367	435	508	579	641
		$m_{x-}$	691	731	764	786	797	797
		$m_{x+}$	306	306	306	306	306	306
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	329	380	433	487	538	581
		$m_{y-}$	836	920	1000	1090	1160	1210
		$m_{y+}$	391	446	504	562	617	661
		$m_{x+}$	318	318	318	318	318	318
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	329	424	546	698	879	1079
		$m_{y+}$	318	400	502	628	774	932
		$m_{x-}$	836	923	1010	1090	1160	1200
		$m_{x+}$	391	414	430	433	433	433
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	468	571	694	838	999	1167
		$m_{y+}$	443	528	629	744	871	1000
		$m_{x+}$	443	449	449	449	449	449
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	324	487	757	1216	2018	3421
		$m_{y-}$	562	692	872	1130	1500	2060
		$m_{y+}$	143	170	202	237	269	281
		$m_{x-}$	696	805	936	1090	1260	1450
		$m_{xb-}$	909	1120	1390	1750	2230	2810
		$m_{x+}$	330	377	429	483	531	531
		$m_{xb+}$	434	524	635	767	910	1030

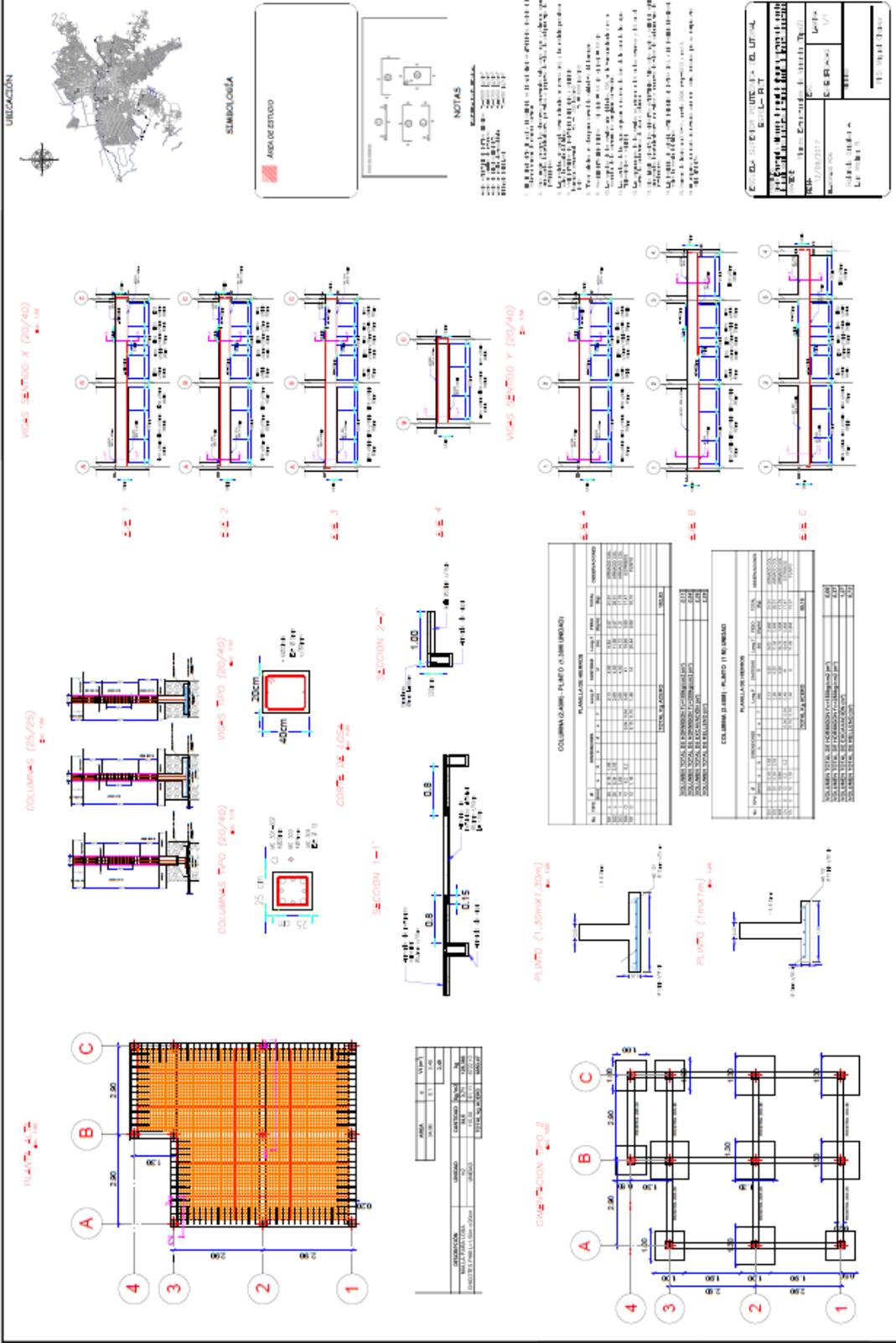
LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	324	325	325	325	325	325
	$m_{y-}$	696	734	769	798	820	832	
	$m_{yb-}$	909	911	911	911	911	911	
	$m_{y+}$	330	353	374	393	408	417	
	$m_{yb+}$	434	439	440	440	440	440	
	$m_{x-}$	562	563	563	563	563	563	
	$m_{x+}$	143	147	149	150	151	151	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	617	895	1325	2002	3070	4725
	$m_{y-}$	795	973	1210	1540	1980	2570	
	$m_{y+}$	196	227	260	292	309	295	
	$m_{x-}$	898	1010	1150	1290	1430	1570	
	$m_{xb-}$	1310	1560	1890	2280	2740	3250	
	$m_{x+}$	459	508	556	596	612	612	

	$M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{xb+}$	661	769	889	1010	1110	1140	
	d	617	640	657	667	672	672		
	$m_{y-}$	898	968	1040	1110	1160	1210		
	$m_{yb-}$	1310	1330	1350	1360	1370	1370		
	$m_{y+}$	459	504	549	593	635	669		
	$m_{yb+}$	661	689	711	725	732	734		
	$m_{x-}$	795	799	802	802	802	802		
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	1196	1639	2270	3170	4440	6188	
	$m_{y-}$	1170	1410	1700	2070	2530	3090		
	$m_{y+}$	269	298	324	337	337	337		
	$m_{x+}$	605	640	661	661	661	661		
	$m_{xb+}$	949	1050	1140	1210	1220	1220		
		$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d	1196	1303	1404	1492	1561	1607
		$m_{y+}$	605	692	785	884	985	1080	
$m_{yb+}$		949	1040	1120	1190	1250	1290		
$m_{x-}$		1170	1200	1220	1230	1230	1230		
$m_{x+}$		269	290	310	323	332	336		

LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
<p>16</p>	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	d m <sub>y+</sub> m <sub>x+</sub> m <sub>xb+</sub>	1372 343 821 1090	1970 408 932 1270	2911 491 1060 1480	4448 592 1200 1720	7076 713 1370 2000	---- 855 1530 2300
<p>17</p>	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m <sub>y+</sub> m <sub>yb+</sub> m <sub>x+</sub>	1372 821 1090 343	1439 884 1150 352	1501 950 1200 358	1553 1020 1240 362	1594 1080 1280 365	1620 1150 1300 366
<p>18</p>	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	d m <sub>y-</sub> m <sub>yb-</sub> m <sub>x-</sub> m <sub>xb-</sub>	4697 1440 2970 1440 2970	5733 1680 3310 1500 3240	6973 1990 3670 1570 3520	8415 2380 4050 1640 3780	---- 2860 4420 1700 4000	---- 3430 4760 1740 4150







UBICACIÓN



SIMBOLOGÍA

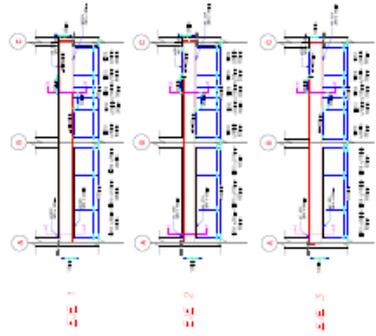


NOTAS

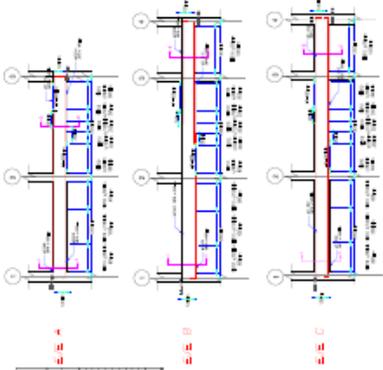
1. Este plano muestra el detalle de la losa de concreto armado para el nivel de piso terminado.
2. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las columnas.
3. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas.
4. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas secundarias.
5. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas terciarias.
6. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas cuaternarias.
7. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas quíntimas.
8. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas sextimas.
9. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas séptimas.
10. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas octavas.
11. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas novenas.
12. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas décimas.
13. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas undécimas.
14. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas duodécimas.
15. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas treceavas.
16. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas catorceavas.
17. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas quinceavas.
18. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas dieciséisavas.
19. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas diecisieteavas.
20. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas dieciochoavas.
21. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas dieinueveavas.
22. Verificar el espesor de la losa de concreto armado en los apoyos de las vigas veinteavas.

<b>PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL LITONAL</b> C/ Los Ríos, 100 - 28010 Madrid (España)	
CLIENTE: <b>INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CANTABRIA</b> DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO	FECHA: 12/03/2017 ESCALA: 1:100
AUTOR: <b>ING. JOSÉ LUIS GARCÍA GÓMEZ</b> INGENIERO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO	COLABORADOR: <b>ING. JOSÉ LUIS GARCÍA GÓMEZ</b> INGENIERO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO
TÍTULO: <b>PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL LITONAL</b>	FOLIO: 10 DE 10

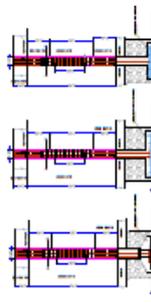
VIGAS SECCIÓN X (20/40)



VIGAS SECCIÓN Y (20/40)



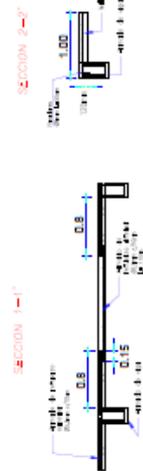
COLUMNAS (25/25)



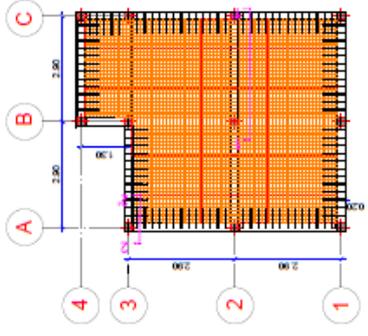
COLUMNAS TIPO (20/40)



CORTE DE LOSA

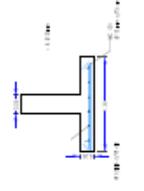


PLANTA 2.º

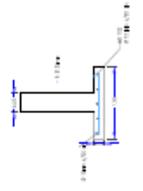


DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VOLUMEN
CONCRETO	1.30	m <sup>3</sup>	1.30
ACERO	1.10	t	1.10
TOTAL			

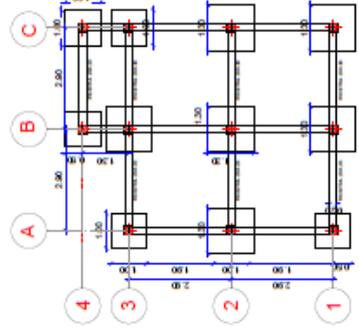
PLANTA (1.30mx1.30m)



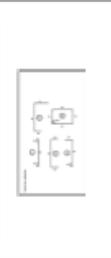
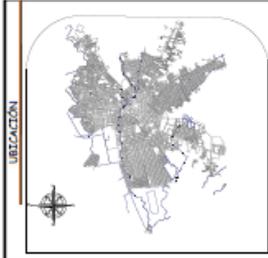
PLANTA (1.30mx1.30m)



CONEXIÓN TIPO 2



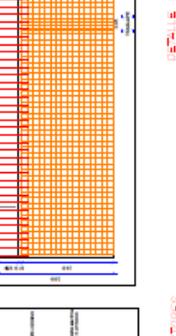
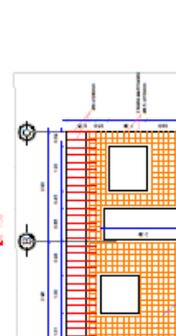
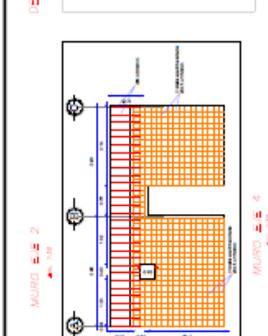
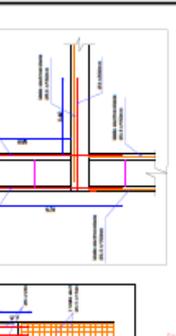
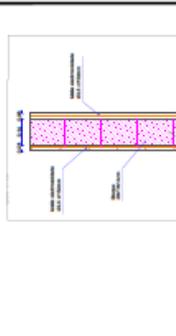
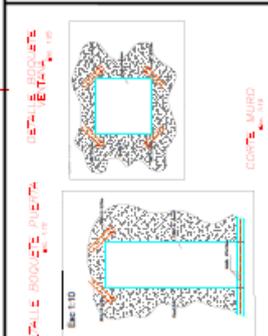




**NOTAS**

1. El presente proyecto se elabora en cumplimiento de las normas vigentes.
2. Se ha considerado un coeficiente de seguridad de 1.5.
3. Se ha considerado un coeficiente de fricción de 0.4.
4. Se ha considerado un coeficiente de adherencia de 0.3.
5. Se ha considerado un coeficiente de rozamiento de 0.2.
6. Se ha considerado un coeficiente de resistencia de 0.1.

**ELABORADO POR: ELIUDERICO**  
**REVISADO POR: ELIUDERICO**  
**PROYECTO: MUROS DE CONCRETO ARMADO**  
**FECHA: 15/05/2023**  
**ESCALA: 1:50**  
**CONTEO: 1/1**  
**PROYECTO: MUROS DE CONCRETO ARMADO**  
**FECHA: 15/05/2023**  
**ESCALA: 1:50**  
**CONTEO: 1/1**



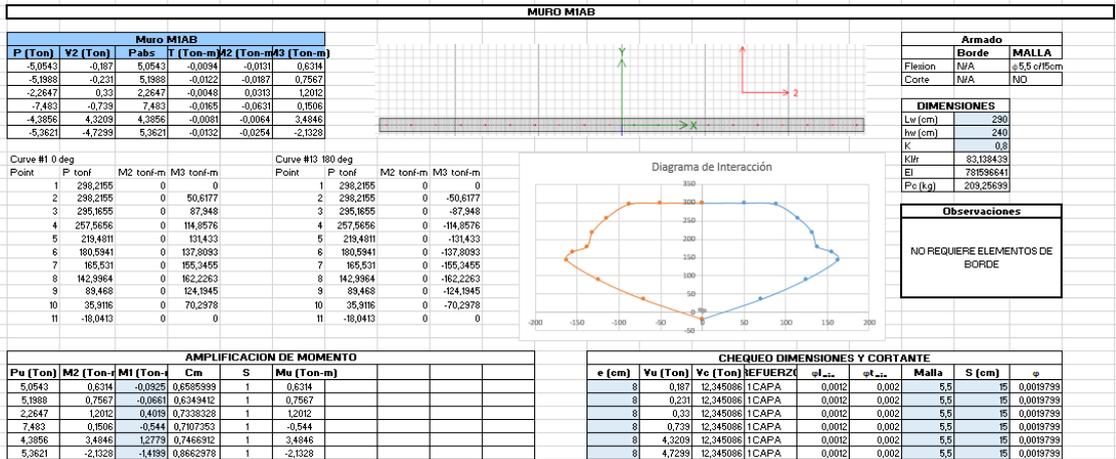
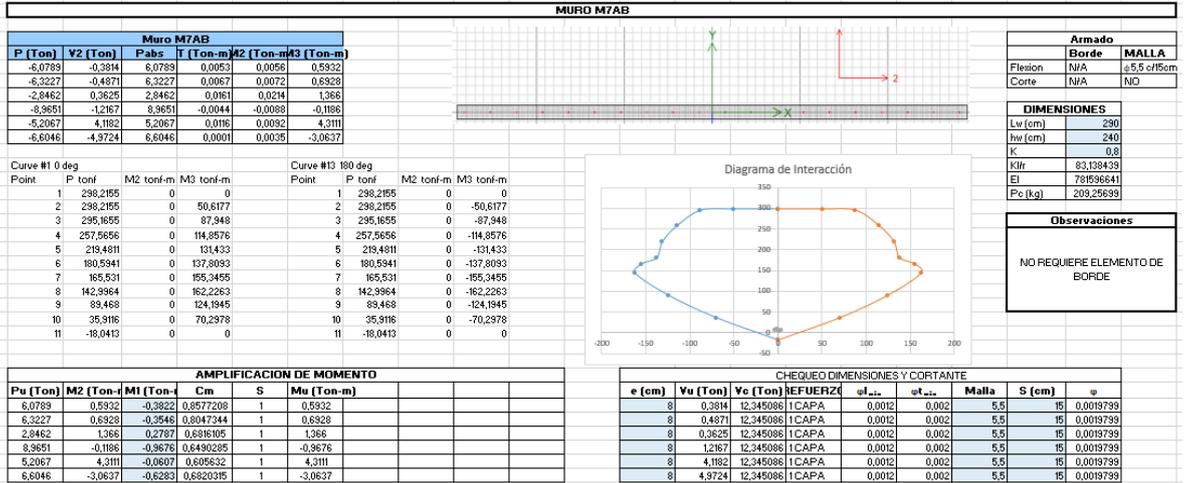
**PLANTA DE HERRIOS**

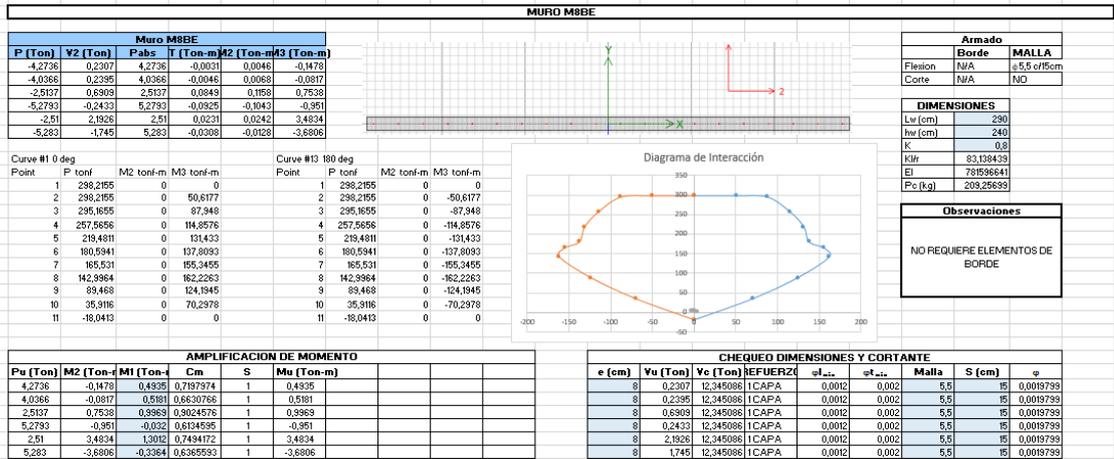
NO.	TIPO	Ø	LONG.	CANTIDAD	LONG. T.	PIED.	TOTAL	COMENTARIOS
1	Ø 10	10	1.00	10	10	10	10	
2	Ø 12	12	1.00	10	10	10	10	
3	Ø 14	14	1.00	10	10	10	10	
4	Ø 16	16	1.00	10	10	10	10	
5	Ø 18	18	1.00	10	10	10	10	
6	Ø 20	20	1.00	10	10	10	10	
7	Ø 22	22	1.00	10	10	10	10	
8	Ø 24	24	1.00	10	10	10	10	
9	Ø 26	26	1.00	10	10	10	10	
10	Ø 28	28	1.00	10	10	10	10	
11	Ø 30	30	1.00	10	10	10	10	
12	Ø 32	32	1.00	10	10	10	10	
13	Ø 34	34	1.00	10	10	10	10	
14	Ø 36	36	1.00	10	10	10	10	
15	Ø 38	38	1.00	10	10	10	10	
16	Ø 40	40	1.00	10	10	10	10	
17	Ø 42	42	1.00	10	10	10	10	
18	Ø 44	44	1.00	10	10	10	10	
19	Ø 46	46	1.00	10	10	10	10	
20	Ø 48	48	1.00	10	10	10	10	
21	Ø 50	50	1.00	10	10	10	10	
22	Ø 52	52	1.00	10	10	10	10	
23	Ø 54	54	1.00	10	10	10	10	
24	Ø 56	56	1.00	10	10	10	10	
25	Ø 58	58	1.00	10	10	10	10	
26	Ø 60	60	1.00	10	10	10	10	
27	Ø 62	62	1.00	10	10	10	10	
28	Ø 64	64	1.00	10	10	10	10	
29	Ø 66	66	1.00	10	10	10	10	
30	Ø 68	68	1.00	10	10	10	10	
31	Ø 70	70	1.00	10	10	10	10	
32	Ø 72	72	1.00	10	10	10	10	
33	Ø 74	74	1.00	10	10	10	10	
34	Ø 76	76	1.00	10	10	10	10	
35	Ø 78	78	1.00	10	10	10	10	
36	Ø 80	80	1.00	10	10	10	10	
37	Ø 82	82	1.00	10	10	10	10	
38	Ø 84	84	1.00	10	10	10	10	
39	Ø 86	86	1.00	10	10	10	10	
40	Ø 88	88	1.00	10	10	10	10	
41	Ø 90	90	1.00	10	10	10	10	
42	Ø 92	92	1.00	10	10	10	10	
43	Ø 94	94	1.00	10	10	10	10	
44	Ø 96	96	1.00	10	10	10	10	
45	Ø 98	98	1.00	10	10	10	10	
46	Ø 100	100	1.00	10	10	10	10	
47	Ø 102	102	1.00	10	10	10	10	
48	Ø 104	104	1.00	10	10	10	10	
49	Ø 106	106	1.00	10	10	10	10	
50	Ø 108	108	1.00	10	10	10	10	
51	Ø 110	110	1.00	10	10	10	10	
52	Ø 112	112	1.00	10	10	10	10	
53	Ø 114	114	1.00	10	10	10	10	
54	Ø 116	116	1.00	10	10	10	10	
55	Ø 118	118	1.00	10	10	10	10	
56	Ø 120	120	1.00	10	10	10	10	
57	Ø 122	122	1.00	10	10	10	10	
58	Ø 124	124	1.00	10	10	10	10	
59	Ø 126	126	1.00	10	10	10	10	
60	Ø 128	128	1.00	10	10	10	10	
61	Ø 130	130	1.00	10	10	10	10	
62	Ø 132	132	1.00	10	10	10	10	
63	Ø 134	134	1.00	10	10	10	10	
64	Ø 136	136	1.00	10	10	10	10	
65	Ø 138	138	1.00	10	10	10	10	
66	Ø 140	140	1.00	10	10	10	10	
67	Ø 142	142	1.00	10	10	10	10	
68	Ø 144	144	1.00	10	10	10	10	
69	Ø 146	146	1.00	10	10	10	10	
70	Ø 148	148	1.00	10	10	10	10	
71	Ø 150	150	1.00	10	10	10	10	
72	Ø 152	152	1.00	10	10	10	10	
73	Ø 154	154	1.00	10	10	10	10	
74	Ø 156	156	1.00	10	10	10	10	
75	Ø 158	158	1.00	10	10	10	10	
76	Ø 160	160	1.00	10	10	10	10	
77	Ø 162	162	1.00	10	10	10	10	
78	Ø 164	164	1.00	10	10	10	10	
79	Ø 166	166	1.00	10	10	10	10	
80	Ø 168	168	1.00	10	10	10	10	
81	Ø 170	170	1.00	10	10	10	10	
82	Ø 172	172	1.00	10	10	10	10	
83	Ø 174	174	1.00	10	10	10	10	
84	Ø 176	176	1.00	10	10	10	10	
85	Ø 178	178	1.00	10	10	10	10	
86	Ø 180	180	1.00	10	10	10	10	
87	Ø 182	182	1.00	10	10	10	10	
88	Ø 184	184	1.00	10	10	10	10	
89	Ø 186	186	1.00	10	10	10	10	
90	Ø 188	188	1.00	10	10	10	10	
91	Ø 190	190	1.00	10	10	10	10	
92	Ø 192	192	1.00	10	10	10	10	
93	Ø 194	194	1.00	10	10	10	10	
94	Ø 196	196	1.00	10	10	10	10	
95	Ø 198	198	1.00	10	10	10	10	
96	Ø 200	200	1.00	10	10	10	10	
97	Ø 202	202	1.00	10	10	10	10	
98	Ø 204	204	1.00	10	10	10	10	
99	Ø 206	206	1.00	10	10	10	10	
100	Ø 208	208	1.00	10	10	10	10	
101	Ø 210	210	1.00	10	10	10	10	
102	Ø 212	212	1.00	10	10	10	10	
103	Ø 214	214	1.00	10	10	10	10	
104	Ø 216	216	1.00	10	10	10	10	
105	Ø 218	218	1.00	10	10	10	10	
106	Ø 220	220	1.00	10	10	10	10	
107	Ø 222	222	1.00	10	10	10	10	
108	Ø 224	224	1.00	10	10	10	10	
109	Ø 226	226	1.00	10	10	10	10	
110	Ø 228	228	1.00	10	10	10	10	
111	Ø 230	230	1.00	10	10	10	10	
112	Ø 232	232	1.00	10	10	10	10	
113	Ø 234	234	1.00	10	10	10	10	
114	Ø 236	236	1.00	10	10	10	10	
115	Ø 238	238	1.00	10	10	10	10	
116	Ø 240	240	1.00	10	10	10	10	
117	Ø 242	242	1.00	10	10	10	10	
118	Ø 244	244	1.00	10	10	10	10	
119	Ø 246	246	1.00	10	10	10	10	
120	Ø 248	248	1.00	10	10	10	10	
121	Ø 250	250	1.00	10	10	10	10	
122	Ø 252	252	1.00	10	10	10	10	
123	Ø 254	254	1.00	10	10	10	10	
124	Ø 256	256	1.00	10	10	10	10	
125	Ø 258	258	1.00	10	10	10	10	
126	Ø 260	260	1.00	10	10	10	10	
127	Ø 262	262	1.00	10	10	10	10	
128	Ø 264	264	1.00	10	10	10	10	
129	Ø 266	266	1.00	10	10	10	10	
130	Ø 268	268	1.00	10	10	10	10	
131	Ø 270	270	1.00	10	10	10	10	
132	Ø 272	272	1.00	10	10	10	10	
133	Ø 274	274	1.00	10	10	10	10	
134	Ø 276	276	1.00	10	10	10	10	
135	Ø 278	278	1.00	10	10	10	10	
136	Ø 280	280	1.00	10	10	10</		



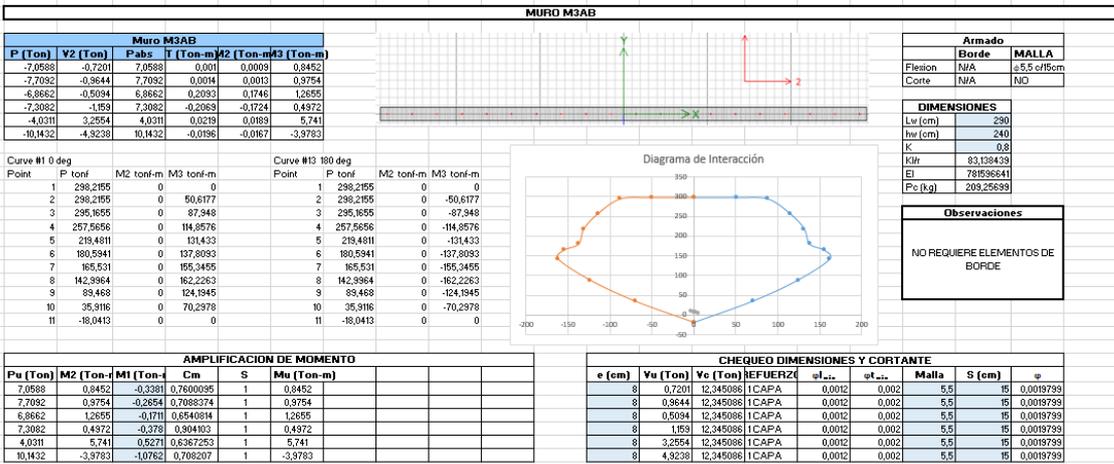
# ANEXO C

## DISEÑO DE MUROS PORTANTES

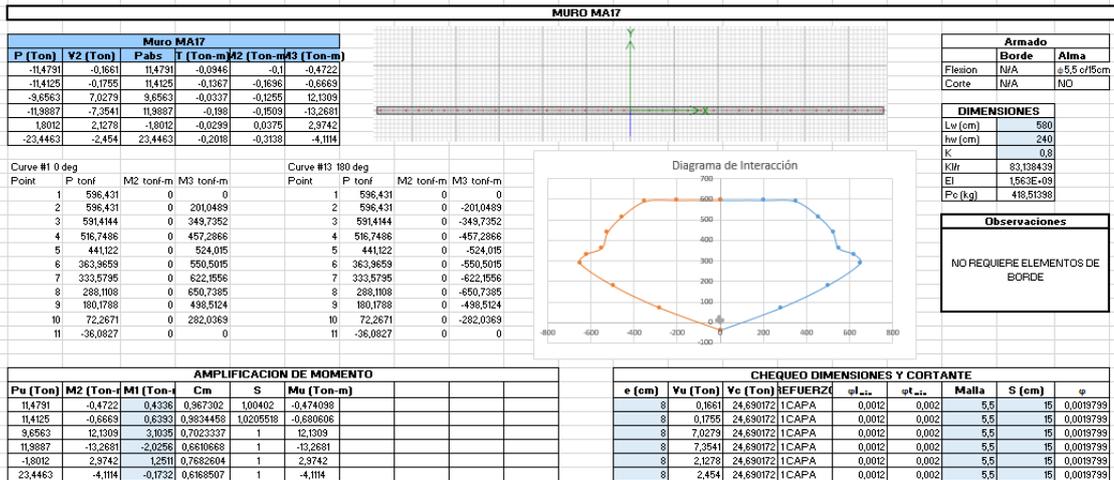




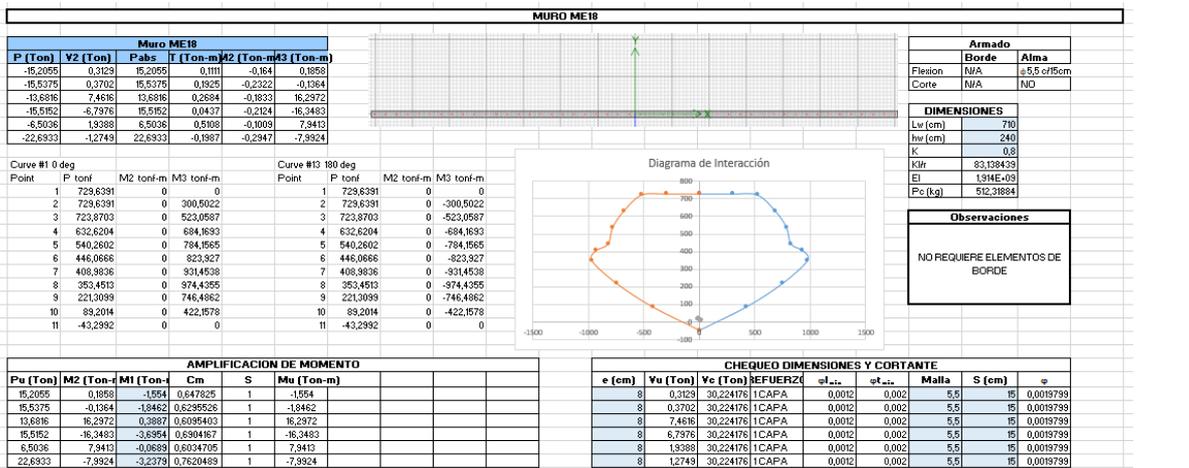
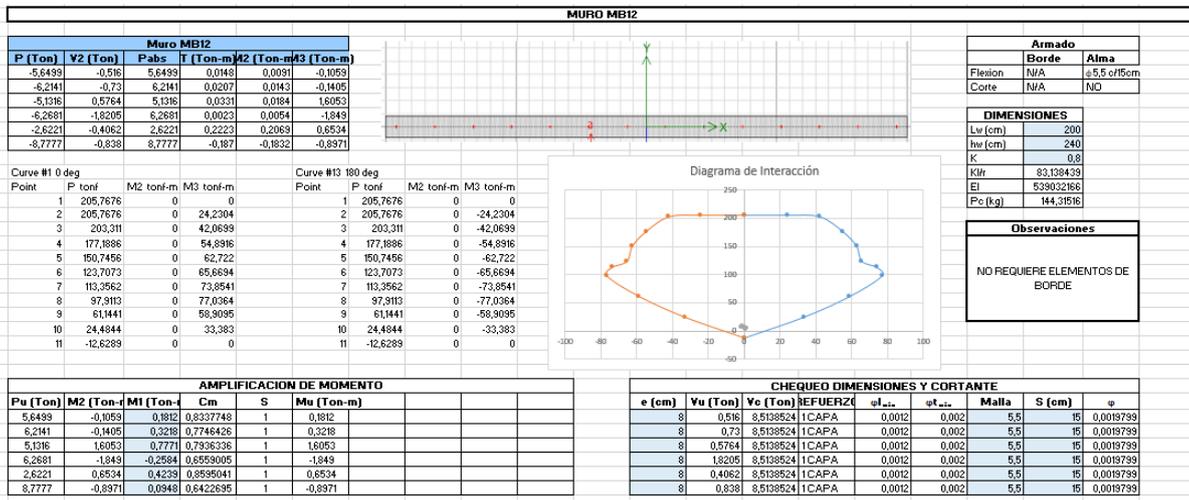
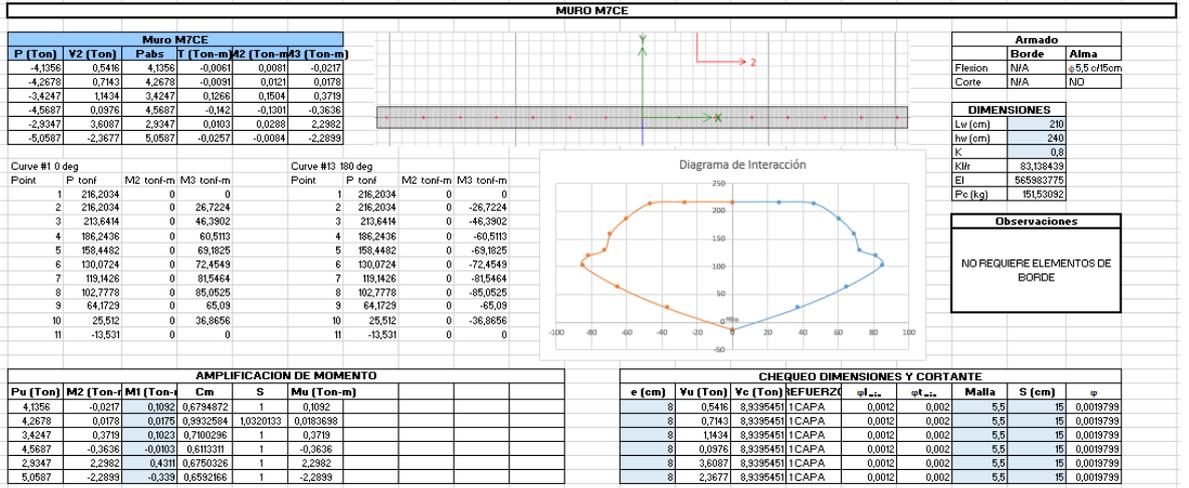
AMPLIFICACION DE MOMENTO						CHEQUEO DIMENSIONES Y CORTANTE								
Pu (Ton)	M2 (Ton-m)	M1 (Ton-m)	Cm	S	Mu (Ton-m)	e (cm)	Yu (Ton)	Ye (Ton)	REFUERZO	et...	et...	Malla	S (cm)	φ
4,2736	-0,1478	0,4935	0,78197374	1	0,4935	8	0,2307	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
4,0366	-0,0917	0,591	0,68207166	1	0,591	8	0,2235	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
2,5137	0,7528	0,8969	0,9024576	1	0,9969	8	0,6909	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
5,2793	-0,951	-0,032	0,6134595	1	-0,951	8	0,2433	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
2,51	3,4834	1,0012	0,7494172	1	3,4834	8	2,1926	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
5,283	-3,6806	-0,3364	0,6355593	1	-3,6806	8	1,745	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799

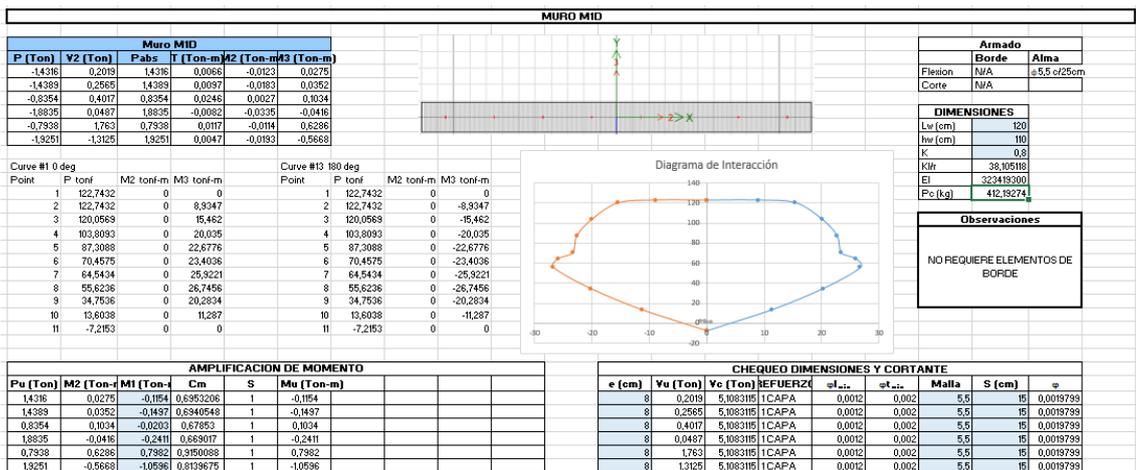
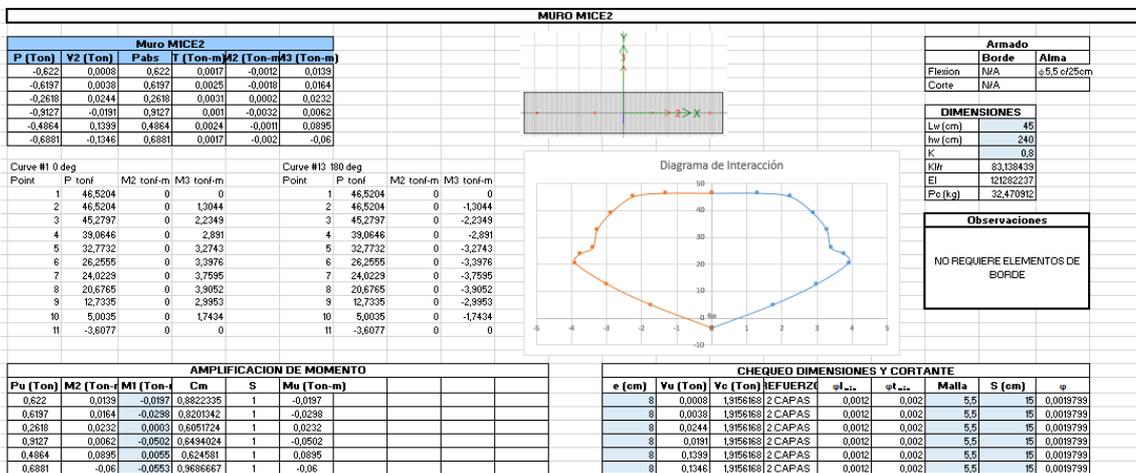
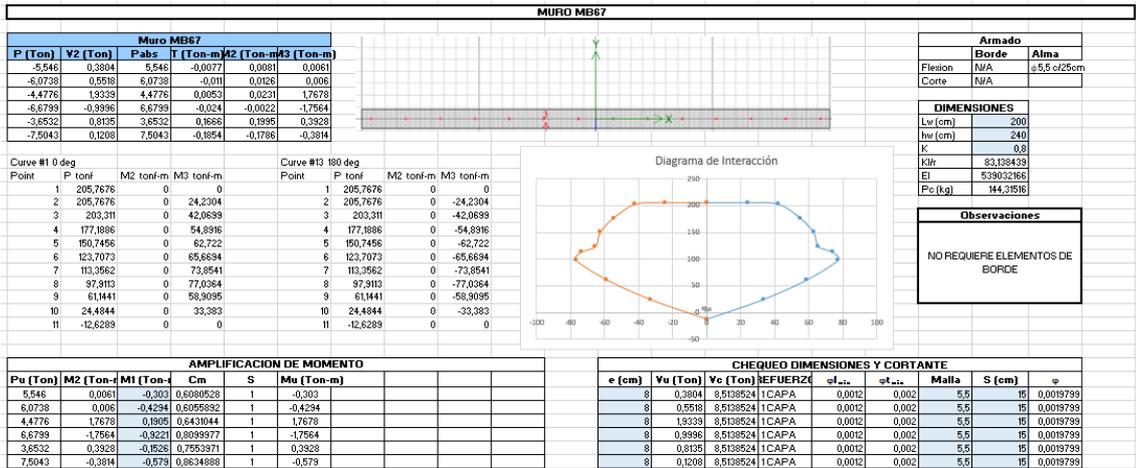


AMPLIFICACION DE MOMENTO						CHEQUEO DIMENSIONES Y CORTANTE								
Pu (Ton)	M2 (Ton-m)	M1 (Ton-m)	Cm	S	Mu (Ton-m)	e (cm)	Yu (Ton)	Ye (Ton)	REFUERZO	et...	et...	Malla	S (cm)	φ
7,0588	0,8452	-0,3381	0,7600095	1	0,8452	8	0,7201	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
7,7092	0,9754	-0,2654	0,7088374	1	0,9754	8	0,8644	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
6,8662	1,2655	-0,1711	0,6540814	1	1,2655	8	0,5094	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
7,3062	0,4972	-0,378	0,994103	1	0,4972	8	1,159	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
4,0311	5,741	0,5271	0,5367253	1	5,741	8	3,2554	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
10,1432	-3,9793	-0,0762	0,7092017	1	-3,9793	8	4,9238	12,345088	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799



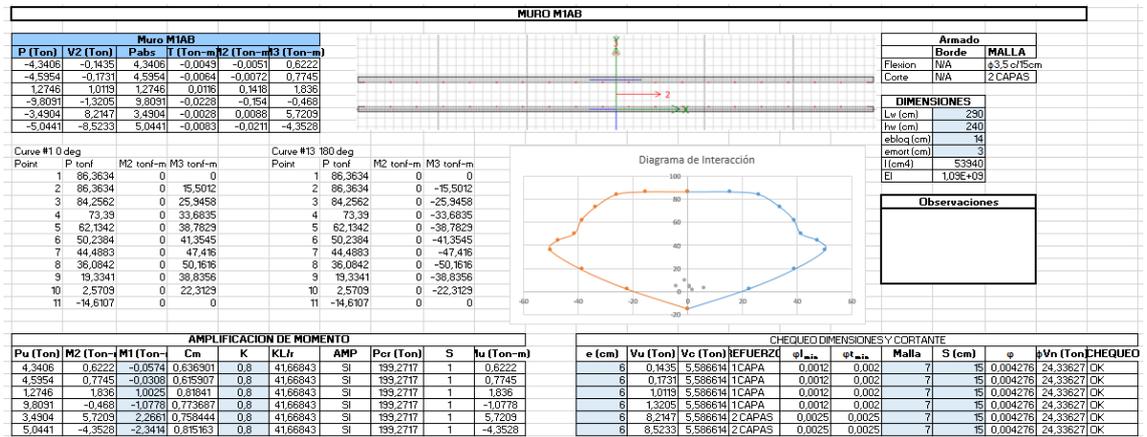
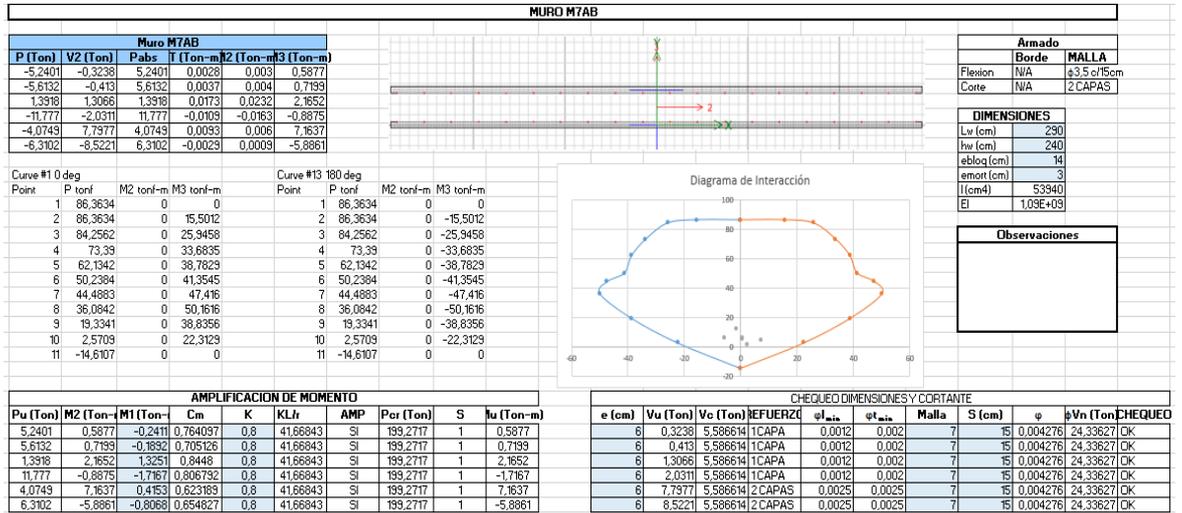
AMPLIFICACION DE MOMENTO						CHEQUEO DIMENSIONES Y CORTANTE								
Pu (Ton)	M2 (Ton-m)	M1 (Ton-m)	Cm	S	Mu (Ton-m)	e (cm)	Yu (Ton)	Ye (Ton)	REFUERZO	et...	et...	Malla	S (cm)	φ
11,4791	-0,4722	0,4336	0,967302	1,00402	-0,474098	8	0,1661	24,690172	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
11,4125	-0,6669	0,6393	0,9834458	1,0205518	-0,680606	8	0,1755	24,690172	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
3,6663	12,1309	3,1035	0,2023337	1	12,1309	8	7,0279	24,690172	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
11,9887	-13,2681	-2,0256	0,610668	1	-13,2681	8	7,3541	24,690172	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
-1,8012	2,9742	1,2511	0,7682604	1	2,9742	8	2,1278	24,690172	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799
-23,4463	-4,1114	-0,1732	0,6168507	1	-4,1114	8	2,454	24,690172	1CAPA	0,0012	0,002	5,5	15	0,0019799

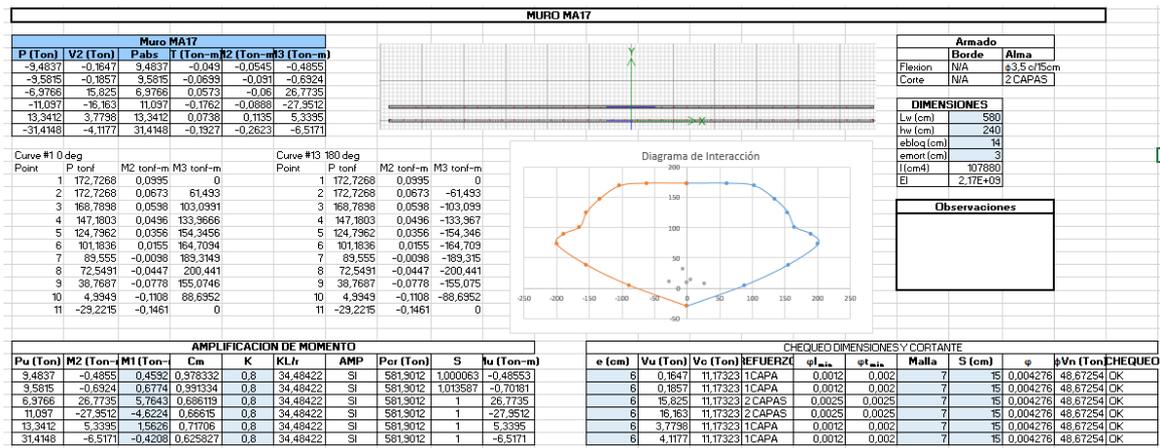
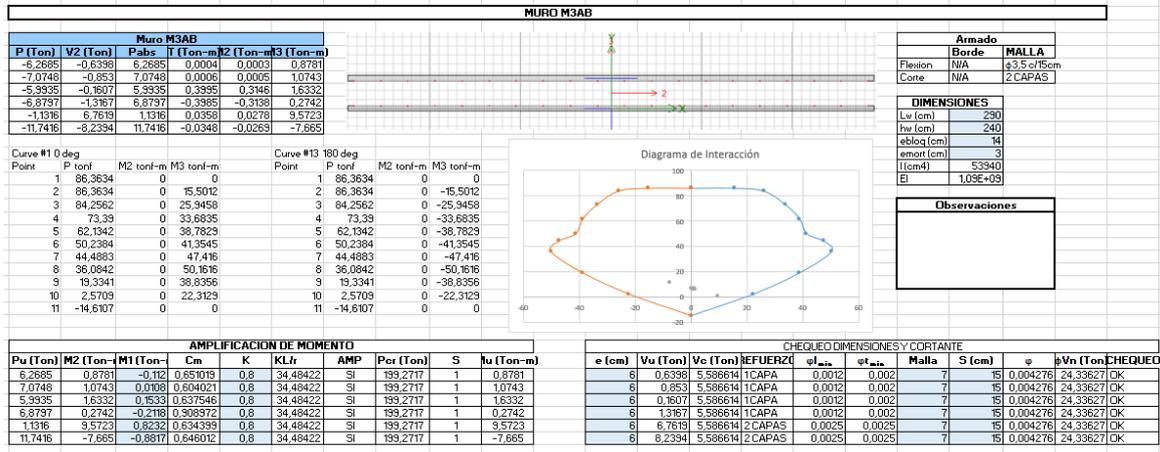
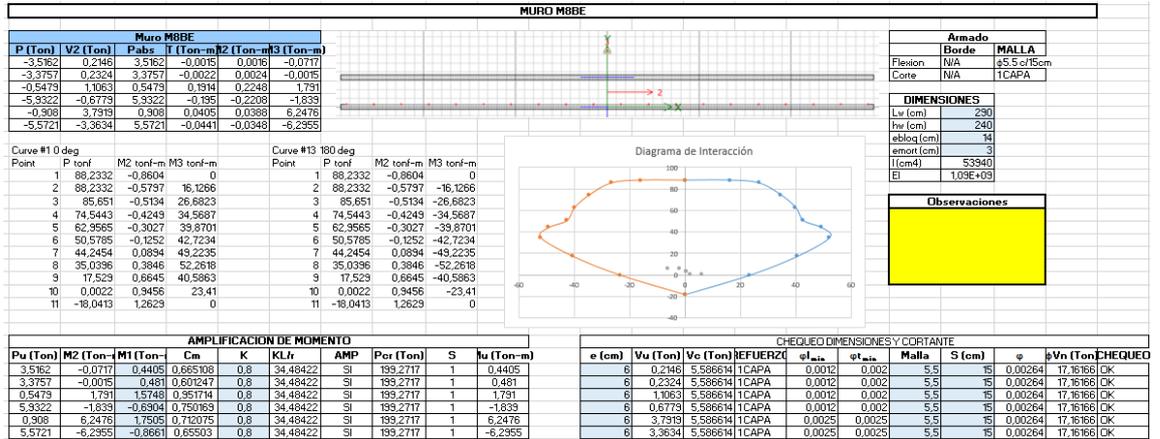


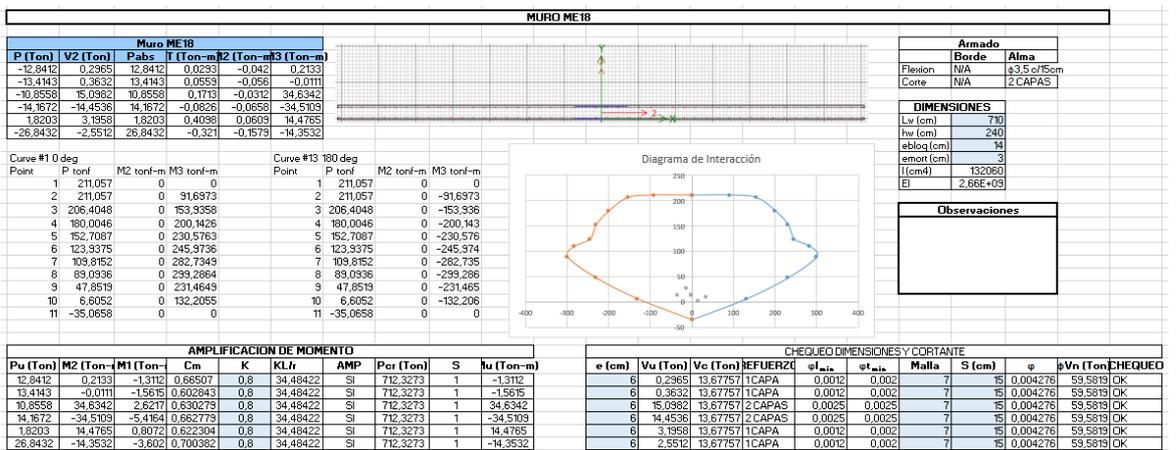
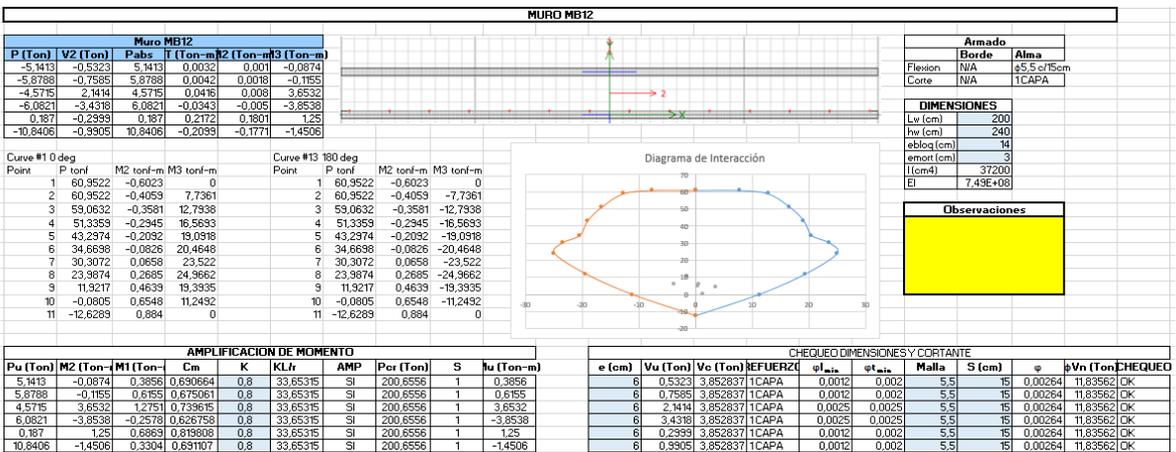
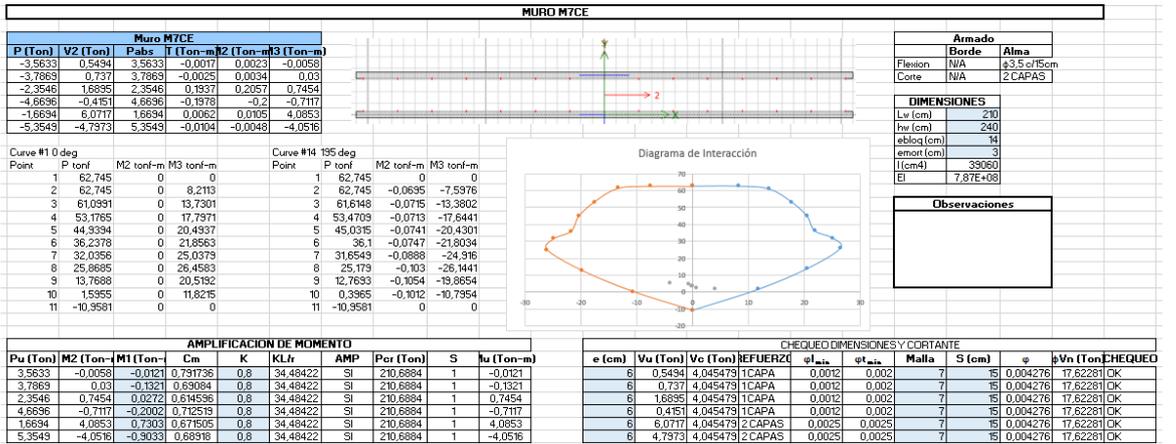


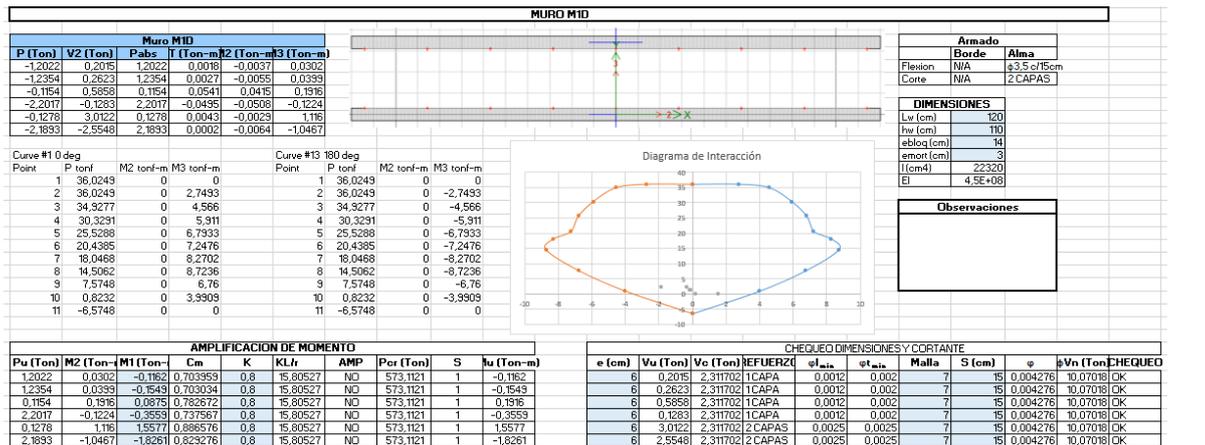
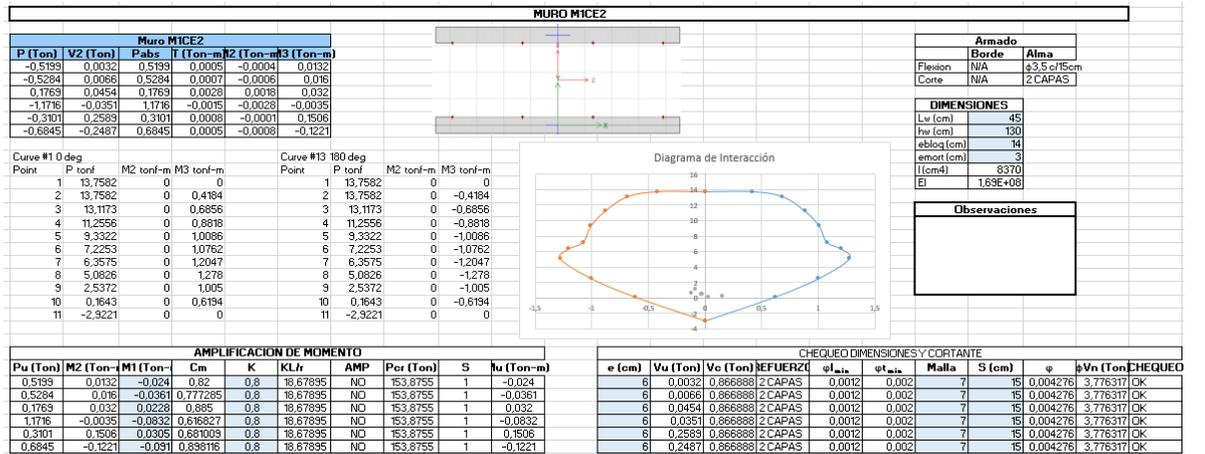
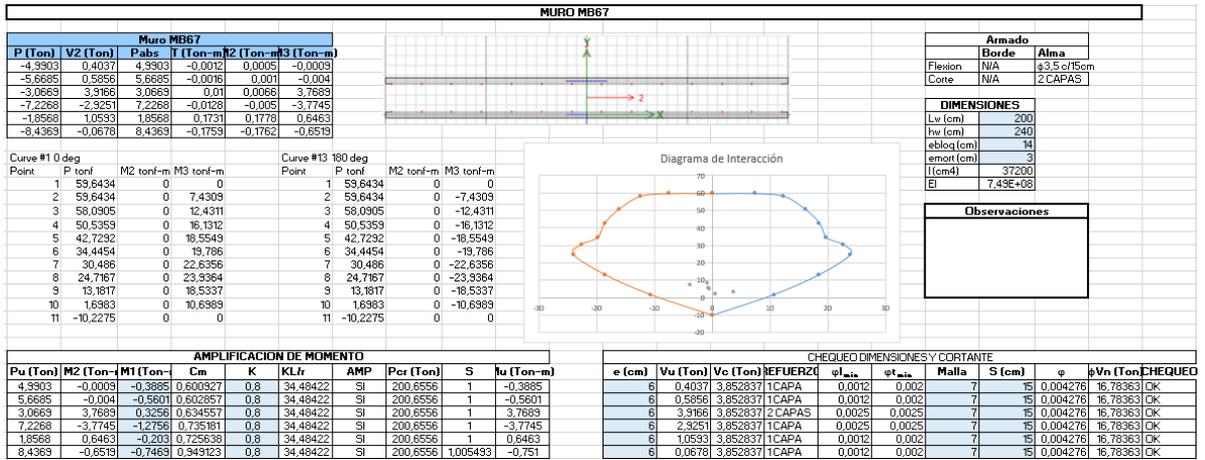
# ANEXO D

## DISEÑO DE MUROS DE MORTERO ARMADA CON ALMA DE MAMPOSTERIA.









# BIBLIOGRAFÍA

ACI. (2008). ACI.

Antisísmica, C. I. (s.f.). CDV Representaciones. Obtenido de [www.cdvrepresentacion.com](http://www.cdvrepresentacion.com)

Arq.com.mx. (22 de Abril de 2015). Arq.com.mx. Recuperado el 10 de Julio de 2016, de Arq.com.mx:

<http://noticias.arq.com.mx/Detalles/19901.html#.V4JuCKzhDIU>

Arquitectura, A. C. (2007). Archivo Clarin Arquitectura. Obtenido de Archivo Clarin Arquitectura: <http://archivoarq.clarin.com/obras/descripcion/12-residencia-universitaria-de-laranjeiras>

Diana Elisa Jaramillo Barriga. (Febrero de 2009). Escuela Politecnica Nacional. Obtenido de [file:///C:/Users/Dell/Downloads/CD-1995\\_Jaramillo%20\(2\).pdf](file:///C:/Users/Dell/Downloads/CD-1995_Jaramillo%20(2).pdf)

ESPE. (s.f.). Diseño de Losas de hormigón armado. Quito.

Fernandez, L. A. (Noviembre de 2010). Escuela Politecnica Nacional. Obtenido de [file:///C:/Users/Dell/Downloads/CD-3307Enchapado\\_Pag102.pdf](file:///C:/Users/Dell/Downloads/CD-3307Enchapado_Pag102.pdf)

FIP-Industriale. (s.f.). Lead Rubber Bearings series LRB. 15.

José M, R. O. (s.f.). Criterios para la elección de cimentaciones.

MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA. (s.f.). Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/04/PROYECTO-PROGRAMA-NACIONAL-DE-VIVIENDA-SOCIAL-9nov-1.pdf>

Ministerio de Desarrollo y Vivienda. (s.f.). Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/noticias/>

Ministerio de Desarrollo y Vivienda. (s.f.). Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/agenda-social-busca-reducir-el-deficit-habitacional/>

Ministerio de Relaciones Exteriores y Movilidad Humana. (s.f.). Obtenido de <http://www.cancilleria.gob.ec/bienvenidos-geografia-del-ecuador/>

Reitherman, A. C. (1982). Building Configuration Seismic Design. Canada.

Rodriguez, J. (1989). Criterios para la elección de cimentaciones.

Tapia, C. (2010). Propuesta de mejoramiento del proceso constructivo para viviendas unifamiliares con sistema Hormi-2, en la empresa J.V.W.

Vega, F. C. (1996). Conferencia Internacional sobre Mitigacion de Desastres en Instalaciones de Salud. 8.

Wright, J. Macgregor, J. 2009. Reinforced Concrete Mechanics and design. New Jersey, Estado Unidos: Pearson.

