

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

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

**“DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURA PARA  
AULAS DE CLASES, AMPLIACIÓN DEL COLEGIO  
TÉCNICO “SALINAS SIGLO XXI” UBICADO EN LA  
PARROQUIA JOSÉ LUIS TAMAYO PROVINCIA DE  
SANTA ELENA”**

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previa a la obtención del título:  
**INGENIERO CIVIL**

Presentado por:  
**NÉSTOR FRANCISCO RODRÍGUEZ REGALADO  
GUILLERMO ANDRÉS SALVATIERRA PONCE**

**GUAYAQUIL - ECUADOR**

**AÑO - 2016**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, por permitirme cumplir una meta más.

A mis padres por su guía y apoyo incondicional.

Al Ing. Miguel Ángel Chávez M.Sc. Ph.D. por su guía.

A mi compañero por su dedicación.

A mi familia y amigos, por las experiencias vividas.

A mis profesores por los conocimientos adquiridos.

Néstor Rodríguez

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por darme la fuerza y la constancia en esta etapa de mi vida.

A mis padres por su apoyo incondicional y su dedicación a que nunca me falte nada.

A mis familiares y amigos por siempre creer en mí.

A mi compañero por su dedicación.

Al Ing. Miguel Ángel Chávez M.Sc. Ph.D. por su guía.

Guillermo Salvatierra

## DEDICATORIA

A Dios por brindarme la vida y por bendecirme siempre.

A mis padres por el amor y la confianza que siempre me han brindado.

A mis familiares y amigos por sus palabras de aliento.

A mi compañero por su dedicación incondicional en la realización del presente proyecto.

Néstor Rodríguez.

## DEDICATORIA

A mis padres, Guillermo Salvatierra y Aura Ponce que sin ellos esta meta no se hubiera concretado, a mis hermanas Cristina y Nathaly por su apoyo, a Viviana por siempre creer en mí y a toda mi familia, compañeros y amigos que siempre me apoyaron y aconsejaron a lo largo de estos años de estudios.

Guillermo Salvatierra.

## TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

.....  
PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo

.....  
M.Sc. Alby del Pilar Aguilar Pesantes

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Titulación, nos corresponde exclusivamente, y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

\_\_\_\_\_  
Néstor Francisco Rodríguez Regalado

\_\_\_\_\_  
Guillermo Andrés Salvatierra Ponce

## RESUMEN

Partiendo de que el Colegio Municipal Técnico “Salinas Siglo XXI” ubicada en la provincia de Santa Elena parroquia José Luis Tamayo, necesita otro bloque de aulas que servirá para cubrir la demanda de estudiantes, debido a la transición de pasar de colegio municipal a fiscal, para aquello se presenta el siguiente informe que detalla el análisis estructural de tres alternativas de sistemas sismo resistentes.

Las alternativas de diseño que se plantea son; un bloque de aulas de pórticos de concreto resistente a momentos, un sistema de pórticos combinado con muros y un sistema de pórticos arriostrados de acero estructural; comparando condiciones técnicas se selecciona la alternativa más viable para el presente estudio.

Con la alternativa seleccionada se realizó el diseño estructural aplicando los detalles sismo resistentes y códigos vigentes del país, la evaluación de impacto ambiental, además se determinó el presupuesto y programación esperada de la obra.

## ÍNDICE GENERAL

	Pág.
TRIBUNAL DE EVALUACIÓN .....	V
RESUMEN.....	VII
ÍNDICE GENERAL .....	VIII
ABREVIATURAS .....	XII
SIMBOLOGÍA.....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XX
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. ALCANCE .....	4
1.2. OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECÍFICOS .....	6
1.2.1. Objetivo General.....	6
1.2.2. Objetivos Específicos .....	6
1.3. METODOLOGÍA .....	7
CAPÍTULO 2.....	8
2. ESTUDIOS PRELIMINARES.....	8
2.1. LOCALIZACIÓN.....	8
2.2. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.....	11
2.3. ESTUDIOS DE SUELO.....	13
2.3.1. Generalidades.....	13
2.3.2. Exploración de campo y toma de muestra.....	15
2.3.3. Ensayos de laboratorio.....	16
2.3.4. Clasificación del suelo .....	18
2.3.5. Cálculo de la capacidad portante del suelo (qu) .....	19
2.3.6. Conclusiones y recomendaciones del estudio del suelo.....	25
2.4. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE .....	26
2.4.1. Requisitos mínimos de diseño .....	26
2.4.2. Diseño basado en desempeño sísmico.....	27

2.5.	EVALUACIÓN DE PELIGRO SÍSMICO.....	28
2.5.1.	Determinación del tipo de suelo.....	29
2.5.2.	Caracterización de peligro sísmico según la zona. ....	31
2.5.3.	Coeficientes del perfil de suelo. ....	32
2.5.4.	Relación de amplificación espectral, $\eta$ .....	33
2.5.5.	Construcción del espectro de respuesta elástica de diseño.....	34
2.6.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL BLOQUE DE AULAS.....	35
CAPÍTULO 3.....		40
3.	PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS.....	40
3.1.	PÓRTICOS DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS. ....	40
3.1.1.	Cálculo de cargas.....	41
3.1.2.	Cálculo de las fuerzas sísmicas.....	42
3.1.3.	Losa .....	47
3.1.4.	Columnas .....	48
3.1.5.	Vigas secundarias .....	49
3.1.6.	Vigas principales .....	50
3.1.7.	Vigas de cubierta Y perimetrales. ....	54
3.1.8.	Análisis Estructural. ....	55
3.1.9.	Chequeo de los problemas de configuración estructural.....	59
3.2.	SISTEMA DE PÓRTICOS DE CONCRETO COMBINADO CON MUROS.....	63
3.2.1.	Cálculo de fuerzas sísmicas. ....	65
3.2.2.	Análisis estructural. ....	67
3.3.	SISTEMA DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO ESTRUCTURAL. ....	69
3.3.1.	Generalidades. ....	69
3.3.2.	Nivel Estructural de desempeño sísmico (FEMA 350) para pórticos en acero estructural. ....	70
3.3.3.	Consideraciones iniciales .....	71
3.3.4.	Análisis de cargas .....	72
3.3.5.	Determinación del periodo de vibración T.....	74
3.3.6.	Coeficiente de respuesta sísmica .....	76
3.3.7.	Cálculo del peso sísmico de la estructura.....	80
3.3.8.	Cortante Basal de Diseño V.....	82
3.3.9.	Distribución Vertical de Fuerzas sísmicas.....	83
3.3.10.	Losa.....	83
3.3.11.	Vigas secundarias.....	84
3.3.12.	Vigas principales dirección Y .....	95
3.3.13.	Vigas Principales Dirección X .....	108
3.3.14.	Columnas.....	121
3.3.15.	Análisis estructural.....	127
3.3.16.	Verificaciones.....	148

CAPÍTULO 4.....	154
4. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS SISMORESISTENTES.	154
4.1. COMPARACIÓN DE TORSIÓN EN LA ESTRUCTURA .....	154
4.2. COMPARACIÓN DE CORTANTE BASAL .....	155
4.3. COMPARACIÓN DE DERIVAS.....	155
4.4. COMPARACIÓN DE PESOS .....	156
4.5. COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS .....	157
4.6. RESTRICCIONES.....	157
4.6.1. Entorno.....	158
4.6.2. Economía .....	158
4.6.3. Tiempo de construcción.....	160
4.7. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.....	161
CAPÍTULO 5.....	162
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISEÑO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA.	162
5.1. DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL.....	162
5.1.1. Diagramas de Momento, Cortante, Axial y torsión en vigas y columnas.	162
5.1.2. Diagrama de esfuerzos producidos en la losa. ....	173
5.1.3. Diseño de los elementos. ....	177
5.2. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN. ....	187
5.2.1. Diseño estructural del plinto.....	188
5.2.2. Zapata combinada.....	203
CAPÍTULO 6.....	205
6. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	205
6.1. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE IMPACTOS .....	205
6.2. IDENTIFICACIÓN DE LAS ACTIVIDADES.....	212
6.3. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES .....	212
6.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES .....	219
CAPÍTULO 7.....	221
7. PRESUPUESTO .....	221
7.1. FACTOR DE SOBRECOSTO.....	221
7.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	222
7.3. CRONOGRAMA VALORADO. ....	224
7.4. DURACIÓN ESTIMADA DE LA OBRA.....	225

7.4.1. Cronograma de trabajo.....	225
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	229
CONCLUSIONES.....	229
RECOMENDACIONES.....	231
BIBLIOGRAFÍA.....	233

## ABREVIATURAS

ACI	:	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AISC	:	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Acero Construcción).
ANSI	:	American National Standards Institute
ASTM	:	American Society for Testing and Materials
AWS	:	American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura).
DBDS	:	Diseño Basado en Desempeño Sísmico
DBF	:	Diseño Basado en las Fuerzas producidas
DBE	:	Sismo Base de Diseño
ESPOL	:	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
FEMA	:	Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
LRFD	:	Load and Resistance Factor Design
MCE	:	Sismo Considerado Maximo
NDS	:	Niveles de Desempeño Sísmico
NEC	:	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEC:SE:AC	:	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Acero Estructural.
NEC:SE:DS	:	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente.
NEC:SE:HM	:	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Hormigón Armado.
NS	:	Niveles de Sismo
PGA	:	Peak Ground Acceleration
SUCS	:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

## SIMBOLOGÍA

AP	: Articulación plástica
As	: Área del acero de refuerzo a flexión
As min	: Acero de refuerzo mínimo
Ast	: Área del acero de refuerzo transversal
Asv	: Área nominal de la varilla
Av	: Área de refuerzo a cortante
Aw	: Ancho del alma
B	: Ancho de cimentación
bf	: Ancho del ala
bw	: Ancho del alma de la sección
c	: Cohesión
cm	: Centímetro
Cs	: Coeficiente sísmico
Ct	: Coeficiente que depende del tipo de edificio
Cv	: Coeficiente de corte del alma
$\Delta_i$	: Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.
$\Delta_{adm}$	: Deriva admisible/ Deflexiones máximas
d	: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
$\sigma$	: Presión por unidad de área
e	: Espesor
E	: Módulo de elasticidad del acero
Ec	: Módulo de Elasticidad del concreto
$\eta$	: 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

$e_x, e_y$	:	Excentricidad real medida desde el centro de masa de la estructura más el 5% de la dimensión más larga de la planta de la edificación
$F_a$	:	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
$F_d$	:	Coeficiente de amplificación del suelo. amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_s$	:	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
$F_S$	:	Factor de seguridad
$f_y$	:	Esfuerzo de fluencia del acero
$\phi_E$	:	Coeficiente de configuración en elevación
$\phi$	:	Diámetro de la varilla / Factor de reducción de resistencia
$\phi_P$	:	Coeficiente de regularidad de planta
$g$	:	Aceleración o Intensidad de la gravedad
$\gamma_h$	:	Peso específico del hormigón
$h$	:	Altura de elementos estructurales
$h_i$	:	Altura del piso $i$ considerado
$h_n$	:	Altura total de la edificación
$h_{min}$	:	Altura mínima
$I, I_x, I_y$	:	Inercia, en sentido $x$ y en sentido $y$
$I$	:	Coeficiente de importancia de la estructura

k	:	Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura/ Factor de longitud de pandeo efectivo
kg	:	Kilogramo
Kg/cm <sup>2</sup>	:	Kilogramo por centímetro cuadrado
ld	:	Longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas
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
Mp	:	Momento plástico
Mu	:	Momento mayorado en la sección
N	:	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en el perfil del suelo / Número de pisos
%	:	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
Q	:	Carga distribuida
Qi	:	Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
r	:	Radio de giro
R	:	Factor de reducción de resistencia sísmica
ρ	:	Densidad / Cuantía de refuerzo As evaluado sobre el área bd
S	:	Ancho de influencia/ Modulo de sección

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%
SD1	:	Aceleración espectral para un periodo de 1 seg
Seg	:	Segundos
T	:	Periodo fundamental de vibración de la estructura
Ton	:	Toneladas
tw	:	Espesor del alma
tf	:	Espesor del ala
Vc	:	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
Ve	:	Fuerza cortante de diseño para combinación de carga que incluyan efectos sísmicos
VEQ	:	Fuerza cortante por sismo
Vi	:	Cortante sísmico del piso i
Vs	:	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
Vu	:	Fuerza cortante mayorada en la sección
Vx,Vy	:	Cortante total en el piso x(y) de la estructura
W	:	Peso sísmico
WD	:	Carga Muerta
Wi	:	Carga Uniformemente distribuida que incluye la carga muerta y la carga viva
WL	:	Carga Viva
Wpp	:	Carga muerta propia
Wu	:	Carga última 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

	Pág.
<b>Figura 1.1</b> Flujograma de metodología de proyecto integrador. ....	7
<b>Figura 2.1</b> Ubicación geográfica de la parroquia José Luis Tamayo (Muey).....	9
<b>Figura 2.2</b> Ubicación georreferenciada de la Colegio Municipal Técnico Salinas Siglo XXI.....	11
<b>Figura 2.3</b> Distribución de los bloques existentes en el Colegio. ....	12
<b>Figura 2.4</b> Ubicación de los puntos de estudios de suelos. ....	14
<b>Figura 2.5</b> Matriz de desempeño sísmico.....	27
<b>Figura 2.6</b> Espectro elástico horizontal de diseño. ....	29
<b>Figura 2.7</b> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z. ....	31
<b>Figura 2.8</b> Espectro de respuesta elástica de diseño .....	35
<b>Figura 2.9</b> Ejes estructurales, planta baja. ....	37
<b>Figura 2.10</b> Eje estructurales, planta alta. ....	38
<b>Figura 2.11</b> Vista en elevación: corte I-I .....	39
<b>Figura 2.12</b> Vista en elevación: corte J-J .....	39
<b>Figura 3.1</b> Comparación de espectros elástico e inelástico PCRM .....	44
<b>Figura 3.2</b> Esquema de la distribución de fuerzas.....	47
<b>Figura 3.3</b> Esquema del método del portal (dirección X) .....	51
<b>Figura 3.4</b> Esquema del método del portal (dirección Y) .....	53
<b>Figura 3.5</b> Dimensiones de vigas primer piso.....	56
<b>Figura 3.6</b> Dimensiones de vigas cubierta.....	57
<b>Figura 3.7</b> Dimensiones de columnas para todos los pórticos.....	58
<b>Figura 3.8</b> Esquema 3-D del bloque de aulas (PCRM).....	58
<b>Figura 3.9</b> Discontinuidad en el sistema de piso .....	59
<b>Figura 3.10</b> Desplazamientos en el primer modo de vibración. ....	61
<b>Figura 3.11</b> Modelo 3-D de la estructura, sistema combinado.....	63
<b>Figura 3.12</b> Modo de vibración 1 del sistema combinado.....	64
<b>Figura 3.13</b> Modo de vibración 2 del sistema combinado.....	65
<b>Figura 3.14</b> Comparación de espectros (PARM) .....	80
<b>Figura 3.15</b> Momentos flectores de una viga continua con dos vanos de diferentes longitudes. ....	85
<b>Figura 3.16</b> Capacidad resistente a flexión. ....	87
<b>Figura 3.17</b> Cortantes para una viga continua dos vanos de diferente longitud.....	94
<b>Figura 3.18</b> Esfuerzos cortantes de una viga secundaria continua.....	110

<b>Figura 3.19</b> Determinación de $M^*_{pv}$ para el caso de una columna interior de un PEM.....	121
<b>Figura 3.20</b> Vista 3-D del bloque de aulas.....	127
<b>Figura 3.21</b> Secciones de vigas, vista en planta piso 1 .....	128
<b>Figura 3.22</b> Secciones de vigas, vista en planta cubierta .....	129
<b>Figura 3.23</b> Secciones de vigas, vista en elevación pórtico 2.....	130
<b>Figura 3.24</b> Secciones de vigas, vista en elevación pórtico A .....	131
<b>Figura 3.25</b> Vista en planta del análisis modal 1 .....	133
<b>Figura 3.26</b> Disposición de arriostramientos eje A .....	136
<b>Figura 3.27</b> Sección típica de un perfil C.....	137
<b>Figura 3.28</b> Sistema estructural con arriostramientos eje A .....	139
<b>Figura 3.29</b> Vista en planta análisis modal 1, Sistema con arriostramientos .....	140
<b>Figura 3.30</b> Desplazamientos de la estructura al ejecutar en modal 1.....	141
<b>Figura 3.31</b> Estados de carga ingresados en ETABS. ....	147
<b>Figura 3.32</b> Combinaciones de cargas.....	148
<b>Figura 3.33</b> Cortante en la dirección X .....	149
<b>Figura 3.34</b> Cortante en la dirección Y .....	149
<b>Figura 3.35</b> Máxima deriva de piso dirección X.....	150
<b>Figura 3.36</b> Máxima deriva de piso dirección Y.....	151
<b>Figura 3.37</b> Máxima deriva de diafragma piso 1.....	152
<b>Figura 4.1</b> Vías secundarias lastradas adyacentes al colegio .....	158
<b>Figura 4.2</b> Consecuencias del terremoto del 16 de abril, escuela del milenio en Bahía de Caráquez.....	159
<b>Figura 4.3</b> Área de construcción, actualmente utilizada como zona de juegos.....	160
<b>Figura 5.1</b> Diagrama de momento eje A (ENV-Y).....	163
<b>Figura 5.2</b> Diagrama de momento vista en planta piso 1 (ENV-Y) .....	164
<b>Figura 5.3</b> Diagrama de momento eje 2 (ENV-Y).....	165
<b>Figura 5.4</b> Diagrama de momento vista en planta, cubierta(ENV-Y) .....	166
<b>Figura 5.5</b> Diagrama de cortante eje F (ENV-Y).....	167
<b>Figura 5.6</b> Diagrama de cortante eje 2 (ENV-Y).....	168
<b>Figura 5.7</b> Diagrama de fuerza axial eje A (ENV-Y) .....	169
<b>Figura 5.8</b> Diagrama Fuerza axial eje 2 (ENV-Y) .....	170
<b>Figura 5.9</b> Diagrama de torsión eje A (ENV-Y).....	171
<b>Figura 5.10</b> Diagrama de torsión eje 2 (ENV-Y) .....	172
<b>Figura 5.11</b> Diagrama de esfuerzos producidos por carga muerta en la losa vista en planta piso 1 .....	173
<b>Figura 5.12</b> Diagrama de esfuerzos producidos por carga muerta en la losa vista en planta cubierta .....	174
<b>Figura 5.13</b> Diagrama de esfuerzos producidos por carga viva en la losa vista en planta piso 1 .....	175
<b>Figura 5.14</b> Diagrama de esfuerzos producidos por carga viva en la losa vista en planta cubierta .....	176

<b>Figura 5.15</b> Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en planta, piso 1 .....	183
<b>Figura 5.16</b> Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en planta, Cubierta.....	184
<b>Figura 5.17</b> Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en elevación eje 2.....	185
<b>Figura 5.18</b> Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en elevación eje A .....	186
<b>Figura 5.19</b> Vista en planta y 3D de la cimentación.....	187
<b>Figura 5.20</b> Esquema de la sección en planta de la zapata .....	191
<b>Figura 5.21</b> Esquema de la sección crítica requerida en una zapata aislada.....	194
<b>Figura 5.22</b> Esquema de las cargas distribuida actuante en la zapata .....	194
<b>Figura 5.23</b> Asentamientos debidos a carga D+L.....	198
<b>Figura 5.24</b> Presión de contacto bajo combinación de cara D+L.....	199
<b>Figura 5.25</b> Presión de contacto bajo combinación de cara D+L+E .....	200
<b>Figura 5.26</b> Carga sobre capacidad al punzonamiento .....	201
<b>Figura 5.27</b> Cantidad de varillas a flexión.....	202
<b>Figura 5.28</b> Análisis de zapata combinada.....	204
<b>Figura 7.1</b> Estadísticas del proyecto generada por MSP.....	227

# ÍNDICE DE TABLAS

Pág.

<b>Tabla I</b> Pobreza por necesidades básicas insatisfechas.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla II</b> Área de los bloques de infraestructura existente en el Colegio.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla III</b> Clasificación de suelos .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla IV</b> Ensayo de granulometría norma ASTM D421-85 .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla V</b> Porcentaje de finos .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla VI</b> Ensayo de gravedad específica norma ASTM C-0127	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla VII</b> Ensayo de limite liquido norma ASTM D4318-10 .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla VIII</b> Ensayo de limite plástico norma ASTM D4318-10.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla IX</b> Limites e índice plástico .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla X</b> Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XI</b> Índice de poros máximos y mínimos de suelos típicos.	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XII</b> Descripción del suelo a partir de la compacidad relativa ..	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XIII</b> Clasificación de los perfiles del suelo .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XIV</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XV</b> Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	32
<b>Tabla XVI</b> Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XVII</b> Tipo de suelo y factores de sitio Fs.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XVIII</b> Factores de sitio y parámetros. ....	34
<b>Tabla XIX</b> Separación de ejes en dirección X y Y.....	36
<b>Tabla XX</b> Carga muerta por metro cuadrado. ....	41
<b>Tabla XXI</b> Carga Viva por metro cuadrado .....	42
<b>Tabla XXII</b> Resumen de cargas PCRM .....	42
<b>Tabla XXIII</b> Peso total de la estructura PCRM .....	45
<b>Tabla XXIV</b> Valores de K.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla XXV</b> Distribución de fuerzas sísmicas. ....	46

Tabla XXVI Momento último.....	51
Tabla XXVII Cortante último.....	52
Tabla XXVIII Momento ultimo dirección Y.....	53
Tabla XXIX Cortante ultimo dirección Y.....	54
Tabla XXX Centros de masa y rigidez PCRM.....	60
Tabla XXXI Centro de masa y rigidez con muros estructurales.....	63
Tabla XXXII Peso total de la estructura de sistemas combinados.....	66
Tabla XXXIII Distribución vertical de fuerzas sísmicas, sistema combinado.....	67
Tabla XXXIV Derivas dirección X.....	67
Tabla XXXV Derivas dirección Y.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla XXXVI Nivel estructural de desempeño sísmico.....	70
Tabla XXXVII Carga muerta, piso 1.....	72
Tabla XXXVIII Carga muerta, cubierta.....	72
Tabla XXXIX Carga Viva, Piso 1.....	73
Tabla XL Carga Viva, Cubierta.....	73
Tabla XLI Carga factorizada.....	73
Tabla XLII Carga de servicio.....	74
Tabla XLIII Cálculo de los periodos según el sistema estructural.....	75
Tabla XLIV Periodos de vibración para cada dirección.....	75
Tabla XLV Parámetros del coeficiente de respuesta sísmica.....	79
Tabla XLVI Periodos y coeficientes de respuesta.....	80
Tabla XLVII Carga muerta y peso propio, piso 1.....	81
Tabla XLVIII Carga muerta y peso propio, cubierta.....	81
Tabla XLIX Peso sísmico por piso.....	82
Tabla L Peso sísmico efectivo.....	82
Tabla LI Cortante basal para cada dirección.....	82
Tabla LII Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección X.....	83
Tabla LIII Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección Y.....	83
Tabla LIV Momentos máximos soportados por vigas secundarias.....	86
Tabla LV Módulos de sección plástico requerido.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla LVI Perfiles seleccionados, Vigas secundarias.....	89
Tabla LVII Comparacion de deflexiones maximas y admisibles.(cm).....	90
Tabla LVIII Relación ancho-espesor de las vigas seleccionadas.....	92
Tabla LIX Verificación del momento nominal de las vigas secundarias.....	93
Tabla LX Relación ancho-espesor del alma de las vigas secundarias.....	94
Tabla LXI Comparación de fuerzas cortantes, vigas secundarias.....	95
Tabla LXII Cargas por unidad de longitud.....	96
Tabla LXIII Momentos máximos por carga viva y muerta.....	98
Tabla LXIV Fuerzas sísmicas por pórtico dirección Y.....	99
Tabla LXV Momentos por carga gravitacionales y sísmicas, dirección Y.....	101
Tabla LXVI Módulo de sección requerido, vigas principales dirección Y.....	102
Tabla LXVII Perfiles seleccionados, vigas principales Y.....	103

<b>Tabla LXVIII</b> Comparación de deflexiones máximas y admisibles (cm) .....	103
<b>Tabla LXIX</b> Relaciones ancho-espesor de las vigas seleccionadas.....	105
<b>Tabla LXX</b> Verificación del momento nominal de las vigas seleccionadas, dirección Y .....	105
<b>Tabla LXXI</b> Relación ancho-espesor del alma de las vigas seleccionadas, dirección Y .....	106
<b>Tabla LXXII</b> Fuerza cortante ultima dirección Y.....	108
<b>Tabla LXXIII</b> Comparación de cortantes dirección Y .....	107
<b>Tabla LXXIV</b> Cargas de vigas secundarias. ....	109
<b>Tabla LXXV</b> Momentos máximos por diferentes estados de carga.....	112
<b>Tabla LXXVI</b> Fuerzas sísmicas por pórtico dirección X .....	113
<b>Tabla LXXVII</b> Momento por cargas gravitacionales y sísmicas, dirección X .....	115
<b>Tabla LXXVIII</b> Módulo de sección requerido, vigas principales dirección X .....	116
<b>Tabla LXXIX</b> Perfiles seleccionados, vigas principales X .....	116
<b>Tabla LXXX</b> Comparación de deflexiones máximas y admisibles (cm).....	117
<b>Tabla LXXXI</b> Relaciones ancho-espesor de las vigas seleccionadas .....	118
<b>Tabla LXXXII</b> Verificación del momento nominal de las vigas seleccionadas, dirección X.....	118
<b>Tabla LXXXIII</b> Relación ancho-espesor del alma de las vigas seleccionadas, dirección X.....	119
<b>Tabla LXXXIV</b> Fuerza cortante ultima dirección X.....	120
<b>Tabla LXXXV</b> Comparación de cortantes dirección X.....	120
<b>Tabla LXXXVI</b> Valores de factores de fluencia y tensión probables para las planchas de los aceros .....	122
<b>Tabla LXXXVII</b> Modulo de sección requerido para columnas .....	122
<b>Tabla LXXXVIII</b> Carga actuante sobre columnas.....	125
<b>Tabla LXXXIX</b> Carga axial actuante en la columna. ....	125
<b>Tabla XC</b> Valores típicos de relación de esbeltez.....	126
<b>Tabla XCI</b> Área gruesa requerida. ....	126
<b>Tabla XCII</b> Comparación demanda- capacidad de columnas .....	126
<b>Tabla XCIII</b> Propiedades geométricas del perfil seleccionado .....	137
<b>Tabla XCIV</b> Fuerzas sísmicas dirección Y .....	138
<b>Tabla XCV</b> Periodos del análisis modal.....	142
<b>Tabla XCVI</b> Peso de los elementos de la planta baja .....	143
<b>Tabla XCVII</b> Peso de los elementos de la planta alta .....	143
<b>Tabla XCVIII</b> Peso sísmico efectivo planta baja .....	143
<b>Tabla XCIX</b> Peso sísmico efectivo planta alta .....	144
<b>Tabla C</b> Peso sísmico efectivo total.....	144
<b>Tabla CI</b> Distribución de fuerzas sísmicas dirección X (2da iteración) .....	144
<b>Tabla CII</b> Distribución de fuerzas sísmicas dirección Y (2da iteración) .....	144
<b>Tabla CIII</b> Fuerzas sísmicas para el análisis estático .....	145
<b>Tabla CIV</b> Coordenadas del centro de masa .....	146

<b>Tabla CV</b> Coordenadas del centro de rigidez .....	146
<b>Tabla CVI</b> Coordenadas de la aplicación de fuerzas sísmicas.....	147
<b>Tabla CVII</b> Valores de $\Delta m$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso .....	150
<b>Tabla CVIII</b> Reacciones en la base ante diferentes estados de carga. ....	152
<b>Tabla CIX</b> Comparación de torsión entre los sistemas estructurales .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla CX</b> Comparación de Cortante basal entre los sistemas estructurales.....	155
<b>Tabla CXI</b> Comparación de derivas entre los sistemas estructurales .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla CXII</b> Comparación de pesos entre los sistemas estructurales .....	156
<b>Tabla CXIII</b> Comparación de asentamientos entre los sistemas estructurales .....	157
<b>Tabla CXIV</b> Parámetros de diseño .....	178
<b>Tabla CXV</b> Cálculo de dimensiones del plinto .....	188
<b>Tabla CXVI</b> Chequeo de excentricidades del plinto .....	189
<b>Tabla CXVII</b> Consideraciones para el cálculo estructural del plinto .....	191
<b>Tabla CXVIII</b> Escala de valoración de la extensión de los impactos .....	207
<b>Tabla CXIX</b> Escala de valoración de la duración de los impactos.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla CXX</b> Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos .....	209
<b>Tabla CXXI</b> Escala de valoración de la probabilidad de ocurrencia de los impactos .....	210
<b>Tabla CXXII</b> Escala de valoración de la jerarquización de los impactos .....	211
<b>Tabla CXXIII</b> Matriz de identificación de impactos .....	216
<b>Tabla CXXIV</b> Matriz de Magnitud de impactos .....	216
<b>Tabla CXXV</b> Matriz de evaluación de impactos .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla CXXVI</b> Matriz de evaluación de jerarquización .....	218
<b>Tabla CXXVII</b> Costos indirectos y utilidad.....	221
<b>Tabla CXXVIII</b> Presupuesto referencial de la alternativa en acero estructural. ....	222
<b>Tabla CXXIX</b> Porcentaje de participación de rubros dentro de la obra. ....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Tabla CXXX</b> Cronograma de trabajo .....	225

# CAPÍTULO 1

## 1.INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes.

El gobierno nacional desde el año 2007 ha implementado un programa de nueva infraestructura educativa, este programa tiene como objetivo equipar a las instituciones educativas públicas, de infraestructura, equipos y el mobiliario necesario para operar en óptimas condiciones y así las poblaciones urbanas y rurales más pobres del país tengan acceso a una educación de calidad.

Este programa viene acompañado de proyectos emergentes de Unidades Educativas del Milenio (UEM) y establecimientos réplicas de los colegios emblemáticos de las principales ciudades del país. (Ministerio de educación, 2016)

La sectorización de este programa se basa en un estudio socioeconómico, sin embargo, existen provincias con alto crecimiento poblacional y urbanístico en donde aún no se desarrolla en su totalidad, tal es el caso de la provincia de Santa Elena en donde hasta el momento solo dos UEM han sido construidas y están en funcionamiento, ambas de tipología menor, es decir, capacidad para apenas 570 alumnos cada una.

El gobierno ecuatoriano se ha preocupado por la inversión en infraestructura educativa, no obstante, todavía es evidente la falta de infraestructura en ciertas zonas rurales pobres del país, y no solo eso, sino también hay zonas rurales donde la infraestructura existe, pero las instalaciones se encuentran en estados decadentes, edificaciones de más de 40 años y a las cuales no se ha dado el mantenimiento adecuado.

En la provincia de Santa Elena existen en total 349 instituciones educativas entre particulares y fiscales registradas en el ministerio de educación, en la parroquia José Luis Tamayo (Muey) funcionan 29 de ellas, una inspección visual por la parroquia evidencia el mal estado de muchas de estas instituciones además la falta de mobiliario necesario para que estos planteles desarrollen en plenitud las actividades escolares. (Ministerio de educación, 2016)

## **1.2. Planteamiento del problema.**

La parroquia José Luis Tamayo cuenta con una población cuyo nivel más alto de escolaridad se muestra en el nivel primario cabe mencionar que la infraestructura educativa de la parroquia es de sustento fiscal.

Una gran incidencia es el hecho de que la parroquia presenta un alto porcentaje de pobreza por necesidades básicas insatisfechas, como se muestra en la tabla I.

**Tabla I** Pobreza por necesidades básicas insatisfechas

<b>Cantón/Parroquia</b>	<b>%</b>
<b>SALINAS</b>	<b>67.1</b>
Salinas	59.5
Anconcito	86.7
José Luis Tamayo (Muey)	71.4
<b>SANTA ELENA</b>	<b>82.9</b>
Santa Elena	67.8
Atahualpa	90.0
Colonche	98.0
Chanduy	90.5
Manglaralto	88.2

**Fuente:** (Secretaría de gestión de riesgos, 2014)

En el plan de desarrollo y ordenamiento territorial 2015 del Gobierno Autónomo descentralizado de José Luis Tamayo elaborado por Santa Elena EP, mencionan a través de unos talleres realizados “La parroquia José Luis Tamayo no cuenta con infraestructura ni la capacitación adecuada de sus maestros para atender a este grupo específico, de esta forma se considera que este tema sea tomado en cuenta por las autoridades competentes”.

Entrando un poco al ámbito local, los habitantes de la parroquia José Luis Tamayo muestran su incomodidad al no tener una unidad educativa que cuente con la infraestructura adecuada para que la instrucción primaria y secundaria se desarrolle en un horario único (matutino) que es el más asequible tanto para los alumnos como para los profesores y padres de familia.

Este es el problema de algunas unidades educativas que trabajan a doble jornada para cumplir con la demanda de estudiantes en cada una de las zonas donde se

encuentran, en horario matutino funcionan como plantel de instrucción primaria, y en horario vespertino de instrucción secundaria y bachillerato.

Esta institución funciona en el horario vespertino como escuela y cuenta con un solo paralelo de segundo a séptimo año de educación básica; en el horario matutino funciona el colegio que actualmente cuenta con 19 aulas de clases con capacidad para 35 estudiantes, existe dos paralelos para octavo año, dos para noveno, dos para decimo, dos primero de bachillerato, tres paralelos para segundo de bachillerato y cuatro paralelos para tercero de bachillerato, debido a que la institución está en proceso de transición de municipal a fiscal, el próximo año se espera mayor demanda de estudiantes, además la implementación de inicial 1 y 2 en la unidad educativa.

Este proyecto de titulación se enfocará en el colegio municipal técnico “Salinas siglo XXI”, ubicada en la parroquia José Luis Tamayo (Muey) del cantón salinas, se escogió este lugar ya que la institución cuenta con el espacio físico adecuado para realizar una ampliación de las instalaciones y es además una de las unidades educativas que presenta los problemas descritos anteriormente.

### **1.1. Alcance**

De acuerdo a los antecedentes y debido a la problemática que se presenta en la parroquia José Luis Tamayo (Muey), y con el fin de elaborar un proyecto de graduación para la carrera de ingeniería civil se desarrolló el diseño estructural sismo-resistente para un edificio de aulas de dos plantas como parte del plan de ampliación del colegio municipal técnico Salinas siglo XXI.

Se comparan tres alternativas de diseño y se escogió la mejor alternativa seguro-funcional, que este acorde a las necesidades del plantel educativo. Las tres alternativas propuestas son:

- Estructura de Hormigón Armado, pórticos de concreto resistente a momentos.
- Estructura de Hormigón Armado, Sistema combinado con muros.
- Estructura de Acero, sistema dual con arriostramientos diagonales.

Para cada una de estas alternativas se realizó el respectivo modelo estructural del edificio (3-D), mediante un software adecuado (ETABS) con el fin de someter el edificio a un espectro sísmico típico según la zona y el tipo de suelo, y con ayuda del software obtener las fuerzas que soportaran cada uno de los elementos estructurales del edificio.

Una vez analizadas estas tres alternativas, se escogerá la mejor alternativa que sea viable tanto en seguridad y funcionalidad, se procederá a realizar el presupuesto, planos estructurales y programación de la obra, cabe recalcar que todo el análisis y diseño presentado en este trabajo es netamente estructural.

## **1.2. Objetivos: General y Específicos**

### **1.2.1. Objetivo General**

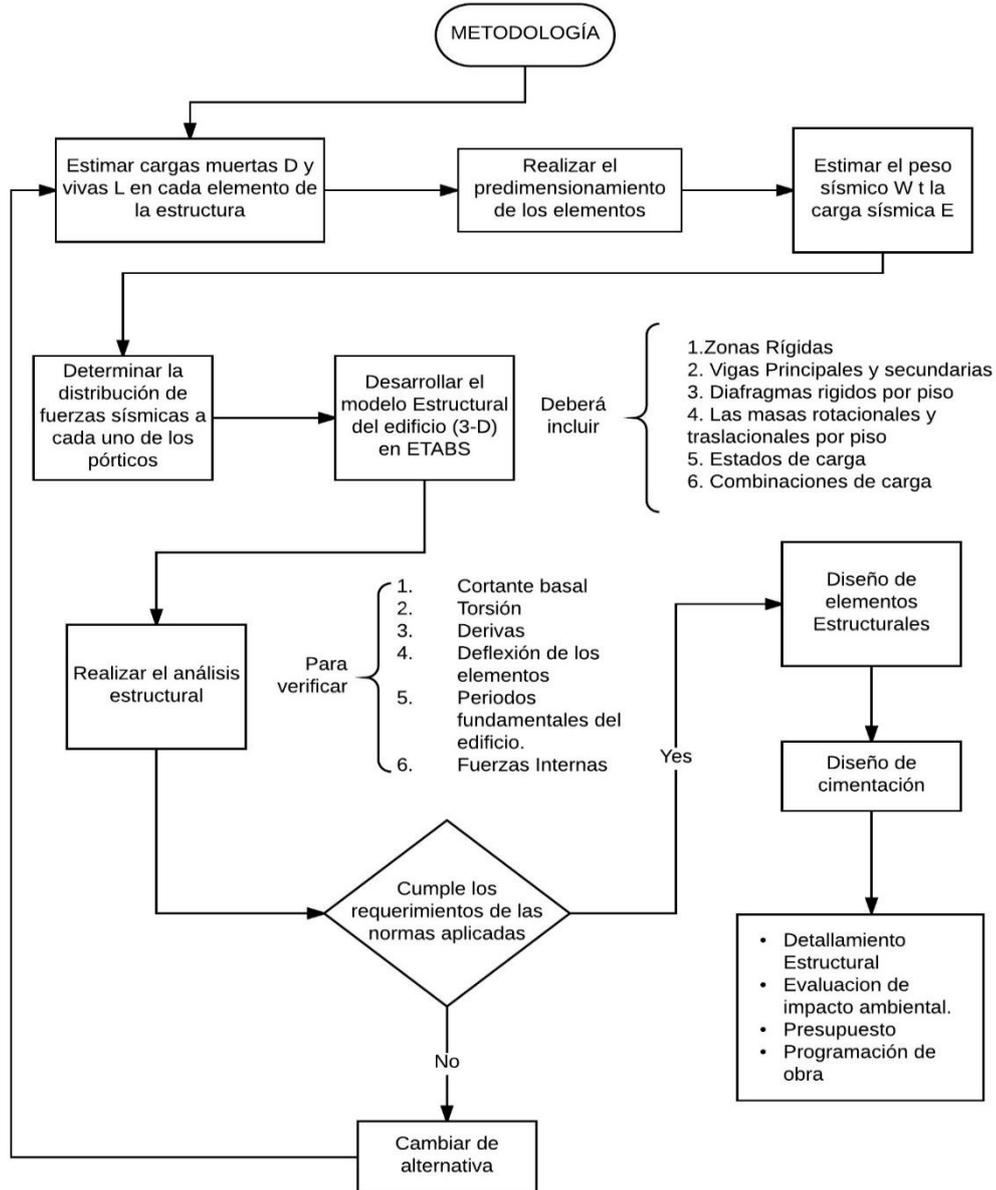
Diseño estructural del bloque de aulas para la ampliación de infraestructura de la Colegio Municipal Técnico Salinas Siglo XXI ubicada en la parroquia José Luis Tamayo (Muey), provincia de Santa Elena, analizando tres sistemas estructurales.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Desarrollar el modelo estructural del edificio 3-D con ayuda de un software apropiado (ETABS), con el fin de obtener las fuerzas propicias para el diseño de los elementos estructurales del edificio.
- Analizar las tres alternativas, pórtico de hormigón armado con vigas descolgadas, pórtico de hormigón armado con vigas descolgadas combinado con muros de hormigón y pórticos de acero laminado en frío con diagonales rigidizadoras. en base a códigos y normas vigentes en el país.
- Evaluar y comparar las tres alternativas. en base a su seguridad, funcionalidad, para así escoger la alternativa más viable.
- Elaborar el presupuesto de la mejor alternativa incluyendo (materiales, transporte, mano de obra y ejecución), Con el respectivo análisis de precios unitarios, elaboración de planos estructurales y programación estimada de la obra.

### 1.3. Metodología

Figura 1.1 Flujograma de metodología de proyecto integrador.



Fuente: Autores.

# CAPÍTULO 2

## 2. ESTUDIOS PRELIMINARES

### 2.1. Localización

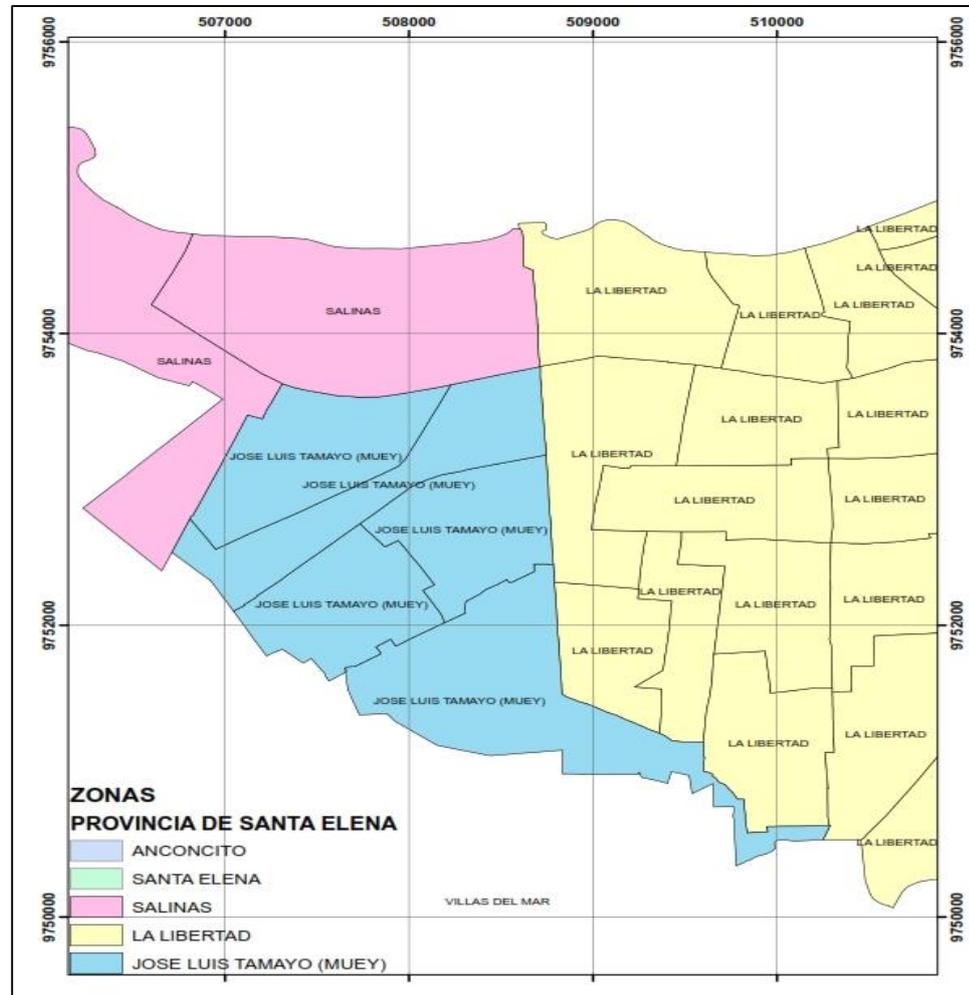
La Parroquia José Luis Tamayo, se encuentra ubicada al Sureste del Cantón Salinas

y sus límites son:

- Al Norte: Parroquia La Libertad del Cantón La Libertad.
- Al Sur: Parroquia Anconcito, Ancón
- Al Este: Cantón La Libertad y Cantón Santa Elena.
- Al Oeste: Océano Pacífico.

La ubicación georreferenciada de la parroquia José Luis Tamayo se muestra a continuación:

**Figura 2.1** Ubicación geográfica de la parroquia José Luis Tamayo (Muey).



Fuente: Autores

El Colegio Municipal Técnico Salinas Siglo XXI se encuentra ubicada en las intersecciones de la Av. Dieciocho y Calle Veinte en el barrio Paraíso perteneciente a la parroquia José Luis Tamayo (Muey), cantón Salinas, provincia de Santa Elena.

El terreno con que dispone la Colegio Municipal Técnico Salinas Siglo XXI se encuentra delimitado por las siguientes coordenadas:

- P1 (9752323.4123; 507817.0159)
- P2 (9752403.5814; 507943.0753)
- P3 (9752360.7582; 507980.0456)
- P4 (9752272.1536; 507847.7896)

El colegio cuenta con un área aproximada de 9110.43 metros cuadrados de los cuales 7055.53 metros cuadrados son ocupados por las instalaciones actuales del plantel educativo.

El área disponible para la construcción de la nueva infraestructura es de 1080 metros cuadrados. Esta área cuenta con un cerramiento y está a pocos metros de la infraestructura existente. Un edificio de aulas de clase se acoplaría a la infraestructura existente sin tener que hacer muchas modificaciones en la implantación arquitectónica original que dispone el plantel.

**Figura 2.2** Ubicación georreferenciada de la Colegio Municipal Técnico Salinas Siglo XXI



**Fuente:** Autores.

## 2.2. Infraestructura existente.

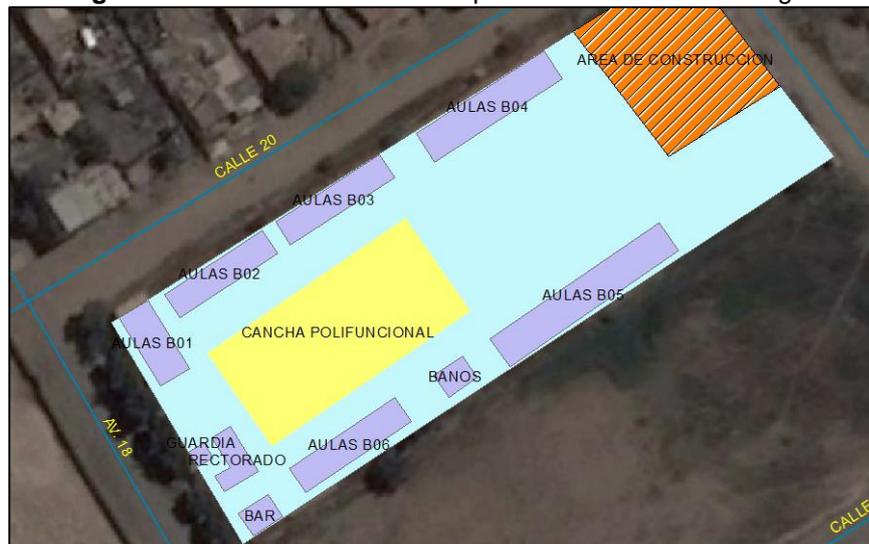
La Unidad Educativa cuenta con infraestructura adecuada pero no suficiente como para cumplir con la demanda de alumnos de la zona.

La infraestructura que existe en el plantel educativo se detalla a continuación:

**Tabla II** Área de los bloques de infraestructura existente en el Colegio.

Código	Área
Aulas b01	142.40 m <sup>2</sup>
Aulas b02	170.24 m <sup>2</sup>
Aulas b03	180.42 m <sup>2</sup>
Aulas b04	272.61 m <sup>2</sup>
Aulas b05	369.04 m <sup>2</sup>
Baños	48.00 m <sup>2</sup>
Aulas b06	194.08 m <sup>2</sup>
Bar	48.00 m <sup>2</sup>
Rectorado	75.86 m <sup>2</sup>
Guardia	16.00 m <sup>2</sup>

Fuente: Autores

**Figura 2.3** Distribución de los bloques existentes en el Colegio.

Fuente: Autores

## 2.3. Estudios de suelo.

### 2.3.1. Generalidades.

Es de vital importancia saber el comportamiento del suelo para conocer la seguridad sísmica de la estructura. La norma ecuatoriana de la construcción (NEC, 2015) establece 6 tipos de suelo y los clasifica según sus propiedades mecánicas, como la velocidad media de onda de corte ( $V_s$ ) y el número de golpes ( $N$ ). Para conocer estos parámetros es necesario realizar un ensayo de velocidad de onda de corte y un ensayo de penetración estándar respectivamente.

**Tabla III** Clasificación de suelos

Tipo de suelo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1\,500\text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1\,500\text{ m/s} > V_s \geq 760\text{ m/s}$
C	Perfil de suelo muy denso o roca blanda.	$760\text{ m/s} > V_s \geq 360\text{ m/s}$ $N \geq 50$
D	Perfil de suelo rígido.	$360\text{ m/s} > V_s \geq 180\text{ m/s}$ $50 \geq N > 15$
E	Perfil que contengan un espesor a 3 metros de arcilla blanda.	$V_s < 180\text{ m/s}$ $N < 15$
F	Suelos susceptibles a la falla causada por excitación sísmica.	
	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3\text{m}$ ).	
	Arcillas de alta plasticidad (Índice de Plasticidad $IP > 75$ ).	
	Perfiles con gran espesor de arcillas de rigidez blanda ( $H > 30\text{m}$ ).	
	Suelos con contrastes de impedancia como contacto entre suelo blando y roca.	
	Rellenos colocados sin control ingenieril	

**Fuente:** (NEC, 2015)

En busca de estudios de suelos cercanos a la Colegio Municipal Técnico Salinas Siglo XXI, se encontraron dos estudios de suelos.

El primero realizado por la empresa GEOCIMENTOS S.A para el diseño de una cimentación del monopolo para telefonía salinas sureste, ubicado a 3.24 Km de distancia del área en estudio con coordenadas geográficas latitud: - 2.218171° y Longitud: - 80.948244°. Véase el estudio de suelo en ANEXO A.

**Figura 2.4** Ubicación de los puntos de estudios de suelos.



**Fuente:** Autores

El segundo estudio de suelo fue realizado por la consultora AET para la construcción de una residencia particular, ubicado a 1.24 km de distancia del área en estudio con coordenadas geográficas latitud: - 2.229117° y Longitud: - 80.929783°. Véase el estudio de suelo en ANEXO A.

En base a estos dos estudios de suelo se puede revelar que se trata de un terreno de fundación compuesta por arena limosa (SM) de color café claro con finos de baja plasticidad y de 5.00 metros de espesor, con un nivel freático aproximadamente a los

3.50 metros de profundidad. Se puede identificar el suelo como tipo E por el número de golpes menor a 15.

Para confirmar si el suelo en el área en estudio, es similar a los estudios de suelo antes mencionados se realizó los ensayos respectivos para caracterizar el suelo.

### **2.3.2. Exploración de campo y toma de muestra.**

El día domingo 5 de junio del 2016 se procedió a realizar la inspección en campo, donde se desea implementar la edificación. Se pudo apreciar un amplio terreno sin ocupar donde se puede construir el proyecto propuesto en este estudio.

En la inspección del suelo a primera vista, se pudo observar que el terreno de la escuela está totalmente nivelado, también se pudo apreciar que todo el terreno se trata del mismo tipo de suelo, un suelo con una cantidad apreciable de finos de color amarillo y considerable plasticidad.

Se realizó una calicata de aproximadamente 1.80 metros de largo x 1.80 metros de ancho y 0.50 metros de profundidad, no se excavo más de un metro debido a que se observaba el mismo tipo de suelo, y al no contar con el tubo Shelby instrumento idóneo para este tipo de muestras, se tomó la muestra con un tubo galvanizado de pared delgada a un metro de profundidad.

### 2.3.3. Ensayos de laboratorio.

Posterior a la toma de muestras, se realizaron los ensayos del suelo en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra en ESPOL, el día lunes 6 de junio se realizaron los ensayos para clasificar el suelo, estos fueron:

- Granulometría ASTM-D-421-85
- Límites de Atterberg ASTM-D-4318-10
- Gravedad específica ASTM-C-0127

Los resultados de los ensayos se detallan a continuación:

#### 2.3.3.1 Granulometría.

**Tabla IV** Ensayo de granulometría norma ASTM D421-85

# Tamiz	Aber (mm)	Peso par. (gr.)	% rete	% rete acum	% pasan acum
No. 20	0.850	1.000	0.676	0.676	99.324
No. 40	0.425	5.550	3.753	4.429	95.571
No. 50	0.300	8.500	5.748	10.176	89.824
No. 70	0.250	16.600	11.225	21.401	78.599
No. 100	0.150	28.170	19.048	40.449	59.551
No. 120	0.125	19.000	12.847	53.296	46.704
No. 140	0.106	18.720	12.658	65.954	34.046
No. 200	0.075	48.000	32.457	98.411	1.589
<b>Fondo</b>		<b>2.350</b>		<b>1.589</b>	<b>100.000</b>
<b>Total</b>		<b>147.890</b>		<b>100.000</b>	

**Fuente:** Autores.

**Tabla V** Porcentaje de finos

<b>Peso muestra total</b>	<b>Peso pasante tamiz #200</b>	<b>% de finos</b>
300 g	147.89 g	49.30%

Fuente: Autores

**2.3.3.2 Gravedad Especifica.****Tabla VI** Ensayo de gravedad especifica norma ASTM C-0127

<b>MATRAZ NO.</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	
WMWS (GRS)	739.650	747.490	
Temperatura	27.520	27.900	
WMW (GRS)	679.850	687.360	
WMS (GRS)	283.500	290.830	
WM (GRS)	183.360	190.870	
WS= WMS-WM	100.140	99.960	
WS+WMW-WMWS	40.340	39.830	
<b>G S</b>	<b>2.482</b>	<b>2.510</b>	<b>2.50</b>

Fuente: Autores

**2.3.3.3 Límites de Atterberg.****Tabla VII** Ensayo de limite liquido norma ASTM D4318-10

<b>Límite líquido</b>					
<b>NO. ENSA</b>	1	2	3	4	5
<b>NO. RECI</b>	6	33	49	62	7
<b>WH+R (GR)</b>	14.63	28.5	22.82	17.04	10.76
<b>WS+R (GR)</b>	12.96	24.33	19.78	15.15	10.01
<b>WR (GR)</b>	6.15	6.1	6.31	6.45	6.35
<b>WW (GR)</b>	1.67	4.17	3.04	1.89	0.75
<b>WS (GR)</b>	6.81	18.23	13.47	8.7	3.66
<b>W%</b>	25%	23%	23%	22%	20%
<b>NO. GOLPES</b>	7	15	24	30	31
<b>LOG (GOLPES)</b>	0.845	1.176	1.380	1.477	1.491

Fuente: Autores.

**Tabla VIII** Ensayo de limite plástico norma ASTM D4318-10

<b>Límite plástico</b>			
<b>NO. ENS.</b>	1	2	3
<b>NO. RECI.</b>	41	27	30
<b>WH+R (GR)</b>	6.38	7.77	10.85
<b>WS+R (GR)</b>	6.31	7.52	10.09
<b>WR (GR)</b>	5.92	6.05	6.13
<b>WW (GR)</b>	0.07	0.25	0.76
<b>WS (GR)</b>	0.39	1.47	3.96
<b>W%</b>	18%	17%	19%
<b>NO. GOLPES</b>	40	40	40
<b>LOG (GOLPES)</b>	1.602	1.602	1.602

Fuente: Autores.

**Tabla IX** Limites e índice plástico

<b>WL%</b>	<b>WP%</b>	<b>IP</b>
22%	18%	4.0%

Fuente: Autores.

El gráfico de contenido de humedad vs número de golpes véase ANEXO A.

### 2.3.4. Clasificación del suelo

El sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) clasifica al suelo mediante su carta de plasticidad como una arena limosa (SM) de baja plasticidad.

La asociación americana para la construcción de carreteras de Estados Unidos (AASHTO), lo clasifica como un suelo A-4 (suelo limoso). véase ANEXO A.

### **2.3.5. Cálculo de la capacidad portante del suelo ( $q_u$ )**

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características físicas del subsuelo y se ha propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado mediante la fórmula de Meyerhof (1963), una variante de la fórmula de Terzaghi y Peck (1967). Se utilizó la fórmula de Meyerhof ya que considera la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo sobre el nivel de desplante de la cimentación. Además, se consideró ciertos parámetros propuestos por Vesic (1973).

#### **2.3.5.1 Cálculo de la densidad relativa**

A partir de estudios de suelos en zonas adyacentes al área de estudio y con los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio, se pudo clasificar el suelo como arenas limosas (SM) y arcillosas (SC) de baja a media plasticidad. Al ser un estudio de pre factibilidad nos permite apoyarnos en las tablas X y XI y con esa información poder determinar la densidad relativa teórica aproximada del suelo.

**Tabla X** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

Tipo de suelo	Relación de vacíos (e)	Condición saturada (%)	Peso específico seco	
			KN/m <sup>3</sup>	Lb/pe <sup>3</sup>
Arena uniforme suelta	0.8	30	14.5	92
Arena uniforme densa	0.45	16	18	115
Arena limosa suelta de grano angulosos	0.65	25	16	102
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	19	120
Arcilla dura	0.6	21	17	108
Arcilla blanda	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5	73-92
Loess	0.9	25	13.5	86
Arcilla orgánica blanda	2.5-3.2	90-120	6-8	38-51
Deposito glacial	0.3	10	21	134

Fuente: (Braja, 2004)

**Tabla XI** Índice de poros máximos y mínimos de suelos típicos.

Material	Índice de poros		Porosidad %		Peso específico seco kn/m <sup>3</sup>	
	emax	emin	Nmax	Nmin	Ydmin	Ydmax
Arena limpia uniforme	1.00	0.40	50.00	29.00	13.30	18.90
Arena limosa	0.90	0.30	47.00	23.00	13.90	20.30
Limo inorgánico	1.10	0.40	52.00	29.00	12.80	18.90

Fuente: (Hürlimann)

Mediante la siguiente formula:

$$D_r(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad \text{Ec. (1)}$$

Se determinó una densidad relativa de 41.67%, lo que indica que se encuentra en un estado de compacidad media según la tabla XII.

**Tabla XII** Descripción del suelo a partir de la compacidad relativa

Compacidad relativa, $d_r$ (%)	Descripción
0-20	Muy suelto
20-40	Suelto
40-60	Medio
60-80	Denso
80-100	Muy denso

Fuente: (Braja, 2004)

### 2.3.5.2 Capacidad del suelo.

Por Meyerhof:

$$\Phi = 25^\circ + 0.15 * D_r \quad \text{Ec. (2)}$$

Luego se tiene  $\Phi = 31.25^\circ$

Debido al estado de compacidad media del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente de ángulo de fricción, para tomar en cuenta el efecto de una posible falla local por corte como muestra Vesic (1973).

$$\Phi = \text{Arctg} \left[ \frac{2}{3} \text{tg}(31.25) \right] \quad \text{Ec. (3)}$$

$$\Phi = 21.82^\circ$$

Al tratarse de una arena limosa de baja a media plasticidad y compacidad media se ha considerado

$$C = 0.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \Phi = 21.00^\circ$$

Se recomienda el uso de zapatas cuadradas ideales para este tipo de estructura, esta cimentación se ha analizado a una profundidad de 1.50 metros, ya que de acuerdo con los dos estudios que se dispone a ese nivel de desplante se encontrara suelo competente para la fundación del edificio a diseñarse. Los detalles de la cimentación se muestran a continuación:

- B= 2.00 m (ancho de cimentación)
- L= 2.00 m (longitud de cimentación)
- Df=1.50 m (profundidad de desplante)

La capacidad de carga admisible del suelo se ha calculado de acuerdo a la metodología sugerida por Meyerhof.

$$q'u = c'NcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + \frac{1}{2}\gamma B_f N_\gamma F_\gamma s F_\gamma d F_\gamma i \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde c,  $\Phi$  son los parámetros considerados anteriormente.

Los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son función de  $\Phi$ :

- $N_c = 15.82$
- $N_q = 6.20$
- $N_\gamma = 7.07$

Factores de Forma

$$F_{cs} = 1,42 \quad F_{qs} = 1,21 \quad F_{\gamma s} = 1,21$$

Factores de Inclinación

$$F_{ci} = 1,00 \quad F_{qi} = 1,00 \quad F_{\gamma i} = 1,00$$

Factores de Profundidad

$$F_{cd} = 1,42 \quad F_{qd} = 1,21 \quad F_{\gamma d} = 1,21$$

De la tabla X relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos, y de los estudios de suelos que disponemos adyacentes a la zona de estudio se tiene que el suelo cuenta con las siguientes características:

$$\text{Peso específico seco, } \gamma_d = 17 \frac{kN}{m^3} = 1.71 \frac{ton}{m^3}$$

La capacidad de carga ultima del suelo es:

$$q_u = 40.98 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La capacidad de carga neta ultima de la zapata cuadrada es:

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad \text{Ec. (5)}$$

Donde:

$$q = \gamma_d * D_f \quad \text{Ec. (6)}$$

$$q = (1.71) * (1.50) = 2.56 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{neta(u)} = 38.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La capacidad de carga neta admisible es:

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_{neta(u)}}{FS} \quad \text{(Ec. 7)}$$

$$FS = 3.00$$

$$q_{neta(adm)} = 12.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

### **2.3.6. Conclusiones y recomendaciones del estudio del suelo.**

Del estudio de suelos que se dispone en zonas adyacentes a la zona de estudio y además de la confirmación del tipo de suelo en el laboratorio de la facultad se puede concluir y recomendar lo siguiente:

- a) El subsuelo corresponde a arenas limosas y arcillosas de baja a media plasticidad de compacidad media.
- b) Se recomienda el uso de cimentación superficial, del tipo zapata cuadrada. La capacidad admisible del suelo fue calculada de acuerdo a la metodología sugerida por Meyerhof.
- c) Se ha analizado este tipo de cimentación a una profundidad de desplante de 1.50 metros con 2.00 metros de ancho por 2.00 metros de largo, la capacidad admisible del suelo a esta profundidad es de 12.81 ton/m<sup>2</sup>, se aplicó un factor de seguridad (FS)= 3.00
- d) Las medidas de la cimentación pueden ser modificadas cuando se hagan los diseños estructurales correspondientes dependiendo de los esfuerzos ejercidos por la estructura del edificio de aulas de clase y el espesor de la cimentación deberá ser determinado a partir de los momentos flectores calculados.

## **2.4. Filosofía de diseño sismo resistente**

Revisando la norma (NEC, 2015) en el capítulo de peligro sísmico sección 4.2. sobre la filosofía de diseño, se podría resumir esta sección de la siguiente manera:

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de una estructura a nivel de preservación de la vida humana ante un sismo de diseño, dicho sismo con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, es decir, que tenga un 10 % de ocurrencia en la vida útil promedio de una estructura convencional. Esto es equivalente a un periodo de retorno de 475 años.

La norma ecuatoriana de la construcción también hace hincapié en lo siguiente:

### **2.4.1. Requisitos mínimos de diseño**

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. (NEC, 2015)

Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. (NEC, 2015)

Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. (NEC, 2015)

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

#### 2.4.2. Diseño basado en desempeño sísmico.

Figura 2.5 Matriz de desempeño sísmico



Fuente: (Federal Emergency Management Agency, 2000)

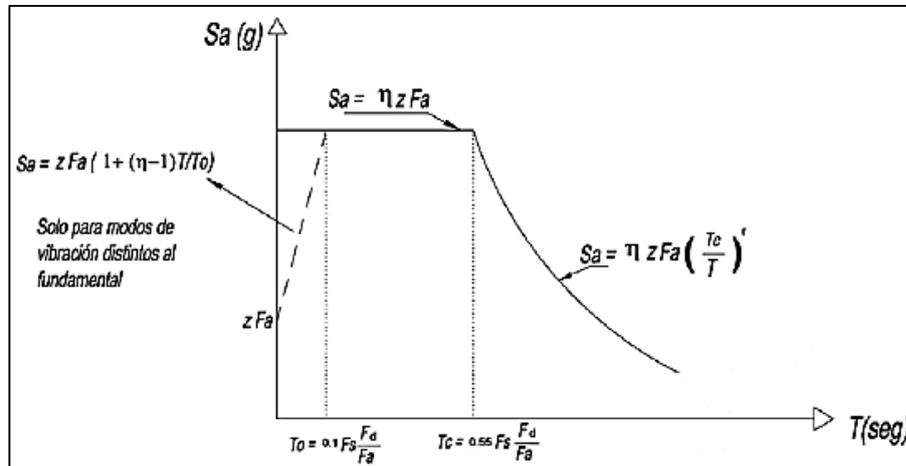
Según la matriz de desempeño sísmico; un desempeño aceptable de una estructura ocurre cuando los niveles de sismo de diseño se encuentran entre sismo base de diseño (DBE) con periodo de retorno 2/3 del sismo considerado máximo (MCE) y un sismo considerado máximo con una excedencia igual al 2% en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 2500 años. Y su nivel de desempeño sísmico se encuentra entre ocupación inmediata (OI).

## **2.5. Evaluación de peligro sísmico.**

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ) según la NEC 2015 en su capítulo de peligro sísmico (NEC\_SE\_DS), queda expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, sus componentes se proporcionan en la Figura 2.5, y son determinados con:

- El factor de zona sísmica  $Z$ .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

**Figura 2.6** Espectro elástico horizontal de diseño.



Fuente: (NEC, 2015)

### 2.5.1. Determinación del tipo de suelo

Según el estudio de suelo previamente realizado, el proyecto se encuentra en tipo de suelo E según la clasificación dada por la NEC\_SE\_DS sección 3.2.1.

**Tabla XIII** Clasificación de los perfiles del suelo

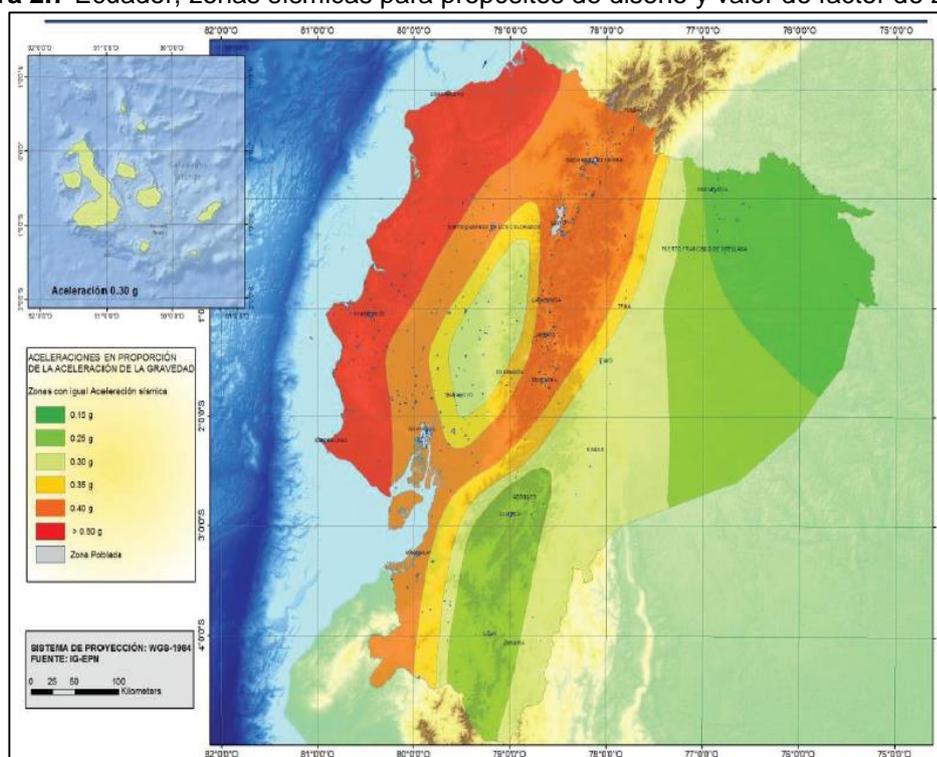
Tipo de perfil	Perfil de roca competente	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $>V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $>V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, ó	360 m/s $>V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, ó	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnia. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falta o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5 m con índice de Plasticidad $IP > 75$ )	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m)	
	F5 - Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (NEC, 2015)

## 2.5.2. Caracterización de peligro sísmico según la zona.

La provincia de Santa Elena se encuentra en una zona sísmica VI como se observa en la figura 2.6, por lo tanto, se adopta un factor  $Z=0.50$ , la caracterización del peligro sísmico es muy alta.

**Figura 2.7** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z.



Fuente: (NEC, 2015)

**Tabla XIV** 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	Indeterminada	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC, 2015)

### 2.5.3. Coeficientes del perfil de suelo.

Una vez definido el tipo de suelo y el valor de zona sísmica y el factor Z se puede seleccionar los coeficientes del perfil del suelo que sirvieran para construir el sismo de respuesta elástico.

a) Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

**Tabla XV** Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
<b>B</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>C</b>	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
<b>D</b>	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
<b>E</b>	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
<b>F</b>	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

**Fuente:** (NEC, 2015)

b) Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

**Tabla XVI** Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.50$
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015)

a) F<sub>s</sub>: comportamiento no lineal de los suelos**Tabla XVII** Tipo de suelo y factores de sitio F<sub>s</sub>

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.50$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015)

**2.5.4. Relación de amplificación espectral,  $\eta$ .**

Varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

- $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente

En la tabla XVIII se observa todos los parámetros obtenidos para construir el espectro de respuesta elástica.

**Tabla XVIII** Factores de sitio y parámetros.

Tipo de perfil del subsuelo E					
zona sísmica=	VI	Fa=	0.85	n=	1.8
valor de z=	0.5	Fd=	1.5	To=	0.35
		Fs=	2	Tc=	1.94

**Fuente:** Autores.

### 2.5.5. Construcción del espectro de respuesta elástica de diseño

Siguiendo las componentes de la figura 2.5. y los parámetros obtenidos en la tabla XVIII, se construye el espectro de diseño elástico.

**Figura 2.8** Espectro de respuesta elástica de diseño

Fuente: Autores.

## 2.6. Descripción general del bloque de aulas.

De acuerdo al plano arquitectónico el bloque de aulas consiste de 2 pisos (un nivel planta baja, un nivel planta alta y un nivel de cubierta). La altura del bloque de aulas por encima del nivel de superficie será de 8.00 metros aproximadamente, con altura de entrepiso de 4 metros para la planta baja y planta alta y un área de construcción de 284.00 metros cuadrados. La geometría general de la estructura es adecuada para sismo resistencia ya que es simétrica y tiene forma rectangular.

En la planta baja se encontrarán los baños y 2 aulas correspondientes a inicial, las escaleras llevan hacia la primera planta alta donde se camina por un corredor en voladizo y se ingresa a las 2 aulas correspondientes a bachillerato técnico y posiblemente un laboratorio de computo.

El sistema estructural del bloque de aulas estará conformado por pórticos resistente a momentos (PRM), los pórticos se encuentran ubicados de la siguiente manera:

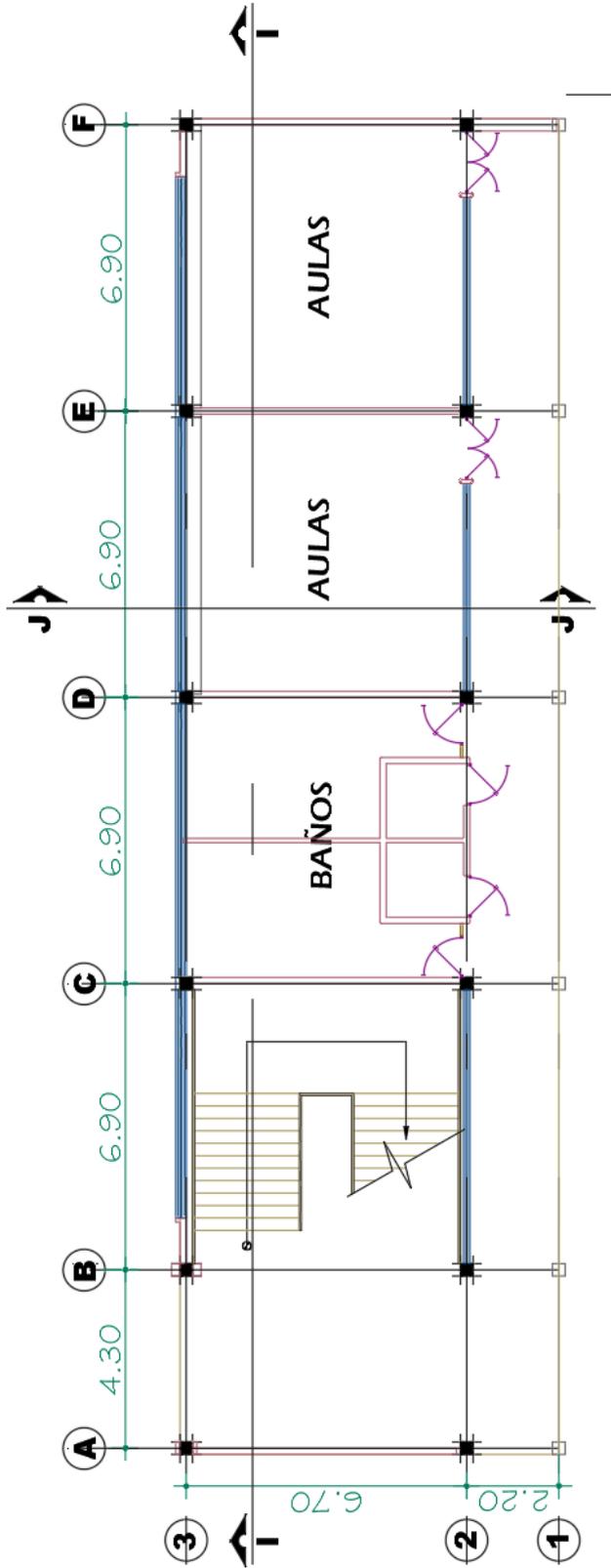
**Tabla XIX** Separación de ejes en dirección X y Y

Dirección	Ejes	Separación
X	A-B	4.30
	B-C	6.90
	C-D	6.90
	D-E	6.90
	F-J	6.90
Y	1-2	2.20
	2-3	6.70

**Fuente:** Autores.

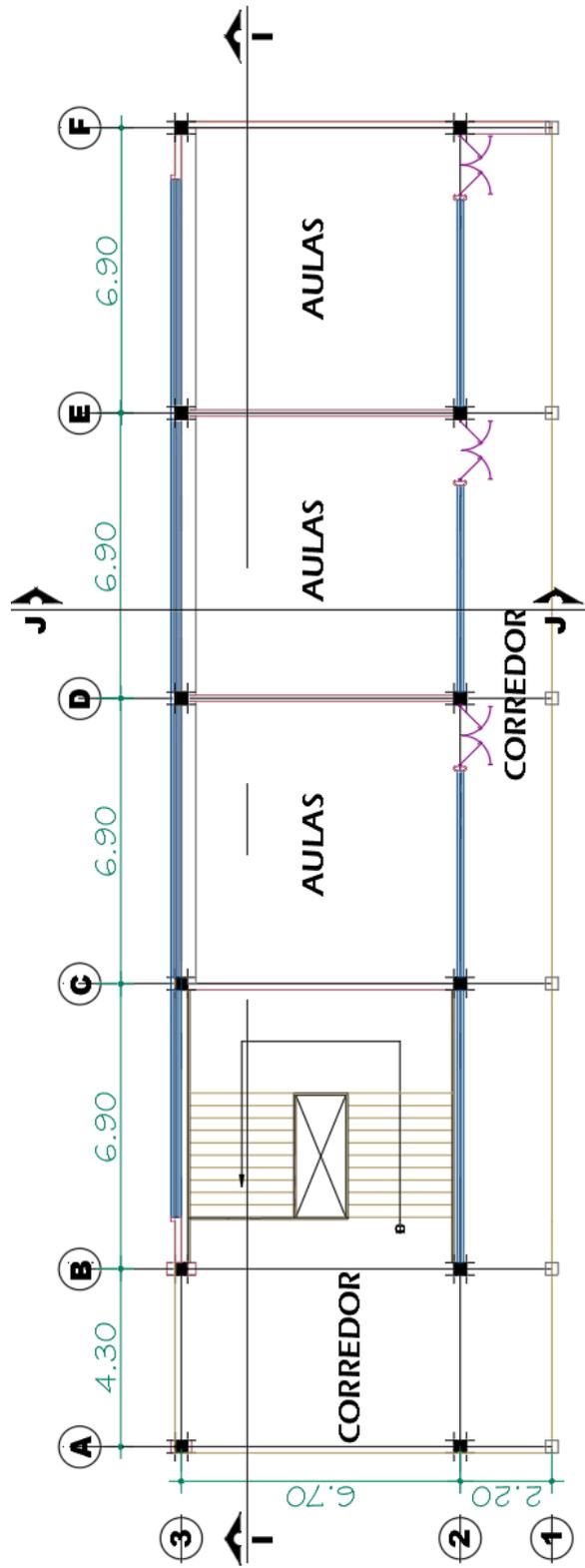
A continuación, se muestra la distribución de espacios en un esquema arquitectónico de los dos pisos.

Figura 2.9 Ejes estructurales, planta baja.

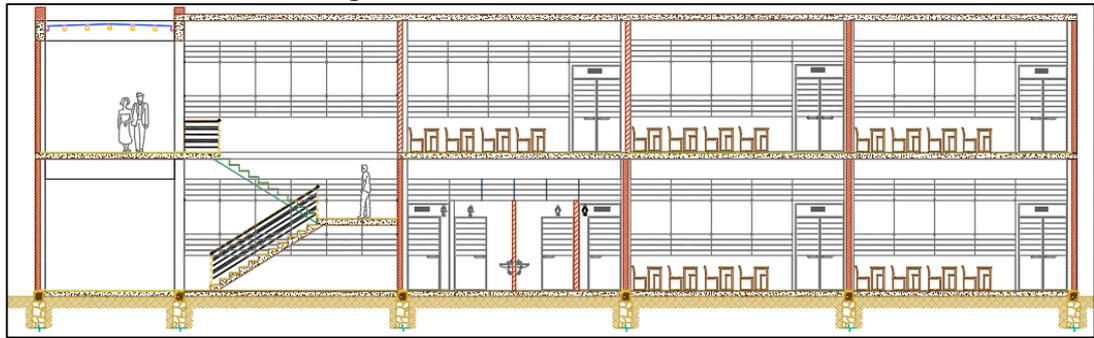
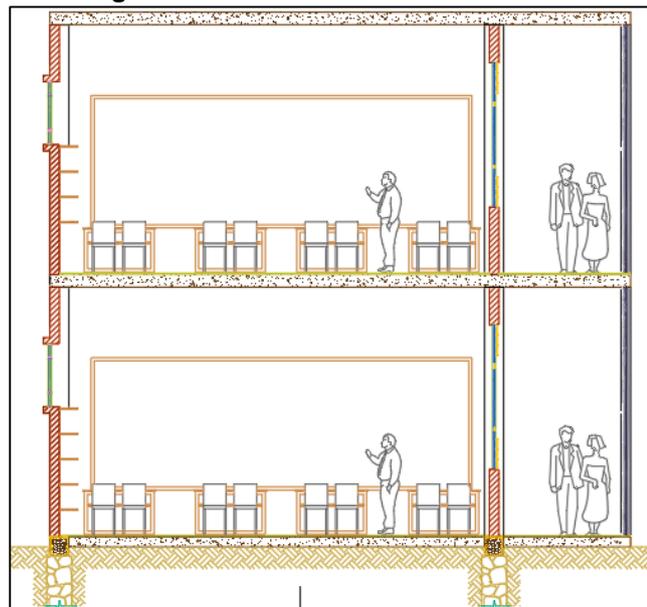


Fuente: Autores

Figura 2.10 Eje estructurales, planta alta.



Fuente: Autores

**Figura 2.11** Vista en elevación: corte I-I**Fuente:** Autores**Figura 2.12** Vista en elevación: corte J-J**Fuente:** Autores

# CAPÍTULO 3

## 3. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

### 3.1. Pórticos de concreto resistente a momentos.

Los elementos estructurales serán de hormigón armado, las vigas descolgadas, las columnas rectangulares, las losas aligeradas unidireccionales y las escaleras de losa maciza, con un hormigón que tiene una resistencia a la compresión de  $f'_c=280$  Kg/cm<sup>2</sup> y el acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de  $f_y= 4200$  kg/cm<sup>2</sup>. La cimentación consiste en zapatas aisladas como base para las columnas del bloque de aulas, la cimentación junto a la geometría regular brinda a la estructura buena estabilidad.

El edificio estará asentado en un suelo con las siguientes características:

- Numero de golpes: 12
- Carga admisible: 12.81 ton/m<sup>2</sup>
- Arenas limosas de color café claro con finos de baja plasticidad
- Nivel freático a 3.5 metros de profundidad

- Según la tabla XIII obtenida de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS), clasifica al suelo como tipo E.

### 3.1.1. Cálculo de cargas.

La NEC-SE-CG establece las cargas por metro cuadrado para la carga muerta y carga viva en la sección 4.1 y 4.2 respectivamente.

#### 3.1.1.1 Carga muerta.

Para una unidad educativa se consideraron que van a existir las siguientes cargas.

**Tabla XX** Carga muerta por metro cuadrado.

<b>Cielo raso</b>	0.010 T/m <sup>2</sup>
<b>Baldosa + mortero</b>	0.107 T/m <sup>2</sup>
<b>Paredes</b>	0.230 T/m <sup>2</sup>
<b>Enlucido</b>	0.024 T/m <sup>2</sup>
<b>Ducto y varios</b>	0.019 T/m <sup>2</sup>

**Fuente:** (NEC, 2015)

#### 3.1.1.2 Cargas vivas

Para una unidad educativa son las siguientes:

**Tabla XXI** Carga Viva por metro cuadrado

<b>Aulas</b>	0.2 T/m <sup>2</sup>
<b>Corredores segundo piso y superior</b>	0.4 T/m <sup>2</sup>
<b>Corredores primer piso</b>	0.48 T/m <sup>2</sup>

Fuente: (NEC, 2015)

No se reducirá la carga viva por ser una estructura de ocupación especial como indica la NEC-SE-GS sección 3.2.2.

En resumen, las cargas totales que actúan en cada piso son:

**Tabla XXII** Resumen de cargas PCRM

<b>Cargas</b>	<b>Primer piso</b>	<b>Segundo piso</b>
<b>WD (T/m<sup>2</sup>)</b>	0.613	0.299
<b>WL (T/m<sup>2</sup>)</b>	0.300	0.100

Fuente: Autores

### 3.1.2. Cálculo de las fuerzas sísmicas.

Las fuerzas sísmicas van a ser iguales para los pórticos en la dirección X y Y debido a que tienen la misma configuración estructural de PCRM.

La NEC en su sección 6.3 indica el procedimiento para el cálculo de las fuerzas sísmica mediante la filosofía de diseño basado en fuerzas (DBF).

Calcular el periodo aproximado mediante la siguiente expresión, sección 6.3.3. (NEC, 2015).

$$T = C_t * H_n^\alpha \quad \text{Ec. (8)}$$

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muro estructurales ni diagonales rigidizadoras:

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.9$$

$$T = 0.36 \text{ s}$$

Para determinar el coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  que se utilizará, se reducirá la ordenada del espectro elástico conforma la siguiente ecuación.

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \Phi_P * \Phi_E} \quad \text{Ec. (9)}$$

Coeficiente de importancia de la estructura (I):

La sección 4.1 de la norma indica que para escuelas y centros de educación la estructura tiene un coeficiente de  $I=1.3$

Factor de reducción de resistencia (R):

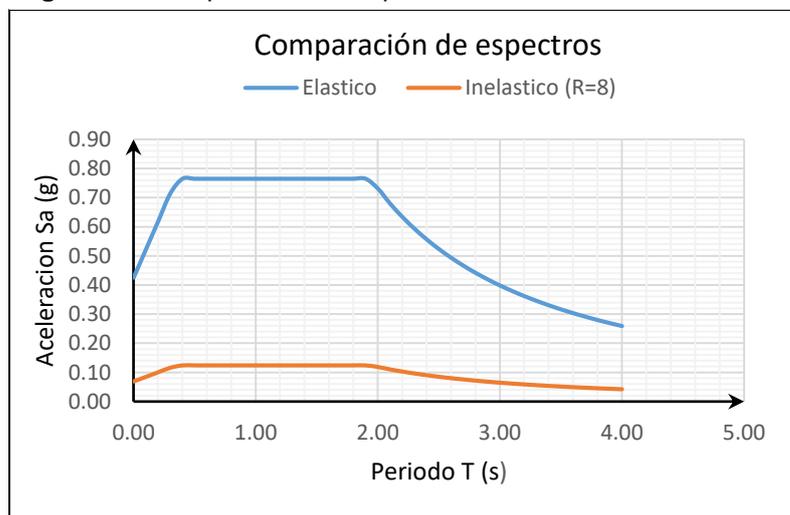
Este factor permite disminuir la coordenada elástica espectral, proveyendo de una adecuado ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

La tabla 15 de la NEC-SE-DS indica que para pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas este factor es igual a  $R=8$ .

Factores de configuración estructural en planta y elevación  $\phi_P, \phi_E$  (NEC 2015 5.2.1):

$$\phi_P, \phi_E = 1$$

**Figura 3.1** Comparación de espectros elástico e inelástico PCRM



**Fuente:** Autores

Para  $T = 0.36$ ;  $S_a = 0.765$

Para el periodo teórico aproximado 0.36s, y aplicando Ec. 9.

$$C_s = 0.1243$$

Determinación del cortante de base  $V$  con los resultados de los pasos anteriores:

NEC 2015 6.3.2 define al cortante basal mediante la expresión:

$$V = \frac{I * S_a(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad \text{Ec. (10)}$$

$$V = C_s * W \quad \text{Ec. (11)}$$

Asumiendo para este primer análisis un peso propio de los elementos a un 5% de la carga muerta sobre impuesta.

**Tabla XXIII** Peso total de la estructura PCRM

	<b>W = (WD + WPP) * AT</b>
W2	138.85 Ton
W1	243.42 Ton
<b>WT</b>	<b>389.04 Ton</b>

**Fuente:** Autores

El cortante quedaría de la siguiente manera:

$$V = 0.124 * 389.04$$

$$V = 47.52 \text{ Ton}$$

Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V (NEC2011 6.3.5)

$$F = \frac{W * h^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V \quad \text{Ec. (12)}$$

Determinación de K:

**Tabla XXIV** Valores de K

T (s)	K
≤0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.5T
>2.5	2

Fuente: (NEC, 2015)

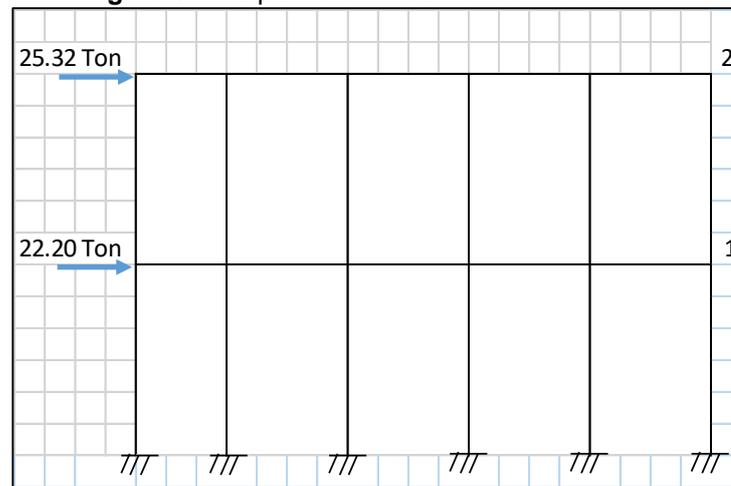
Para T=0.36; K=1

**Tabla XXV** Distribución de fuerzas sísmicas.

Nivel	Altura (m)	Wx (Ton)	Dirección en X; Vx = 47.52 Ton				Dirección en Y; Vy = 47.52 Ton				
			Wx*hx^kx	Cvx	Fx (Ton)	Vx (Ton)	Wx*hx^kx	Cvx	Fx (Ton)	Vx (Ton)	
2	8.00	138.85	1110.80	0.53	25.32			1110.80	0.53	25.32	
2V						25.32					25.32
1	4.00	243.42	973.68	0.47	22.20			973.68	0.47	22.20	
1V						47.52					47.52

Fuente: Autores.

**Figura 3.2** Esquema de la distribución de fuerzas



Fuente: Autores.

### 3.1.3. Losa

Para esta alternativa se considera una losa aligerada sin cajonetas y un espesor de losa según indica la tabla 9.5a del ACI 318S-11

$$\frac{l}{18.5} = 19cm \quad \text{Ec. (13)}$$

Entonces se define una losa aligerada reforzada en una dirección con una loseta de compresión de 5cm y nervios de 15cm de altura

### 3.1.4. Columnas

#### 3.1.4.1 Primer piso

La carga muerta más el peso propio y más la carga viva que baja por columna del primer piso es  $P_i=51.03$  Ton.

Y el área efectiva es:

$$A_e = \frac{P_i}{\alpha f'_c} \quad \text{Ec. (14)}$$

$$A_e = 992.43 \text{ cm}^2$$

Para esta área se necesita columnas cuadradas de 35x35 cm.

Para las columnas perimetrales del primer y segundo piso debido a que soportan poca área tributaria se adoptó una dimensión mínima de 25x25cm.

#### 3.1.4.2 Segundo piso

Las columnas de la segunda planta tan solo soportan una carga de 20 Ton, para que no exista un cambio brusco de dimensiones de columnas entre el primer y segundo piso se colocarán para la segunda planta columnas cuadradas de 30x30cm, y para las columnas perimetrales iguales que las del primer piso 25x25cm.

### 3.1.5. Vigas secundarias

La altura mínima según la tabla 9.5A del ACI 318S-11 la Ec.13:

$$\frac{l}{18.5} = 37cm$$

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L \quad \text{Ec. (15)}$$

$$q_u = 4.403 \frac{T}{m}$$

$$M_U = \frac{q_u * l^2}{10} \quad \text{Ec. (16)}$$

$$M_U = 18.03 T * m$$

Asumiendo  $b_w = 30cm$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{\phi * b_w * f'c * w * (1 - 0.59w)}} \quad \text{Ec. (17)}$$

$$d = 39.20cm$$

Se asumirá vigas de 30x45 cm

Revisión por cortante:

$$V_U = \frac{1.15 * q_u * L}{2} \quad \text{Ec. (18)}$$

$$V_U = 16.20 T$$

A una distancia  $d = 39.20 \text{ cm}$ ,  $V_U = 14.22 \text{ Ton}$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{Ec. (19)}$$

$$V_c = 10.43 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c \quad \text{Ec. (20)}$$

$$V_s = 8.53 \text{ Ton}$$

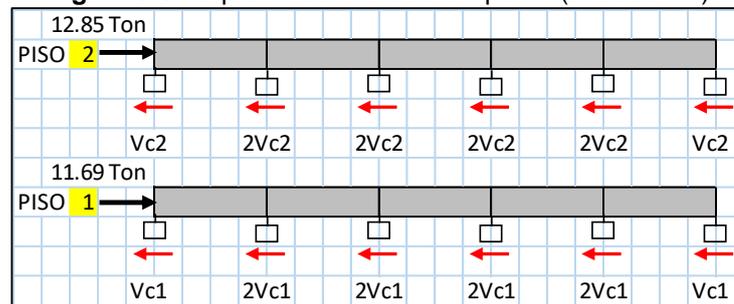
$$2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 43.30 \text{ Ton} \quad \text{Ec. (21)}$$

$$V_s < 2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{Ec. (22)}$$

### 3.1.6. Vigas principales

#### 3.1.6.1 Primer piso en dirección X

Mediante el método del portal se estimó las fuerzas internas y reacciones, donde se determinó los momentos para estimar las dimensiones de las vigas.

**Figura 3.3** Esquema del método del portal (dirección X)

Fuente: Autores

**Tabla XXVI** Momento último

	<b>Momentos (T*m)</b>
<b>Muerta</b>	12.36
<b>Viva</b>	4.32
<b>Sismo (Método del portal)</b>	7.07
<b>1.2D + E + L</b>	26.22

Fuente: Autores

Asumiendo  $b_w = 30\text{cm}$ , utilizando la Ec.17 se tiene:

$$d = 41.50\text{cm}$$

Se adoptarán vigas de 30x50cm

Revisión por cortante:

**Tabla XXVII** Cortante último.

	<b>Cortante (T)</b>
<b>Muerta</b>	10.85
<b>Viva</b>	3.79
<b>Sismo (Método del portal)</b>	2.16
<b>1.2D + 1.6L</b>	19.08

Fuente: Autores

De Ec. 18 a 22 se tiene:

$$V_c = 11.17 \text{ Ton}$$

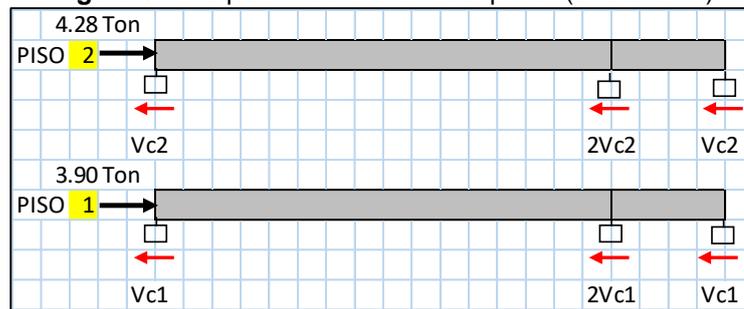
$$V_s = 14.26 \text{ Ton}$$

$$2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 46.38 \text{ Ton}$$

$$V_s < 2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{O.K}$$

### 3.1.6.2 Primer piso en dirección Y

Mediante el método del portal se estimó las fuerzas internas y reacciones, donde se determinó los momentos para estimar las dimensiones de las vigas.

**Figura 3.4** Esquema del método del portal (dirección Y)

Fuente: Autores

**Tabla XXVIII** Momento ultimo dirección Y

	<b>Momentos (T*m)</b>
<b>Muerta (Qd*12/10)</b>	11.96
<b>Viva ((Ql*12/10)</b>	4.17
<b>Sismo (Método del portal)</b>	12.18
<b>1.2D + E + L</b>	30.71

Fuente: Autores.

Asumiendo  $b_w = 30\text{cm}$ , utilizando la Ec.17 se tiene:

$$d = 44.91\text{cm}$$

Se adoptarán vigas de 30x50cm

Revisión por cortante:

**Tabla XXIX** Cortante ultimo dirección Y

	<b>Cortante (T)</b>
<b>Muerta (1.15*Qd*I/2)</b>	<b>10.83</b>
<b>Viva (1.15*Ql*I/2)</b>	<b>3.78</b>
<b>Sismo (Método del portal)</b>	<b>3.72</b>
<b>1.2D + E + L</b>	<b>20.50</b>

Fuente: Autores

De Ecs. 18 a 22 se tiene:

$$V_c = 11.97 \text{ Ton}$$

$$V_s = 15.36 \text{ Ton}$$

$$2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 49.70 \text{ Ton}$$

$$V_s < 2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{O.K}$$

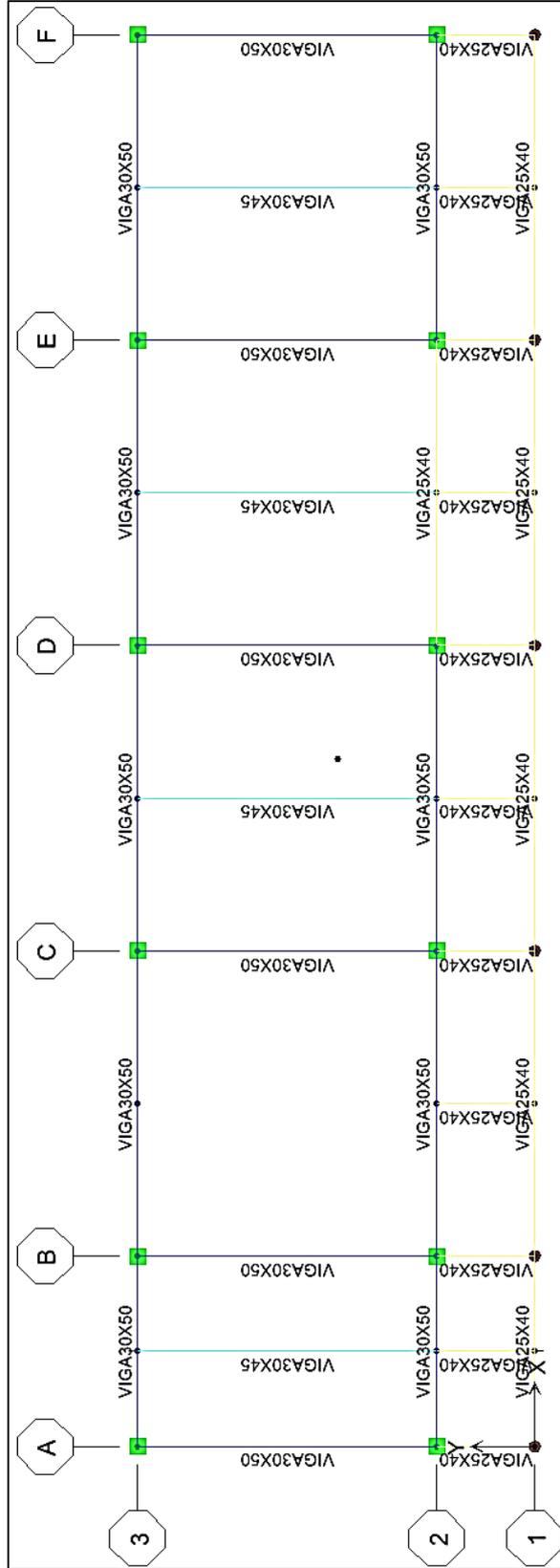
### 3.1.7. Vigas de cubierta Y perimetrales.

Para las vigas de cubierta y perimetrales frontales se tomará la sección mínima de 25x40cm

### **3.1.8. Análisis Estructural.**

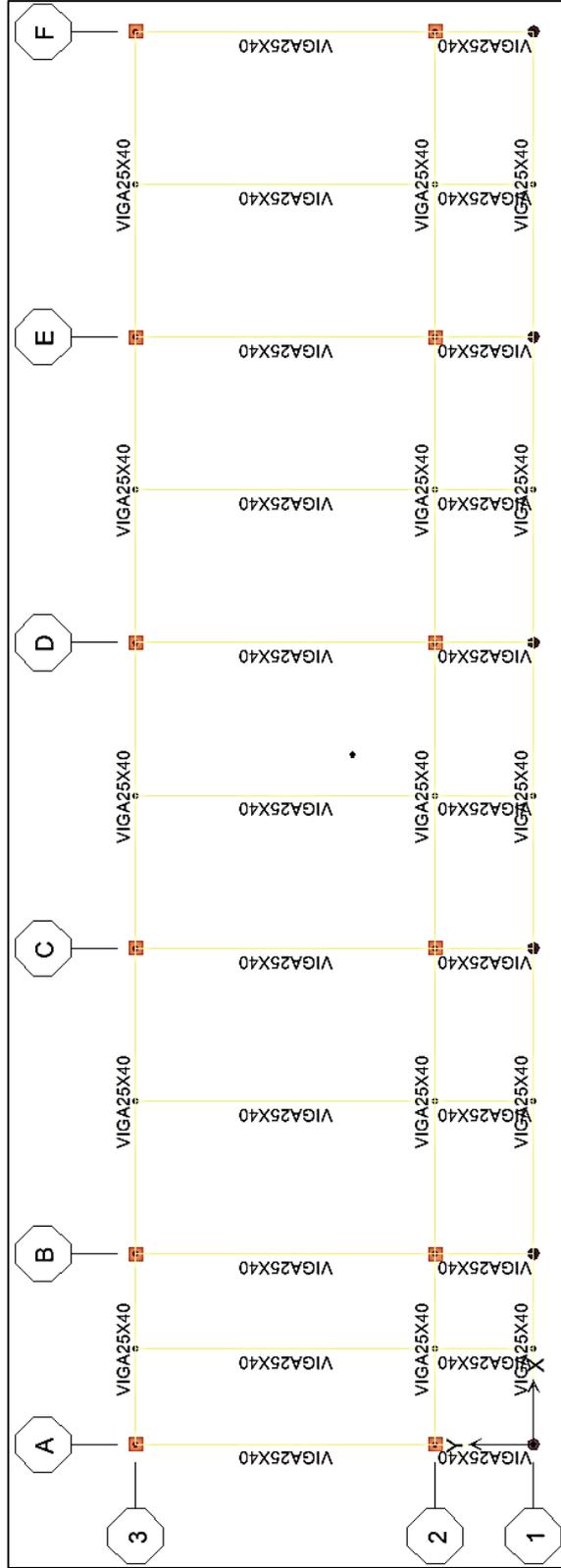
Con ayuda del software Etabs se realiza el análisis estructural, la distribución de vigas y columnas pre dimensionadas se muestra a continuación:

Figura 3.5 Dimensiones de vigas primer piso



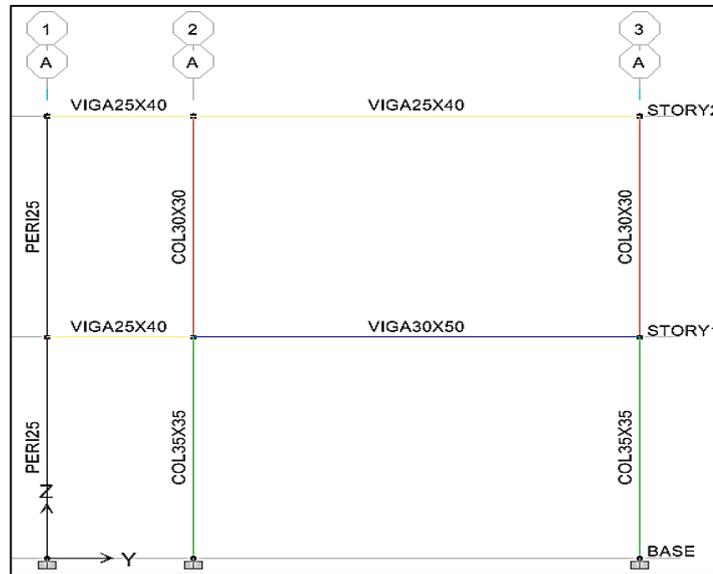
Fuente: ETABS V.9

Figura 3.6 Dimensiones de vigas cubierta



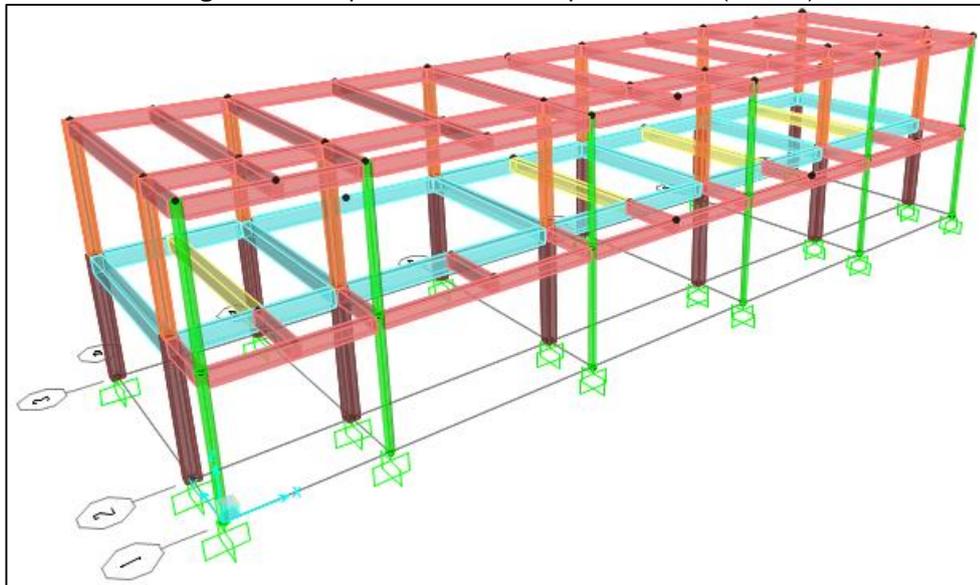
Fuente: ETABS V.9

**Figura 3.7** Dimensiones de columnas para todos los pórticos



Fuente: ETABS V.9

**Figura 3.8** Esquema 3-D del bloque de aulas (PCRM)



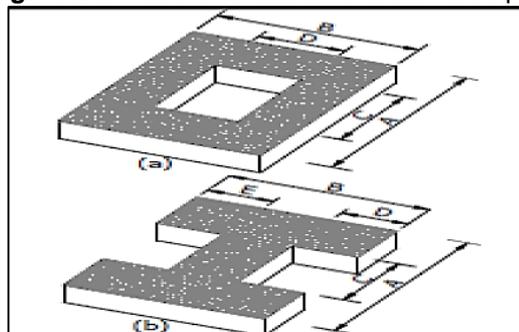
Fuente: ETABS V.9

### 3.1.9. Chequeo de los problemas de configuración estructural

#### 3.1.9.1 Discontinuidad en el sistema de piso

Analizamos este tipo de irregularidad debido al espacio dejado para la escalera en la primera planta, a continuación, la se analiza si existe este tipo de irregularidad según indica la NEC SE-DS sección 5.2.3.

**Figura 3.9** Discontinuidad en el sistema de piso



Fuente: (NEC, 2015)

$$C * D > 0.5 * A * B \quad \text{Ec. (23)}$$

$$6.9 * 6.7 > 0.5 * 31.9 * 8.9$$

$$46.23 < 141.95$$

No se cumple la inecuación plantada por la NEC, por lo tanto, se concluye que no existe este tipo de irregularidad en planta.

### 3.1.9.2 Irregularidad torsional

Antes de seguir con el diseño se modela la estructura en el programa ETABS, y se ejecuta el análisis modal para saber las distintas formas de vibrar de la estructura de manera natural, ya que se presume de una ligera torsión en planta debido a la excentricidad que existe entre el centro de masa y el centro de rigidez. Estos centros de masa y rigidez se detallan a continuación:

**Tabla XXX** Centros de masa y rigidez PCRM

	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$
<b>PISO1</b>	16.55	4.61	15.09	5.09	1.46	0.48
<b>PISO2</b>	15.87	4.42	15.06	4.81	0.81	0.39

**Fuente:** Autores

De acuerdo a la (NEC, 2015) sección 5.2.3 existe irregularidad torsional si:

$$\Delta_1 > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \quad \text{Ec. (24)}$$

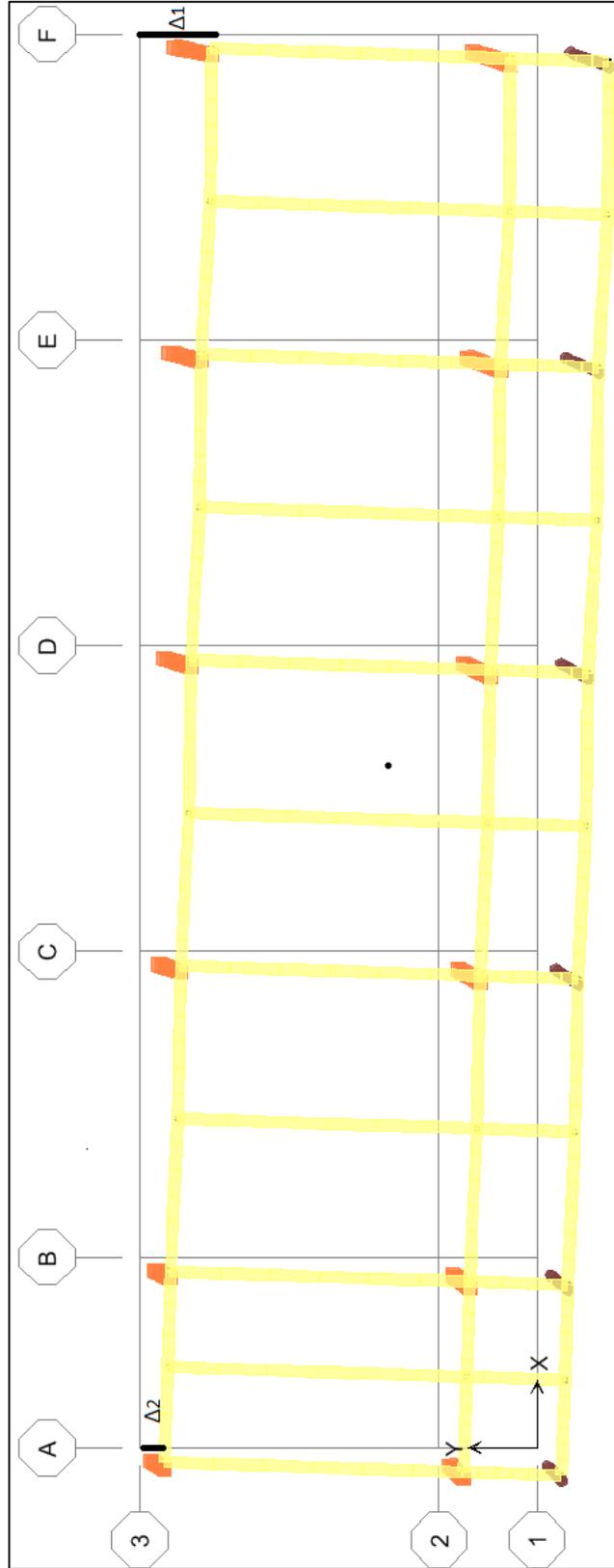
$$\Delta_1 = 0.23 \text{ m}$$

$$\Delta_2 = 0.078 \text{ m}$$

$$1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = 0.185$$

Este desplazamiento ocurrió en el primer modo de vibración.

Figura 3.10 Desplazamientos en el primer modo de vibración.



Fuente: Etabs v.9

Como se puede observar en las tablas de chequeo de irregularidad torsional tanto por derivas y por excentricidad se llega a la misma conclusión, existe un problema de torsión en planta.

Después de varias iteraciones de cálculo, manteniendo el mismo sistema estructural (PCRM) variando las dimensiones de las vigas y columnas con el fin de disminuir las excentricidades entre el centro de masa y de rigidez, no se obtuvieron resultados favorables.

Para evitar torsiones en planta (Granizo Malusín, 2013) sugiere lo siguiente:

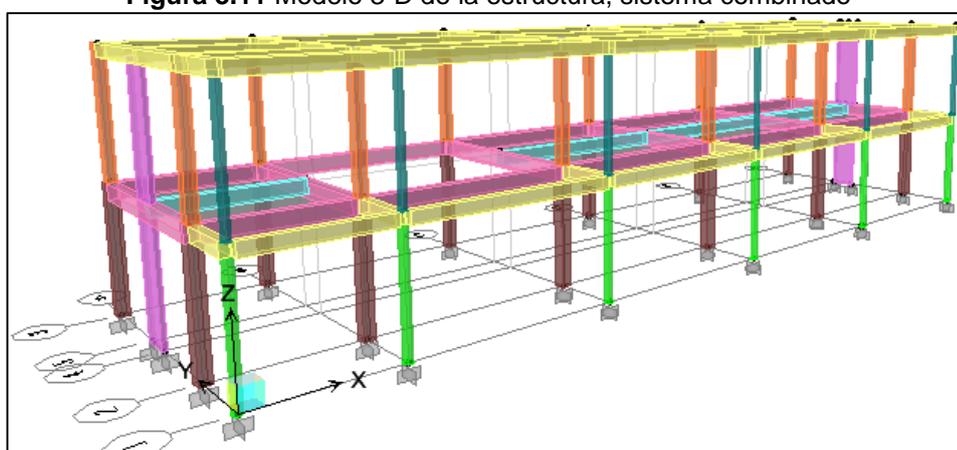
- Tener diseños de edificios con formas simétricas y correcta distribución de elementos resistentes.
- Separar en cuerpos diferentes la planta irregular siendo su separación la máxima deriva de piso calculada.
- Utilizar elementos estructurales de gran rigidez en las uniones de la planta (paredes de corte).

Las dos primeras sugerencias no son soluciones para este proyecto debido a que la configuración arquitectónica ya está definida y acoplada a la necesidad de la unidad educativa.

### 3.2. Sistema de pórticos de concreto combinado con muros.

La solución al problema de torsión se encontró mediante un sistema combinado, es decir, colocando muros de corte en la dirección Y y en la dirección X un sistema de PCRM, Como se muestra en la siguiente figura:

**Figura 3.11** Modelo 3-D de la estructura, sistema combinado



**Fuente:** Etabs v.9

Colocando unos muros de 1.00 metros de ancho en toda su longitud de 15 cm de espesor en el eje A y F

**Tabla XXXI** Centro de masa y rigidez con muros estructurales

	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$
PISO1	16.97	4.29	15.62	4.81	1.35	0.52
PISO2	15.87	4.33	15.51	4.78	0.36	0.45

**Fuente:** Autores.

Aplicando Ec. 24:

$$\Delta_1 = -0.22 \text{ m}$$

$$\Delta_2 = -0.27 \text{ m}$$

$$1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = 0.294$$

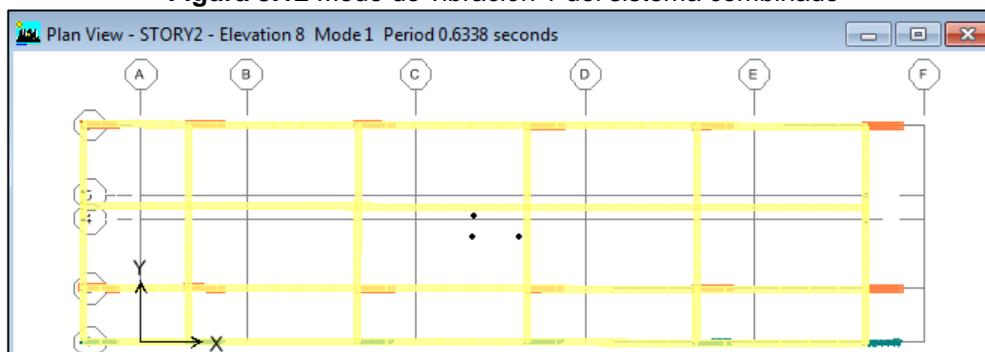
Se concluye que debido a:

$$\Delta_1 < 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \text{ no existe torsión en planta.}$$

Para este sistema estructural no se ve afectado el espectro de respuesta sísmica en la dirección Y debido a que la norma valora a los sistemas con muros de hormigón con un factor de reducción de resistencia también igual a  $R=8$ .

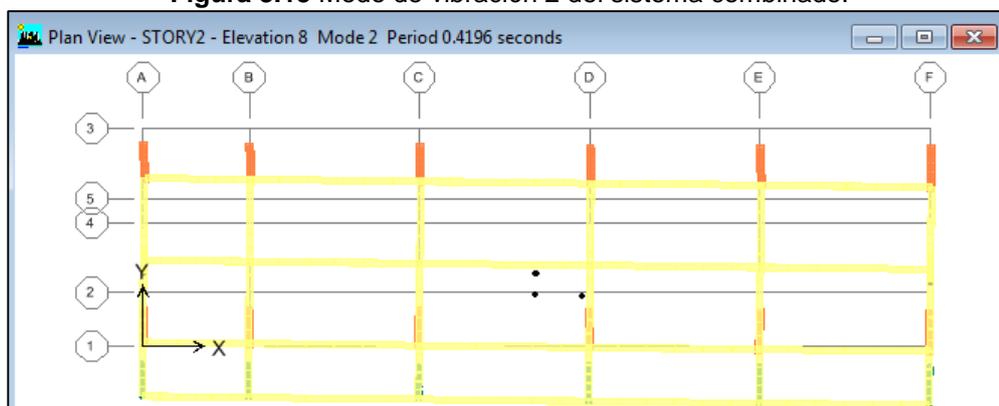
A continuación, se muestra los periodos de vibración modal que genera el programa de acuerdo al nuevo sistema estructural y se presentan los valores directos de la distribución vertical de las fuerzas sísmicas, ya que se detalló ampliamente el cálculo del mismo anteriormente.

**Figura 3.12** Modo de vibración 1 del sistema combinado



Fuente: Etabs v.9

**Figura 3.13** Modo de vibración 2 del sistema combinado.



Fuente: Etabs v.9

### 3.2.1. Cálculo de fuerzas sísmicas.

Con los periodos calculados en el análisis modal se recalcula la distribución de fuerzas del edificio

Para  $T = 0.42$  y  $T = 0.63$ ;  $S_a = 0.765$

Para el periodo teórico aproximado  $0.42s$ , y aplicando Ec. 9.

$$C_s = 0.1243$$

Se vuelve a calcular el peso de la estructura debido a la implementación de muros estructurales.

**Tabla XXXII** Peso total de la estructura de sistemas combinados

	<b>W = (WD + WPP) *AT</b>
<b>W2</b>	141.73 Ton
<b>W1</b>	246.30 Ton
<b>WT</b>	394.80 Ton

**Fuente:** Autores.

Con la Ec. 10 se calcula el cortante basal del nuevo sistema estructural

$$V = 0.124 * 394.80$$

$$V = 48.24 \text{ Ton}$$

Con la Ec. 12 se determina las fuerzas sísmicas del nuevo sistema estructural.

Determinación de K:

**Dirección X:** T= 0.63; Kx= 1.07

**Dirección Y:** T= 0.42; Ky= 1

**Tabla XXXIII** Distribución vertical de fuerzas sísmicas, sistema combinado

Nivel	Altura (m)	Wx (Ton)	Dirección en X; Vx = 48.24 Ton				Dirección en Y; Vy = 48.24 Ton				
			Wx*hx^kx	Cvx	Fx (Ton)	Vx (Ton)	Wx*hx^ky	Cvy	Fy (Ton)	Vy (Ton)	
2	8.00	141.73	1297.93	0.55	26.35			1133.84	0.54	25.81	
2V						26.35					25.81
1	4.00	246.30	1078.10	0.45	21.89			985.20	0.46	22.43	
1V						48.24					48.24

Fuente: Autores.

### 3.2.2. Análisis estructural.

#### 3.2.2.1 Control de derivas de piso.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en

desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño (sección 6.3.9 NEC-SE-DS).

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ec. (25)}$$

La deriva admisible para estructuras de hormigón armado es 0.02 (sección 4.2.2 NEC-SE-DS).

Dirección X:

**Tabla XXXIV** Derivas dirección X

PISO	hx(m)	$\delta_{xe}$	$\delta_{xi}$	$\Delta x$	$\Theta_x(\Delta x/hx)$	$\Theta_x < \Theta_a$
2	4	0.020	0.120	0.066	0.017	OK
1	4	0.009	0.054	0.054	0.014	OK

Fuente: Autores.

Dirección Y:

**Tabla XXXV** Derivas dirección Y

PISO	hy(m)	$\delta_{ye}$	$\delta_{yi}$	$\Delta_y$	$\Theta_y(\Delta_y/hy)$	$\Theta_x < \Theta_a$
2	4	0.009	0.056	0.035	0.009	OK
1	4	0.004	0.021	0.021	0.005	OK

Fuente: Autores.

### 3.2.2.2 Efectos de segundo orden P- $\Delta$

Los efectos P- $\Delta$  corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- para el cálculo de dichos incrementos
- para la evaluación de la estabilidad estructural global.

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad \text{Ec. (26)}$$

$$Q_i = \frac{388.03 * 0.014}{48.24 * 4}$$

$$Q_i = 0.028$$

Los efectos  $P-\Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$  sección 6.3.8 NEC-SE-DS.

### **3.3. Sistema de pórticos arriostrados de acero estructural.**

#### **3.3.1. Generalidades.**

El análisis en acero estructural se lo realizó en base a lo convenido en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC 2015) en conjunto con guías internacionales como ANSI/AISC 360-10 y AISC 341-10, las mismas que utiliza el software ETABS V.15.2.2. como base de comprobación de deflexiones, relación de esbeltez de los elementos, distorsión de entrepiso, así como la comprobación de la relación demanda/capacidad de vigas, columnas y arriostramientos.

El diseño de la estructura y la posterior modelación en el software ETABS se lo realizó piso por piso, tomando en cuenta los elementos estructurales calculados a partir del pre diseño, el cual se lo realizó en base a las cargas muertas, vivas y fuerzas horizontales producidas por los sismos de diseño.

La configuración estructural del edificio consistirá en losetas Deck sobre vigas de Acero (A36) conectadas a columnas de Acero (A36) y arriostramientos en X colocados en los pórticos externos paralelos a la dirección Y los cuales mejorarán la rigidez del edificio con el fin de evitar posibles problemas de torsión que se observaban en las anteriores alternativas. Además, se espera que estos arriostramientos también funcionen como disipadores de fuerzas sísmicas.

### 3.3.2. Nivel Estructural de desempeño sísmico (FEMA 350) para pórticos en acero estructural.

La norma NEC 2015 en el capítulo de peligro sísmico sección 4.3.4. Para estructuras de ocupación especial se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004). Donde las recomendaciones de criterio de diseño sísmico para edificios de acero (FEMA 350) se conoce como ocupación inmediata, en la tabla XXXV se observa la diferencia de los desempeños de los elementos estructurales para los niveles de ocupación inmediata y protección de vida.

**Tabla XXXVI** Nivel estructural de desempeño sísmico.

<b>Elemento estructural</b>	<b>Ocupación Inmediata</b>	<b>Prevención del Colapso</b>
<b>Viga</b>	Fluencia es mínima y pandeo local en pocos lugares	Distorsión excesiva, fluencia y pandeo local. Unas pocas vigas tienen fractura parcial
<b>Columna</b>	No daño	Moderada distorsión, fluencia en algunas columnas, pandeo local en ciertas alas
<b>Conexión</b>	Menos del 10% de conexiones fracturadas en cualquier piso; fluencia es mínima en otras conexiones	Bastantes fracturas; algunas están a punto de perder capacidad de resistir carga
<b>Zona de panel</b>	Distorsión es mínima	Excesiva distorsión
<b>Deriva residual de entrepiso</b>	Menor al 1%	Excesiva

**Fuente:** (Federal Emergency Management Agency, 2000)

### 3.3.3. Consideraciones iniciales

Las características de los materiales que se utilizarán para el diseño de los elementos estructurales como vigas, columnas arriostramientos y la cimentación para el edificio son:

Hormigón:

- Para la losa y la cimentación
- Resistencia a la compresión:  $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 12600\sqrt{F'_c} = 210838.33 \text{ kg/cm}^2$

Acero:

El acero recomendado para edificios es el A36 y A572 Gr50, se escoge el acero A36.

Límite de fluencia de los perfiles para vigas, columnas y arriostramientos

$$F_y = 2531.05 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia de las varillas utilizadas en la cimentación.

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

### 3.3.4. Análisis de cargas

#### 3.3.4.1 Carga muerta

**Tabla XXXVII** Carga muerta, piso 1.

<b>PISO 1</b>		
<b>Losa</b>	174.09 Kg/m <sup>2</sup>	0.1741 T/m <sup>2</sup>
<b>Cargas no sísmicas NEC_SE_CG sección 4.1.</b>		
<b>Baldosas + mortero</b>		0.11 T/m <sup>2</sup>
<b>Paredes</b>		0.23 T/m <sup>2</sup>
<b>Enlucido</b>		0.02 T/m <sup>2</sup>
<b>Ductos y varios</b>		0.02 T/m <sup>2</sup>
<b>WD</b>		<b>0.554 T/m<sup>2</sup></b>

Fuente: (NEC, 2015)

**Tabla XXXVIII** Carga muerta, cubierta.

<b>CUBIERTA</b>		
<b>Losa</b>	174.09 Kg/m <sup>2</sup>	0.17 T/m <sup>2</sup>
<b>Cargas no sísmicas NEC_SE_CG sección 4.1.</b>		
<b>Paredes</b>		0.06 T/m <sup>2</sup>
<b>Ductos y varios</b>		0.02 T/m <sup>2</sup>
<b>WD</b>		<b>0.25 T/m<sup>2</sup></b>

Fuente: (NEC, 2015)

### 3.3.4.2 Carga viva

**Tabla XXXIX** Carga Viva, Piso 1

<b>PISO 1</b>	
<b>Cargas no sísmicas NEC_SE_CG sección 4.2.</b>	
<b>Aulas</b>	0.20 T/m <sup>2</sup>
<b>Corredor (1piso)</b>	0.48 T/m <sup>2</sup>
<b>WL</b>	<b>0.34 T/m<sup>2</sup></b>

**Fuente:** (NEC, 2015)

**Tabla XL** Carga Viva, Cubierta

<b>CUBIERTA</b>	
Se asume una carga viva mínima de cubierta de 100 Kg/cm <sup>2</sup>	
<b>WL</b>	<b>0.10 T/m<sup>2</sup></b>

**Fuente:** (NEC, 2015)

### 3.3.4.3 Carga factorizada

$$W_u = 1.2W_D + 1.6W_L \quad \text{Ec. (27)}$$

**Tabla XLI** Carga factorizada

<b>Carga factorizada</b>	
<b>Piso 1</b>	1.21 T/m <sup>2</sup>
<b>Cubierta</b>	0.46 T/m <sup>2</sup>

**Fuente:** Autores.

### 3.3.4.4 Carga de servicio

$$W_u = W_D + W_L \quad \text{Ec. (28)}$$

**Tabla XLII** Carga de servicio

Carga de servicio	
Piso 1	0.89 T/m <sup>2</sup>
Cubierta	0.35 T/m <sup>2</sup>

**Fuente:** Autores

### 3.3.5. Determinación del periodo de vibración T

El valor de T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

La NEC proporciona dos métodos para el cálculo del periodo de vibración:

#### 3.3.5.1 Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la Ec.8.

Para los pórticos en dirección Y se asumirán pórticos de estructura de acero con arriostramientos, basándonos que debido a la configuración estructural podría tener problemas de torsión.

**Tabla XLIII** Cálculo de los periodos según el sistema estructural

	Pórticos Y	Pórticos X
hn=	8.00 m	8.00 m
Ct=	0.073	0.072
$\alpha$ =	0.75	0.80
T=	<b>0.347</b>	<b>0.380</b>

Fuente: (NEC, 2015)

Para cada periodo de vibración de la estructura le corresponde un valor de ordena del espectro de respuesta elástico construido en la sección 2.5, con esto se tiene:

**Tabla XLIV** Periodos de vibración para cada dirección

T	Sa
T <sub>x</sub> = 0.380	0.765
T <sub>y</sub> = 0.347	0.759

Fuente: Autores.

### 3.3.5.2 Método 2.

El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido por medio de un análisis modal (Etabs).

Sin embargo, el valor de Ta calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de Ta calculado con el método 1.

### **3.3.5.3 Iteraciones.**

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-estimado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que, en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

En este proyecto se comenzará con un periodo determinado en el caso 1 luego se procederá a modelar la estructura en el software Etabs v.15.2.0 con el fin de obtener el análisis modal de la estructura mencionada en el caso 2, y se harán las respectivas iteraciones hasta alcanzar un porcentaje menor o igual a 10 % entre iteraciones

### **3.3.6. Coeficiente de respuesta sísmica**

Se construye dividiendo las ordenadas del espectro elástico para un coeficiente de reducción de resistencia sísmica. Adicionalmente, se deben multiplicar las ordenadas por el factor de importancia I. al usar el coeficiente de respuesta sísmica ( $C_s$ ) deben tomarse en cuenta lo siguiente:

- Se obtiene una estructura económica
- La estructura debe poseer una “Ductilidad Adecuada” a fin de compensar que la estructura tiene una capacidad de resistencia muy por debajo a la estructura elástica.

El coeficiente de respuesta sísmico se calcula con la Ec. 9

### **3.3.6.1 Factor de importancia.**

Esta nueva estructura al formar parte de la unidad educativa de tipología menor, es decir, tendrá la capacidad de albergar aproximadamente 700 personas, entre personal administrativo, profesores y alumnos. Por esta razón y conservadoramente se ha categorizado a la estructura como de ocupación especial.  $I=1.30$

### **3.3.6.2 Factor R de reducción de respuesta sísmica.**

El factor R permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos. La NEC en el capítulo de peligro sísmico, presenta tablas para hallar el valor de R, sin embargo, también estipula que para casos especiales como pórticos de acero especiales a momento se deberá consultar el capítulo de estructuras de acero

NEC\_SE\_AC

Pórticos especiales a momento (PEM).

Los pórticos especiales a momento(PEM) deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño.

Así mismo como en el capítulo de peligro sísmico el factor R depende mayoritariamente del sistema estructural a utilizar, en el capítulo de acero teniendo en cuenta que se diseñarán pórticos especiales a momento, las estructuras se clasificarán como Estructuras Tipo 1 o 2:

- Tipo 1: todos sus pórticos, tanto interiores como exteriores, son diseñados como PEM.
- Tipo 2: solamente sus pórticos perimetrales se diseñan como PEM.

Las vigas y columnas de los PEM deben cumplir con los requerimientos de la NEC capítulo de Estructuras de acero (NEC\_SE\_AC) Sección 6.2 (Secciones Sísmicamente Compactas).

Para el diseño de las estructuras:

- Tipo 1: en Ecuador se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica,  $R=6$ .
- Tipo 2: la práctica generalizada en los Estados Unidos de Norteamérica, se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica,  $R=8$ .

Para la estructura se decide utilizar un factor de reducción sísmica  $R=6$ .

### 3.3.6.3 Coeficientes de configuración en planta y elevación.

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico

La estructura a diseñar presenta una configuración regular tanto en planta como elevación, el centro de masa y rigidez son bastantes próximos. Y siguiendo las recomendaciones mostradas en la tabla se escoge los siguientes coeficientes:

$$\phi_p = 1.00 \text{ (planta)}$$

$$\phi_e = 1.00 \text{ (elevacion)}$$

### 3.3.6.4 Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica.

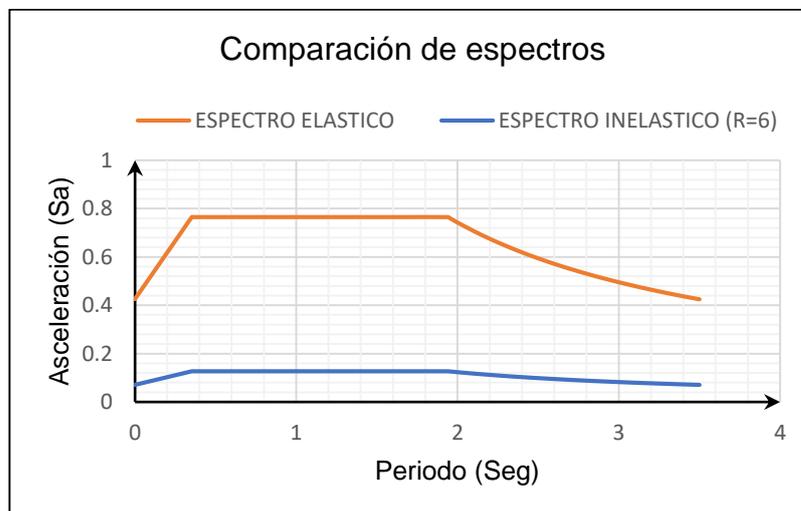
Los componentes para el cálculo del coeficiente de respuesta sísmica para los pórticos en la dirección X y Y se muestran a continuación:

**Tabla XLV** Parámetros del coeficiente de respuesta sísmica.

Parámetros	
<b>I</b>	1.30
<b>R</b>	6.00
<b><math>\phi_p</math></b>	1.00
<b><math>\phi_e</math></b>	1.00

**Fuente:** Autores.

**Figura 3.14** Comparación de espectros (PARM)



Fuente: Autores.

**Tabla XLVI** Periodos y coeficientes de respuesta

T	Sa	Cs
Tx= 0.380	0.765	0.166
Ty= 0.347	0.759	0.165

Fuente: Autores.

### 3.3.7. Cálculo del peso sísmico de la estructura

El peso sísmico efectivo  $W$  de una estructura debe incluir la carga muerta y el peso propio de los elementos ( $W_d+W_{pp}$ )

$$W = (W_d + W_{pp}) \times A \times N \quad \text{Ec. (29)}$$

Donde:

- N= número de pisos (en caso de misma área)
- A=área de cada piso.

Para este primer cálculo del peso sísmico efectivo se asumirá un valor de peso propio para los elementos estructurales, para el primer piso de 0.05 t/m<sup>2</sup> y para la cubierta de 0.02 t/m<sup>2</sup>. Recordando que una vez pre dimensionada la estructura, el software Etabs calcula el peso propio de los elementos por piso, en las posteriores iteraciones este peso propio será modificado.

**Tabla XLVII** Carga muerta y peso propio, piso 1

PISO 1	
<b>WD</b>	0.55 T/m <sup>2</sup>
<b>Wpp</b>	0.05 T/m <sup>2</sup>
<b>W total</b>	<b>0.60 T/m<sup>2</sup></b>

**Fuente:** Autores.

**Tabla XLVIII** Carga muerta y peso propio, cubierta

CUBIERTA	
<b>WD</b>	0.25 T/m <sup>2</sup>
<b>WPP</b>	0.02 T/m <sup>2</sup>
<b>W total</b>	<b>0.27 T/m<sup>2</sup></b>

**Fuente:** Autores.

- *Área piso 1* = 237.68 m<sup>2</sup>
- *Área cubierta* = 283.91 m<sup>2</sup>

Estas áreas no son iguales debido al espacio dejado para la escalera, respetando lo mostrado en los planos arquitectónicos. El peso sísmico por piso se muestra en la tabla XLVIII y el peso sísmico efectivo a utilizar se muestra en la tabla XLIX.

**Tabla XLIX** Peso sísmico por piso

Pisos	W piso	Área	Peso por piso
Piso 1	0.60 T/m <sup>2</sup>	237.68 m <sup>2</sup>	143.56 T
Cubierta	0.27 T/m <sup>2</sup>	283.91 m <sup>2</sup>	75.66 T

Fuente: Autores.

**Tabla L** Peso sísmico efectivo

Peso sísmico Efectivo	
219.22 T	Calculado
220.00 T	Usar

Fuente: Autores.

### 3.3.8. Cortante Basal de Diseño V.

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas ultimas, aplicado a la estructura en las direcciones X y Y, se determinará mediante las siguientes expresiones.

$$V_{x,y} = C_{S_{x,y}} \times W_{efectivo} \quad \text{Ec. (30)}$$

**Tabla LI** Cortante basal para cada dirección.

Cortante basal	
Vx	36.47 T
Vy	36.20 T

Fuente: Autores.

### 3.3.9. Distribución Vertical de Fuerzas sísmicas.

Una vez determinado el cortante basal, debe definirse cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada piso las que sumadas dan lugar a dicho cortante basal, se asume una distribución lineal de aceleraciones.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \times V \quad \text{Ec. (31)}$$

El valor de K se lo obtiene de la tabla XIV.

**Tabla LII** Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección X

Nivel	Altura	Wx	Wxhx^K	Cvx	Fx	Vx
2	8.00	75.69	605	0.513	18.47	18.47
1	4.00	143.56	574	0.487	17.53	36.47
		<b>Total</b>	<b>1179</b>	<b>1.00</b>		

Fuente: Autores.

**Tabla LIII** Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección Y

Nivel	Altura	Wx	Wxhx^K	Cvx	Fx	Vx
2	8.00	75.68	605	0.513	18.99	18.99
1	4.00	143.55	574	0.487	18.01	36.20
		<b>Total</b>	<b>1179</b>	<b>1.00</b>		

Fuente: Autores.

### 3.3.10. Losa.

La sección escogida es Metal Deck con espesor 0.75mm (véase ANEXO B), con un espesor de losa total de 10 cm para el primer piso y la cubierta. El peso total por unidad de área de esta losa es de 0.174 t/m<sup>2</sup>.

Se realiza el cálculo de un espesor base a partir del peso propio antes seleccionado, esto se lo realiza para que al momento de asignar la losa dentro del modelo generado en Etabs, se elija una sección tipo “Slab” lo cual facilita el análisis de las cargas vivas y muertas distribuidas colocadas sobre la losa.

$$W_{losa} = 0.174 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{hor} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$e_{slab} = \frac{W_{losa}}{\gamma_{hor}} \quad \text{Ec. (32)}$$

$$e_{slab} = 7.25 \text{ cm}$$

Este espesor es el que se colocara en el modelo al momento de asignar la sección tipo “Slab”. El desarrollo del modelo en Etabs se revisará en siguientes capítulos.

### 3.3.11. Vigas secundarias.

Se colocarán las vigas secundarias paralelas a las vigas principales de los ejes (A-F), estas vigas principales se denominarán VPY y las vigas secundarias VS. Las VS se dispondrán de la siguiente manera: 2 VS entre los ejes (B-C, C-D, D-E, E-F), y 1 VS entre los ejes (A-B).

La carga actuante sobre las vigas secundarias:

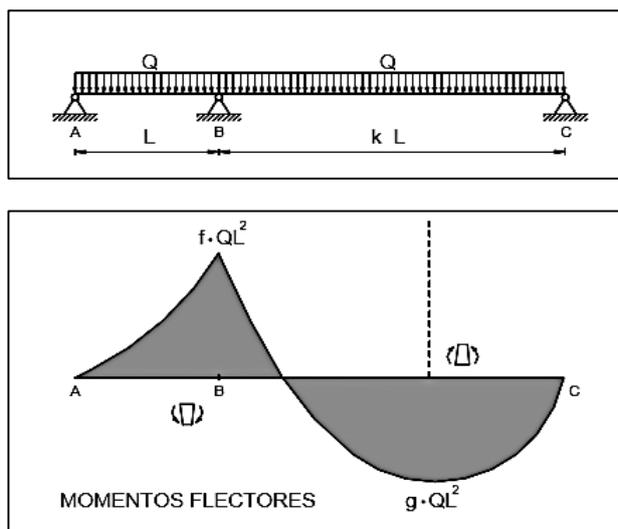
$$f = 1.05 \text{ (toma en cuenta el peso propio de la viga)}$$

$$q = W_u \times S \times f \quad \text{Ec. (33)}$$

### 3.3.11.1 Momento Ultimo

Para el cálculo del momento máximo que soportará la viga secundaria se asumirá que es una viga continua de dos vanos, estos vanos son de longitudes diferentes por lo que el momento máximo está dispuesto de la siguiente manera:

**Figura 3.15** Momentos flectores de una viga continua con dos vanos de diferentes longitudes.



**Fuente:** Formulario para vigas y pórticos.

$$M_{max} = f \times Q \times L^2 \quad \text{Ec. (34)}$$

El valor de f se lo calcula de la siguiente manera:

$$f = \frac{k^2 - k + 1}{8} \quad \text{Ec. (35)}$$

El valor de k es la relación entre la luz mayor y menor de la viga continua el valor de k es:

$$k = \frac{L_{mayor}}{L_{menor}} \quad \text{Ec. (36)}$$

$$k = \frac{6.70}{2.20} = 3.045$$

Reemplazando el valor de k en la Ec. 35 se tiene:

$$f = 0.897$$

**Tabla LIV** Momentos máximos soportados por vigas secundarias.

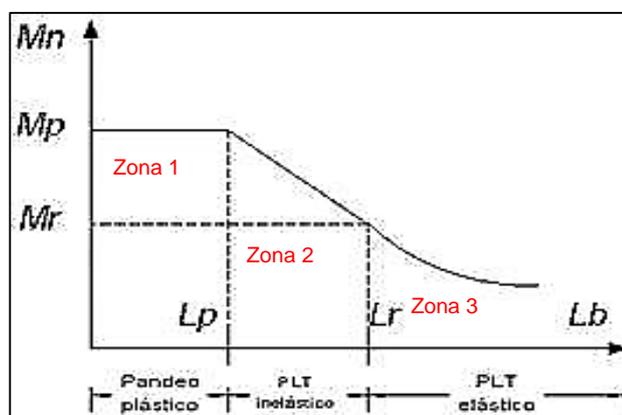
PISOS	q (T/m)	L menor (m)	Mu ton-m
PISO 1	2.92	2.20	12.69
CUBIERTA	1.10	2.20	4.87

**Fuente:** Autores.

### 3.3.11.2 Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.

Para el pre-dimensionamiento de las vigas secundarias se asume que estas vigas son compactas, en donde, el pandeo lateral no ocurrirá si el ala a compresión de un miembro se soporta (arriestra) lateralmente en intervalos frecuentes. Dependiendo del tipo de arriostros laterales las vigas compactas fallan de la siguiente forma:

**Figura 3.16** Capacidad resistente a flexión.



Fuente: (Federal Emergency Management Agency, 2000)

Para el proyecto se asume que las vigas secundarias tienen arriostramientos laterales continuos debido a la acción del Metal Deck y sus conectores de corte, es decir, cuando  $L_b \leq L_p$  y el perfil se encuentra en la zona 1 o zona de fluencia, donde todas las fibras alcanzan  $F_y$ .

Tomando como guía el AISC 360-10 capítulo F sección F2, la resistencia nominal de flexión  $\phi_b M_n$ , debe ser menor al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional, en esta misma sección se define el estado límite de fluencia como:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. (37)}$$

En donde:

$$\phi_b = 0.90$$

Para que el perfil seleccionado sea satisfactorio debe cumplir que el momento nominal proporcionado por el perfil sea mayor que el  $M_u$  desarrollado por las cargas gravitacionales, es decir:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad \text{Ec. (38)}$$

Igualando las Ecs. 37 y 38, despejando el módulo de sección plástico tenemos:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad \text{Ec. (39)}$$

La Ec. 39 representa el valor del módulo plástico mínimo requerido por la demanda impuesta por cargas vivas y muertas. Cabe resaltar que las vigas secundarias son simplemente vigas de apoyo para el Master Deck, estas vigas no se diseñan para soportar fuerzas sísmicas, solo se diseñan para soportar cargas gravitacionales.

En la tabla LV se presentan los módulos de sección plástico requeridos para cubrir con la demanda de cargas gravitacionales por piso.

**Tabla LV** Módulos de sección plástico requerido

<b>Pisos</b>	<b>q (T/m)</b>	<b>Mu ton-m</b>	<b>Z req (cm<sup>3</sup>)</b>
<b>Piso 1</b>	2.92	12.69	557.00
<b>Cubierta</b>	1.10	4.87	214.00

**Fuente:** Autores

Con los valores de módulo sección plástico requerido se procede a seleccionar un perfil con igual o mayor módulo de sección, se elegirán perfiles comerciales tipo IPE, se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa DIPAC (véase ANEXO B)

**Tabla LVI** Perfiles seleccionados, Vigas secundarias.

PISO	PERFIL
PISO 1	IPE 300
CUBIERTA	IPE 220

**Fuente:** Autores

### 3.3.11.3 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio

Para el diseño de las vigas secundarias se sigue las recomendaciones de AISC 360-10, capítulo L sobre Diseño para estados límites de servicio. Se va a revisar solo el estado límite de deflexión, no se considerará vibración ya que las luces son menores de 8.00 metros y en todos los pórticos se colocará mampostería y esto amortigua la vibración.

Sobre las deflexiones, a veces controlan el diseño de vigas. Las deflexiones excesivas pueden dañar los elementos no estructurales tales como: paredes, ventanas, puertas; por eso se revisará que la deflexión de la viga sea menor que la deflexión máxima recomendada por AISC 360-10.

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{adm} \quad \text{Ec. (40)}$$

Bajo cargas vivas en edificio

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} \quad \text{Ec. (41)}$$

Bajo cargas vivas y muertas

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{240} \quad \text{Ec. (42)}$$

Para el cálculo de las deflexiones máximas que sufren las vigas secundarias, se toman las cargas vivas y cargas de servicio definidas en la sección 3.2.3. y se las multiplica por el ancho de influencia de las respectivas vigas, la carga viva y de servicio se encuentran en la sección 3.3.4

En la tabla LVII se observa las comparaciones de deflexiones máximas y deflexiones admisibles de los perfiles escogidos. Para el cálculo de las deflexiones máximas se modelo una viga continua en Etabs y se la sometió a los estados de cargas pertinentes.

**Tabla LVII** Comparacion de deflexiones maximas y admisibles.(cm)

VIGAS	$\Delta_{max}$ CS	$\Delta_{adm}$ CS	Comp.	$\Delta_{max}$ WL	$\Delta_{adm}$ WL	Comp.
IPE300	1.60	2.79	ok	0.63	1.86	ok
	0.12	0.92	ok	0.05	0.61	ok
IPE220	1.95	2.79	ok	0.56	1.86	ok
	0.14	0.92	ok	0.146	0.61	ok

**Fuente:** Autores.

### 3.3.11.4 Verificación de sección compacta

La NEC 2015 en su capítulo de estructuras metálicas (NEC\_SE\_AC) en la sección 6.2. clasifica a las vigas según su relación ancho espesor en secciones compactas y sísmicamente compactas.

Las vigas secundarias solo se las diseña para resistir cargas gravitacionales, es decir, se deberá cumplir que las vigas secundarias escogidas sean compactas para evitar problemas como pandeo local del ala. Estas relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor,  $\lambda_{ps}$  de las tablas B4. 1.a y B4.1. b de la Especificación AISC 360-10 (véase ANEXO B)

Para que el ala sea compacta se debe cumplir que

$$\lambda_f \leq \lambda_p \quad \text{Ec. (43)}$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} \quad \text{Ec. (44)}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. (45)}$$

$$\lambda_p = 10.95$$

Para que el alma sea compacta se debe cumplir que

$$\lambda_w \leq \lambda_p \quad \text{Ec. (46)}$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ec. (47)}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. (48)}$$

$$\lambda_p = 108.30$$

**Tabla LVIII** Relación ancho-espesor de las vigas seleccionadas

Perfiles	$\lambda_f$	$\lambda_f < \lambda_p$	$\lambda_w$	$\lambda_w < \lambda_p$
IPE 300	7.01	ok	39.24	ok
IPE220	5.98	ok	30.78	ok

Fuente: Autores.

### 3.3.11.5 Determinar el momento nominal de las vigas.

Debido a la acción de la losa se asume que las vigas poseen soporte lateral continuo, por lo tanto, los perfiles se encuentran en la zona 1, donde todas las fibras alcanzan  $F_y$ , para que la sección sea satisfactoria el momento nominal debe ser mayor al momento último

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. (49)}$$

**Tabla LIX** Verificación del momento nominal de las vigas secundarias

Perfil	Zx (cm <sup>3</sup> )	Mu (ton-m)	$\phi_b M_n$ (ton-m)	Mu < $\phi_b M_n$
IPE 300	557.00	12.68	12.69	ok
IPE 220	252.00	4.87	5.74	ok

**Fuente:** Autores.

### 3.3.11.6 Resistencia de diseño al cortante.

Se aplica a almas de miembros simple y doblemente simétricos y canales sujetos a corte en el plano del alma. La resistencia de diseño al cortante de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante pandeo por cortantes, se define como:

$$\phi_v V_n = \phi_v (0.6 F_y A_w C_v) \quad \text{Ec. (50)}$$

1.a) Para almas de miembros con perfiles I rolados con:

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} = 64.57 \quad \text{Ec. (51)}$$

**Tabla LX** Relación ancho-espesor del alma de las vigas secundarias.

Perfiles	h/tw	h/tw ≤ 64.52
IPE 300	39.24	ok
IPE220	30.78	ok

Fuente: Autores

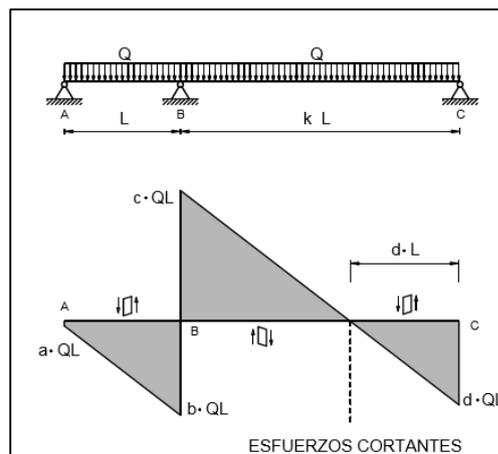
Los valores serán:

$$\phi_v = 1.00 \quad C_v = 1.00$$

La resistencia al corte se cumple cuando:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \text{Ec. (52)}$$

Donde, el cortante último para una viga continua con dos vanos de diferentes longitudes se puede verificar en la gráfica 3.5.

**Figura 3.17** Cortantes para una viga continua dos vanos de diferente longitud.

Fuente: Formulario para vigas y pórticos

Donde el valor de K y f ya quedaron definidos en la sección 3.3.11.1 sobre momentos últimos,  $K=3.045$ ;  $f=0.897$ . el valor de cortante máximo se da cuando:

$$V = c \times Q \times L \quad \text{Ec. (53)}$$

El valor de c se define como:

$$c = \frac{K}{2} + \frac{f}{K} = 1.817 \quad \text{Ec. (54)}$$

El valor de L es la menor longitud entre los dos vanos continuos, es decir,  $L = 2.20 \text{ m}$ .

**Tabla LXI** Comparación de fuerzas cortantes, vigas secundarias

PERFIL	$q_u$ (T/m)	$V_u$ (T)	$\phi_v V_n$ (T)	$V_u < \phi_v V_n$
IPE 300	2.92	11.69	32.35	ok
IPE 220	1.10	4.40	17.92	ok

**Fuente:** Autores

### 3.3.12. Vigas principales dirección Y

Son las vigas paralelas a las vigas secundarias, a diferencia de las vigas secundarias estas vigas serán diseñadas de tal manera que sean capaz de resistir no solo las fuerzas gravitacionales, sino también de resistir las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de un análisis espectral estático.

Para el análisis de cargas gravitacionales y sísmicas se definirá la condición de apoyos de estas vigas como empotradas.

En el modelo estructural se ingresarán las secciones escogidas y no solo se colocarán los estados de carga  $q_d$  y  $q_l$ , sino también los estados de carga de sismo en dirección X (SX) y dirección Y (SY), estos dos últimos estados de cargas serán definidos en las siguientes secciones de este capítulo.

La carga actuante sobre las vigas principales.

$$q = W_{D-L} \times S \times f \quad \text{Ec. (55)}$$

La carga  $q$  se analizará para dos estados de carga, muerta y viva definidos en la sección 3.3.4, se deberá añadir la carga sísmica para hallar finalmente el momento último que soportara la viga principal.

Se calculará la carga distribuida con la Ec.55 utilizando el máximo ancho de influencia  $S=2.30$  metros, los resultados se muestran a continuación:

**Tabla LXII** Cargas por unidad de longitud

<b>Pisos</b>	<b>S (m)</b>	<b>QD (t/m)</b>	<b>QL (t/m)</b>
<b>Piso 1</b>	2.30	1.34	0.82
<b>Cubierta</b>	2.30	0.60	0.24

**Fuente:** Autores

### 3.3.12.1 Momentos por carga muerta y viva.

Se realizará el pre diseño para las VPY con mayor ancho de influencia y conservadoramente se va a asumir esa misma sección escogida para el resto de las vigas, este mismo procedimiento se lo realizara para las VPY de la cubierta.

Para el cálculo del momento máximo que soportará la viga principal en dirección Y se asumirá que es una viga doblemente empotrada. Este valor de momento máximo se lo obtiene de la tabla 3-22a (Steel Construction manual 13th véase ANEXO B). el máximo momento que soportaría una viga doblemente empotrada por la acción de una carga distribuida sería:

$$M_{max} = b \times P \times L \quad \text{Ec. (56)}$$

En donde:

$$b = 0.083$$

$$P = q \times L$$

Y la Ec. 56 que descrita de la siguiente manera:

$$M_{max} = b \times q \times L^2 \quad \text{Ec. (57)}$$

Donde:

L, es el valor de la luz libre de la viga para el cual se asumirá una columna rectangular de 40x40 cm y 30x30 cm en la parte del volado, estos valores asumidos de dimensiones de columnas se verificarán en la sección de pre diseño de columnas

Se calculan los momentos máximos con la Ec. 57 y los resultados se muestran en la tabla LXIII.

**Tabla LXIII** Momentos máximos por carga viva y muerta.

Pisos	Carga muerta		Carga viva	
	Qd (t/m)	Mmax (t-m)	Ql (t/m)	Mmax (t-m)
<b>Piso 1</b>	1.34	6.64	0.82	2.72
<b>Cubierta</b>	0.60	0.24	0.24	0.07

**Fuente:** Autores

### 3.3.12.2 Momentos por fuerza sísmica

Para la estimación de momentos producidos por la fuerza sísmica se utilizará el método del portal, este es un método aproximado para analizar estructuras hiperestáticas sujetas a cargas laterales (Sismo, Viento). Se calcularán fuerzas internas y reacciones.

#### **Método del portal planta baja**

Se usará esta estimación ya que la estructura es regular, de pocos pisos y con pórticos uniformes.

Se aplicarán las fuerzas sísmicas calculadas en la sección 3.3.9.3, estas fuerzas de entrepiso serán divididas según los pórticos que se encuentran perpendicular a la acción de las fuerzas, en la tabla LXIV se encuentra el valor de la fuerza a la que será sometido cada pórtico.

**Tabla LXIV** Fuerzas sísmicas por pórtico dirección Y

<b>Fuerzas sísmicas</b>			
<b>Nivel</b>	<b>Fy</b>	<b>Pórticos en x</b>	<b>Fuerza por pórtico</b>
2	18.99	6	3.16
1	18.01	6	3.00

**Fuente:** Autores

Para el análisis de las fuerzas sísmicas que soporta cada elemento se utilizó el método del portal.

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección Y del piso inferior de 1.48 T la cual se multiplica por un brazo de momento de 3.15 metros.

$$M'_E = V_v \times \left(\frac{l}{2}\right) \quad \text{Ec. (58)}$$

$$M'_E = 4.66 \text{ ton} - m$$

Se debe hallar el momento en la cara interna de las columnas.

Como ya se mencionó previamente se asumió una sección de columna rectangular de 40x40 cm para la planta baja, por lo que para hallar el momento en la cara interna de la columna se tiene:

$$M_E = M'_E \times \left(\frac{ln}{l}\right) \quad \text{Ec. (59)}$$

$$M_E = 4.39 \text{ ton} - m$$

Método del portal planta alta

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección Y del piso superior de 0.50 T la cual se multiplica por un brazo de momento de 3.15 metros, se aplica la Ec. 58 y se tiene:

$$M'_E = 1.575 \text{ ton} - m$$

Como ya se mencionó previamente se asumió una sección de columna rectangular de 40x40 cm para la planta alta, por lo que para hallar el momento en la cara interna de la columna se aplica la Ec.59 y se tiene:

$$M_E = 1.50 \text{ ton} - m$$

### 3.3.12.3 Momento ultimo

El cálculo de momento último se lo hará a partir de las combinaciones de cargas que involucran carga por sismo de la NEC 2015. Las combinaciones son las siguientes:

*(Momento Ultimo por cargas muertas y vivas)*

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L \quad \text{Ec. (60)}$$

*(Momento Ultimo incluyendo el sismo)*

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E \quad \text{Ec. (61)}$$

**Tabla LXV** Momentos por carga gravitacionales y sísmicas, dirección Y

Piso	M(d-l)	M(d-l-e)
Piso 1	12.31 t-m	15.07 t-m
Cubierta	4.82 t-m	5.83 t-m

**Fuente:** Autores.

Para los dos pisos predominó el momento ultimo incluyendo la carga sísmica, este momento ultimo será el momento para seleccionar la sección de las vigas principales.

### 3.3.12.4 Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.

Tomando como guía el AISC 360-10 capítulo F sección F2, la resistencia nominal de flexión  $\phi_b M_n$ , debe ser menor al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de

fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional, en esta misma sección se define el estado límite de fluencia como indica la Ec. 37.

Para que el perfil seleccionado sea satisfactorio debe cumplir que el momento nominal proporcionado por el perfil sea mayor que el  $M_u$  desarrollado por las cargas gravitacionales, se debe cumplir lo mostrado en la Ec. 38

La Ec. 39 representa el valor del módulo plástico mínimo requerido por la demanda impuesta por cargas vivas y muertas. Cabe resaltar que las vigas principales en la dirección Y son parte de un sistema estructural de pórticos especiales a momentos, es decir, tendrán un diseño sísmico resistente en donde se deberá verificar que la sección escogida sea sísmicamente compacta.

En la tabla LXVI se presentan los módulos de sección plástico requeridos para cubrir con la demanda de cargas gravitacionales por piso.

**Tabla LXVI** Módulo de sección requerido, vigas principales dirección Y

<b>Piso</b>	<b>M(D-L-E)</b>	<b>Zreq (cm<sup>3</sup>)</b>
<b>Piso 1</b>	28.3 T-m	670.00
<b>Cubierta</b>	5.83 T-m	259.00

**Fuente:** Autores.

Con los valores de módulo sección plástico requerido se procede a seleccionar un perfil con igual o mayor módulo de sección, se elegirán perfiles comerciales tipo IPE, se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa DIPAC (véase ANEXO B).

**Tabla LXVII** Perfiles seleccionados, vigas principales Y

Piso	Perfil
Piso 1	IPE 360
Cubierta	IPE 300

Fuente: Autores.

### 3.3.12.5 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio.

La revisión por estados límites de servicio ya fue definida en la sección 3.3.11.3.

Para el cálculo de las deflexiones máximas que sufren las vigas principales, se toman las cargas vivas y cargas de servicio definidas en la sección 3.3.4.

En la tabla LXVII se observa las comparaciones de deflexiones máximas y deflexiones admisibles de los perfiles escogidos. Para el cálculo de las deflexiones máximas asumiendo que son vigas doblemente empotradas en donde la deflexión máxima está dada por la siguiente formula:

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} \quad \text{Ec. (62)}$$

**Tabla LXVIII** Comparación de deflexiones máximas y admisibles (cm)

VIGAS	$\Delta_{max}$ CS	$\Delta_{adm}$ CS	Compr.	$\Delta_{max}$ WL	$\Delta_{adm}$ WL	Compr.
IPE 360	2.183	2.79	OK	0.830	1.86	OK
	0.025	0.92	OK	0.010	0.61	OK
IPE 300	2.560	2.79	OK	0.739	1.86	OK
	0.030	0.92	OK	0.009	0.92	OK

Fuente: Autores.

### 3.3.12.6 Verificación de sección sísmicamente compacta.

Para que el ala de la viga sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_p \quad \text{Ec. (63)}$$

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} \quad \text{Ec. (64)}$$

$$\lambda_p = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.64 \quad \text{Ec. (65)}$$

Para que el alma sea sísmicamente compacta se debe cumplir que  $\lambda_w \leq \lambda_p$  donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ec. (66)}$$

$$\lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.57 \quad \text{Ec. (67)}$$

**Tabla LXIX** Relaciones ancho-espesor de las vigas seleccionadas

Perfiles	$\lambda_f$	$\lambda_f < \lambda_p$	$\lambda_w$	$\lambda_w < \lambda_p$
<b>IPE 360</b>	6.96	ok	42.47	ok
<b>IPE 300</b>	6.12	ok	29.29	ok

Fuente: Autores.

**3.3.12.7 Determinar el momento nominal de las vigas.**

Debido a la acción de la losa se asume que las vigas poseen soporte lateral continuo, por lo tanto, los perfiles se encuentran en la zona 1, donde todas las fibras alcanzan  $F_y$ , para que la sección sea satisfactoria el momento nominal debe ser mayor al momento último.

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. (68)}$$

**Tabla LXX** Verificación del momento nominal de las vigas seleccionadas, dirección Y

Perfil	$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	$M_u$ (ton-m)	$\phi_b M_n$ (ton-m)	$M_u < \phi_b M_n$
IPE 360	713.00	15.07	16.24	ok
IPE 300	904.00	5.83	7.38	ok

Fuente: Autores

**3.3.12.8 Resistencia de diseño al cortante.**

Se aplica a almas de miembros simple y doblemente simétricos y canales sujetos a corte en el plano del alma. La resistencia de diseño al cortante de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante pandeo por cortantes, se define como:

$$\phi_v V_n = \phi_v (0.6 F_y A_w C_v) \quad \text{Ec. (69)}$$

En donde:

1.a) Para almas de miembros con perfiles I rolados con:

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} = 64.57 \quad \text{Ec. (70)}$$

**Tabla LXXI** Relación ancho-espesor del alma de las vigas seleccionadas, dirección Y

Perfiles	h/t <sub>w</sub>	h/t <sub>w</sub> ≤ 64.57
IPE 360	42.47	ok
IPE 300	29.29	ok

Fuente: Autores

Los valores serán  $\phi_v = 1.00$        $C_v = 1.00$

La resistencia al corte se cumple cuando

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \text{Ec. (71)}$$

Cortante por carga muerta

De tabla 3-23 (shears, moments and deflections, véase ANEXO B)

$$V_D = 0.6 \times q_d \times L \quad \text{Ec. (72)}$$

Cortante por carga viva

De tabla 3-23 (shears, moments and deflections, véase ANEXO B)

$$V_L = 0.6 \times q_L \times L \quad \text{Ec. (73)}$$

Cortante por fuerza sísmica.

Este valor ya fue definido en el método del portal.

Las combinaciones más críticas según la NEC 2015:

*(Cortante Ultimo por cargas muertas y vivas)*

$$V_u = 1.2V_D + 1.6V_L \quad \text{Ec. (74)}$$

*(Cortante Ultimo incluyendo el sismo)*

$$V_u = 1.2V_D + V_L + V_E \quad \text{Ec. (75)}$$

**Tabla LXXII** Comparación de cortantes dirección Y

**Tabla LXXIII** Comparación de cortantes dirección Y

PISOS	$\phi vVn$	Vu	$Vu < \phi vVn$
Piso 1	37.59 T	11.03 T	OK
Cubierta	22.60 T	4.16 T	OK

Fuente: Autores.

**Tabla LXXIV** Fuerza cortante ultima dirección Y

PISOS	VD	VL	VE	VU(D-L)	VU(D-E-L)
Piso 1	5.06 T	3.10 T	1.48 T	11.03 T	10.65 T
Cubierta	2.25 T	0.91 T	0.50 T	4.16 T	4.12 T

Fuente: Autores.

### 3.3.13. Vigas Principales Dirección X

Son las vigas perpendiculares a las vigas secundarias, es decir, son las vigas cargadoras de las vigas secundarias, serán diseñadas de tal manera que sean capaz de resistir no solo las fuerzas gravitacionales, sino también de resistir las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de un análisis espectral estático.

Para el análisis de cargas gravitacionales y sísmicas se definirá la condición de apoyos de estas vigas como empotradas.

En el modelo estructural se ingresarán las secciones escogidas y no solo se colocarán los estados de carga  $q_d$  y  $q_l$ , sino también los estados de carga de sismo en dirección X (SX) y dirección Y (SY), estos dos últimos estados de cargas serán definidos en las siguientes secciones de este capítulo.

La carga actuante sobre las vigas principales en dirección X.

Para estas vigas se definirán dos estados de carga:

- Carga por peso propio de la viga.

Se asumirá un peso propio de la viga:

$$W_{pp_1} = 0.09 \text{ T/m}$$

$$W_{pp_{cub}} = 0.07 \text{ T/m}$$

- Cargas puntuales por acción de las vigas secundarias

Con las cargas obtenidas de la sección 3.3.4.

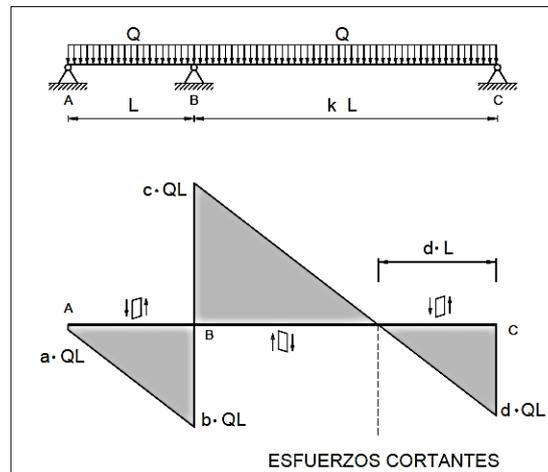
**Tabla LXXV** Cargas de vigas secundarias.

<b>PISOS</b>	<b>qd (T/m)</b>	<b>ql (T/m)</b>
<b>Piso 1</b>	1.34	0.82
<b>Cubierta</b>	0.60	0.24

**Fuente:** Autores.

En el gráfico 3.6 se muestran los esfuerzos cortantes de una viga secundaria continua de vanos de diferentes longitudes:

**Figura 3.18** Esfuerzos cortantes de una viga secundaria continua.



**Fuente:** Formulario para vigas y pórticos

En el soporte b se tiene la máxima carga:

$$R_b = (c + b)QL \quad \text{Ec. (76)}$$

Donde:

$$c = 1.817$$

$$b = 0.50 + f = 0.50 + 0.897 = 1.397 \quad \text{Ec. (77)}$$

Los valores de  $c$  y  $f$  ya fueron definidos en la sección 3.3.12.

Y el valor de la reacción en el soporte b que es a su vez el valor de la máxima carga puntual a la que se sometería las vigas principales en dirección X.

$$R_b = 3.214QL \quad \text{Ec. (78)}$$

### 3.3.13.1 Momento por carga muerta y viva.

#### Momento para las cargas puntuales

De la tabla 3.23 obtenida del AISC (Steel construction manual 13th), para una viga doblemente empotrada y sometida a dos cargas puntuales a los tercios de la viga el momento máximo está dado por:

$$M_{max} = 0.222 \times P \times L \quad \text{Ec. (79)}$$

$$P = R_b = 3.214QL \quad \text{Ec. (80)}$$

#### Momento para la carga distribuida.

Como ya se mencionó la carga distribuida que estaría sometida la viga principal sería la carga por peso propio. Y al ser una viga doblemente empotrada el momento máximo en sus extremos estará definido por:

$$M_{max} = \frac{wl^2}{12} \quad \text{Ec. (81)}$$

En la tabla LXXIV se muestran los momentos máximos producidos por las cargas de las vigas secundarias y por la carga distribuida por peso propio.

**Tabla LXXVI** Momentos máximos por diferentes estados de carga.

Pisos	Carga puntual				Carga distribuida	
	Qd	Md	QL	ML	Qd	Md
<b>Piso1</b>	9.46	13.65	5.81	8.30	0.09	0.32
<b>Cubierta</b>	4.21	6.11	1.71	2.48	0.07	0.25

**Fuente:** Autores.

### 3.3.13.2 Momentos por fuerza sísmica

Para la estimación de momentos producidos por la fuerza sísmica se utilizará el método del portal, este es un método aproximado para analizar estructuras hiperestáticas sujetas a cargas laterales (Sismo, Viento). Se calcularán fuerzas internas y reacciones.

#### **Método del portal planta baja**

Se usará esta estimación ya que la estructura es regular, de pocos pisos y con pórticos uniformes.

Se aplicarán las fuerzas sísmicas calculadas en la sección 3.3.9, estas fuerzas de entrepiso serán divididas según los pórticos que se encuentran perpendicular a la acción de las fuerzas, en la tabla # se encuentra el valor de la fuerza a la que será sometido cada pórtico.

**Tabla LXXVII** Fuerzas sísmicas por pórtico dirección X

<b>Fuerzas sísmicas</b>			
<b>Nivel</b>	<b>Fx</b>	<b>Pórticos en y</b>	<b>Fuerza por pórtico</b>
2	18.47	3	6.16
1	17.53	3	5.84

Fuente: Autores

Las fuerzas sísmicas se calculan con el método aproximado del portal.

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección X del piso inferior de 1.05 T la cual se multiplica por un brazo de momento de 3.45 metros.

$$M'_E = 3.63 \text{ ton} - m$$

Se debe hallar el momento en la cara interna de las columnas.

Como ya se mencionó previamente se había asumido una sección de columna rectangular de 40x40 cm para la planta baja, por lo que para hallar el momento en la cara interna de la columna se tiene:

$$M_E = 3.41 \text{ ton} - m$$

### **Método del portal planta alta**

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección Y del piso superior de 0.36 T la cual se multiplica por un brazo de momento de 3.45 metros.

$$M'_E = 1.24 \text{ ton} - m$$

Se debe hallar el momento en la cara interna de las columnas.

Como ya se mencionó previamente se había asumido una sección de columna rectangular de 40x40 cm para la planta alta, por lo que para hallar el momento en la cara interna de la columna se tiene:

Con lo que el momento producido por las fuerzas sísmicas en la cara de la columna queda:

$$M_E = 1.19 \text{ ton} - m$$

### 3.3.13.3 Momento ultimo

El cálculo de momento último se lo hará a partir de las combinaciones de cargas que involucran carga por sismo de la NEC 2015. Las combinaciones son las siguientes:

*(Momento Ultimo por cargas muertas y vivas)*

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L \quad \text{Ec. (82)}$$

*(Momento Ultimo incluyendo el sismo)*

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E \quad \text{Ec. (83)}$$

**Tabla LXXVIII** Momento por cargas gravitacionales y sísmicas, dirección X

Piso	M(d-l)	M(d-l-e)
Piso 1	28.30 t-m	27.03 t-m
Cubierta	11.10 t-m	10.86 t-m

Fuente: Autores.

Para los dos pisos predomino el momento ultimo por carga muerta y viva, este momento ultimo será el momento para seleccionar la sección de las vigas principales.

#### 3.3.13.4 Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.

Tomando como guía el AISC 360-10 capítulo F sección F2, la resistencia nominal de flexión  $\phi_b M_n$ , debe ser menor al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional, en esta misma sección se define en Ec. 37

Para que el perfil seleccionado sea satisfactorio debe cumplir que el momento nominal proporcionado por el perfil sea mayor que el  $M_u$  desarrollado por las cargas gravitacionales, como se muestra en la Ec. 38

La Ec. 39 representa el valor del módulo plástico mínimo requerido por la demanda impuesta por cargas vivas y muertas. Cabe resaltar que las vigas principales en la dirección Y son parte de un sistema estructural de pórticos especiales a momentos,

es decir, tendrán un diseño sismo resistente en donde se deberá verificar que la sección escogida sea sísmicamente compacta.

En la tabla LXXVIII se presentan los módulos de sección plástico requeridos para cubrir con la demanda de cargas gravitacionales por piso.

**Tabla LXXIX** Módulo de sección requerido, vigas principales dirección X

<b>Piso</b>	<b>M(d-l)</b>	<b>Zreq (cm<sup>3</sup>)</b>
<b>Piso 1</b>	28.30 t-m	1258.00
<b>Cubierta</b>	11.10 t-m	493.00

**Fuente:** Autores.

Con los valores de módulo sección plástico requerido se procede a seleccionar un perfil con igual o mayor módulo de sección, se elegirán perfiles comerciales tipo IPE, se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa DIPAC (véase ANEXO B).

**Tabla LXXX** Perfiles seleccionados, vigas principales X

<b>Piso</b>	<b>Perfil</b>
<b>Piso 1</b>	IPE 450
<b>Cubierta</b>	IPE 300

**Fuente:** Autores.

### **3.3.13.5 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio.**

La revisión por estados límites de servicio ya fue definida en la sección 3.3.11.3

Para el cálculo de las deflexiones máximas que sufren las vigas principales, se toman las cargas vivas y cargas de servicio definidas en la sección 3.3.3

En la tabla LXXX se observa las comparaciones de deflexiones máximas y deflexiones admisibles de los perfiles escogidos. Para el cálculo de las deflexiones máximas asumiendo que son vigas doblemente empotradas en donde la deflexión máxima está dada por la Ec. 62

**Tabla LXXXI** Comparación de deflexiones máximas y admisibles (cm)

VIGAS	$\Delta_{max}$ CS	$\Delta_{adm}$ CS	Compr.	$\Delta_{max}$ WL	$\Delta_{adm}$ WL	Compr
IPE 450	2.183	2.79	OK	0.830	1.86	OK
	0.025	0.92	OK	0.010	0.61	OK
IPE 300	2.560	2.79	OK	0.739	1.86	OK
	0.030	0.92	OK	0.009	0.92	OK

Fuente: Autores.

### 3.3.13.6 Verificación de sección sísmicamente compacta.

Para que el ala sea sísmicamente compacta se debe cumplir que  $\lambda_f \leq \lambda_p$  donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} \quad \text{Ec. (84)}$$

$$\lambda_p = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.64 \quad \text{Ec. (85)}$$

Para que el alma sea sísmicamente compacta se debe cumplir que  $\lambda_w \leq \lambda_p$  donde:

**Tabla LXXXII** Relaciones ancho-espesor de las vigas seleccionadas

Perfiles	$\lambda_f$	$\lambda_f < \lambda_p$	$\lambda_w$	$\lambda_w < \lambda_p$
IPE 450	6.51	ok	46.32	ok
IPE 300	7.01	ok	40.75	ok

Fuente: Autores.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ec. (86)}$$

$$\lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.57 \quad \text{Ec. (87)}$$

### 3.3.13.7 Determinar el momento nominal de las vigas.

**Tabla LXXXIII** Verificación del momento nominal de las vigas seleccionadas, dirección X

Perfil	Zx (cm <sup>3</sup> )	Mu (ton-m)	$\Phi bMn$ (ton-m)	Mu < $\Phi bMn$
IPE 450	1500.00	28.30 T-m	34.17 T-m	ok
IPE 300	557.00	11.10 T-m	12.69 T-m	ok

Fuente: Autores

### 3.3.13.8 Resistencia de diseño al cortante.

Se aplica a almas de miembros simple y doblemente simétricos y canales sujetos a corte en el plano del alma. La resistencia de diseño al cortante de acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante pandeo por cortantes, se define como:

$$\phi_v V_n = \phi_v (0.6 F_y A_w C_v) \quad \text{Ec. (88)}$$

1.a) Para almas de miembros con perfiles I rolados con:

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} = 64.57 \quad \text{Ec. (89)}$$

**Tabla LXXXIV** Relación ancho-espesor del alma de las vigas seleccionadas, dirección X

Perfiles	h/tw	h/tw ≤ 64.52
IPE 450	46.32	ok
IPE 300	40.75	ok

Fuente: Autores

Los valores serán  $\phi_v = 1.00$   $C_v = 1.00$

La resistencia al corte se cumple cuando

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \text{Ec. (90)}$$

Cortante por carga muerta

De tabla 3-23 (shears, moments and deflections, véase ANEXO B)

$$V_D = 0.6 \times q_d \times L \quad \text{Ec. (91)}$$

Cortante por carga viva

De tabla 3-23 (shears, moments and deflections, véase ANEXO B)

$$V_L = 0.6 \times q_L \times L \quad \text{Ec. (92)}$$

Cortante por fuerza sísmica.

Este valor ya fue definido en el método del portal.

Las combinaciones más críticas según la NEC 2015:

*(Cortante Ultimo por cargas muertas y vivas)*

**Tabla LXXXV** Comparación de cortantes dirección X

PISOS	$\phi vV_n$	Vu	Vu < $\phi vV_n$
Piso 1	64.24 T	20.65 T	OK
Cubierta	32.35 T	7.79 T	OK

Fuente: Autores.

$$V_u = 1.2V_D + 1.6V_L \quad \text{Ec. (93)}$$

*(Cortante Ultimo incluyendo el sismo)*

**Tabla LXXXVI** Fuerza cortante ultima dirección X

PISOS	VD	VL	VE	VU(D-L)	VU(D-E-L)
Piso 1	9.46 T	5.81 T	1.05 T	20.65 T	18.21 T
Cubierta	4.21 T	1.71 T	0.36 T	7.79 T	7.12 T

Fuente: Autores.

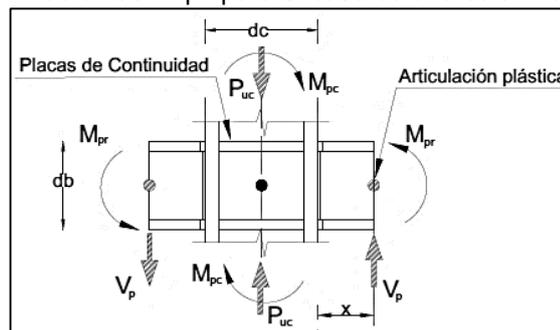
$$V_u = 1.2V_D + V_L + V_E \quad \text{Ec. (94)}$$

### 3.3.14. Columnas

#### 3.3.14.1 Criterio columna fuerte viga débil.

El criterio de columna fuerte –viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los PEM cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía.

**Figura 3.19** Determinación de  $M^*_{pv}$  para el caso de una columna interior de un PEM



Fuente: (NEC, 2015)

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma 1,20 * Z_c F_y V R_y \quad \text{Ec. (95)}$$

$$Z_c \geq 1,15 R_y Z_v \quad \text{Ec. (96)}$$

**Tabla LXXXVII** Valores de factores de fluencia y tensión probables para las planchas de los aceros

<b>Especificación ASTM</b>	<b>Factor de Fluencia Probable (Ry)</b>	<b>Factor de Tensión Probable (Rt)</b>
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

**Fuente:** (NEC, 2015)

Se compara los módulos de sección de las vigas en la dirección X y en dirección Y, se calcula el módulo de sección requerido por la columna.

**Tabla LXXXVIII** Modulo de sección requerido para columnas

<b>Piso</b>	<b>Zvx</b>	<b>Zvy</b>	<b>Zc (cm<sup>3</sup>)</b>
<b>Piso 1</b>	1500.00	713.00	2925
<b>Cubierta</b>	557.00	324.00	1086.15

**Fuente:** Autores.

Es decir, los valores del módulo de sección de la columna tienen que ser como mínimos:

- Planta Baja:  $Z_c \geq 2925.00 \text{ cm}^3$
- Planta alta:  $Z_c \geq 1086.15 \text{ cm}^3$

Además, se debe cumplir que el perfil seleccionado sea sísmicamente compacto (véase ANEXO B)

$$\lambda_{ps} \leq 0.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 17.28 \quad \text{Ec. (97)}$$

$$\lambda_{ps} = \frac{b - 2t}{t} \leq 17.28 \quad \text{Ec. (98)}$$

Se seleccionará un perfil tubular rectangular de dimensiones:

$$B = 40.00 \text{ cm}$$

$$H = 40.00 \text{ cm}$$

$$t = 2.40 \text{ cm}$$

Donde los valores del módulo de sección y relación ancho espesor cumplen con los requeridos para el criterio de columna fuerte viga débil.

$$Z_c = 5281.00 \text{ cm}^3 \geq 2925.00 \text{ cm}^3 \quad (\text{cumple})$$

$$\lambda_{ps} = 14.00 \leq 17.28 \quad (\text{Cumple})$$

Columnas en el volado

$$\lambda_{ps} \leq 0.038 \frac{E}{F_y} \leq 31.51 \quad \text{Ec. (99)}$$

$$\lambda_{ps} = \frac{b - 2t}{t} \leq 31.51 \quad \text{Ec. (100)}$$

Se seleccionará un perfil tubular rectangular de dimensiones:

$$B = 30.00 \text{ cm}$$

$$H = 30.00 \text{ cm}$$

$$t = 2.00 \text{ cm}$$

Donde los valores del módulo de sección y relación ancho espesor cumplen con los requeridos para el criterio de columna fuerte viga débil.

$$Z_c = 1763.00 \text{ cm}^3 \geq 1351.48 \text{ cm}^3 \quad (\text{cumple})$$

$$\lambda_{ps} = 13.00 \leq 31.51 \quad (\text{Cumple})$$

### 3.3.14.2 Cargas Actuante sobre las columnas.

Tabla LXXXIX Carga actuante sobre columnas

Carga	Planta baja	Planta alta
<b>Wd</b>	0.55 t/m <sup>2</sup>	0.25 t/m <sup>2</sup>
<b>Wpp</b>	0.11 t/m <sup>2</sup>	0.02 t/m <sup>2</sup>
<b>WI</b>	0.34 t/m <sup>2</sup>	0.10 t/m <sup>2</sup>
<b>Wu</b>	1.00 t/m <sup>2</sup>	1.37 t/m <sup>2</sup>

Fuente: Autores.

### 3.3.14.3 Determinar carga axial sobre columnas debido a Wu.

La carga axial sobre una columna interior está definida por la siguiente formula:

$$P_{ui} = \sum_{i=1}^n w_u \left( \frac{L1 + L2}{2} \right) \left( \frac{L3 + L4}{2} \right) \quad \text{Ec. (101)}$$

Para las columnas interiores de planta alta y planta baja se tiene una carga axial de:

Tabla XC Carga axial actuante en la columna.

PISOS	WuxAi	Pi ton
<b>PA</b>	11.25	11.25
<b>PB</b>	30.83	42.08

Fuente: Autores.

El acero para las columnas también será A36, se asumirá un valor de relación de esbeltez en función de la longitud de la columna.

**Tabla XCI** Valores típicos de relación de esbeltez

<b>Le (m)</b>	<b>Kl/r</b>
3.05 - 4.57	40 - 60
4.57 - 9.14	60 - 80
>9.14	80 - 120

**Fuente:** Autores.

Se asume un valor de relación de esbeltez de 50, y se tienen las siguientes cargas axiales y el área de la sección transversal para cubrir la demanda en pulgadas cuadradas.

**Tabla XCII** Área gruesa requerida.

<b>Pisos</b>	<b>Pi ton</b>	<b>Pi (k)</b>	<b>Kl/r</b>	<b><math>\Phi</math>fcr (ksi)</b>	<b>Ag (pulg<sup>2</sup>)</b>
Pa	4.36	9.61	50	28.4	0.34
Pb	42.08	92.77	50	28.4	3.27

**Fuente:** Autores

#### 3.3.14.4 Revisión de las secciones de columnas.

**Tabla XCIII** Comparación demanda- capacidad de columnas

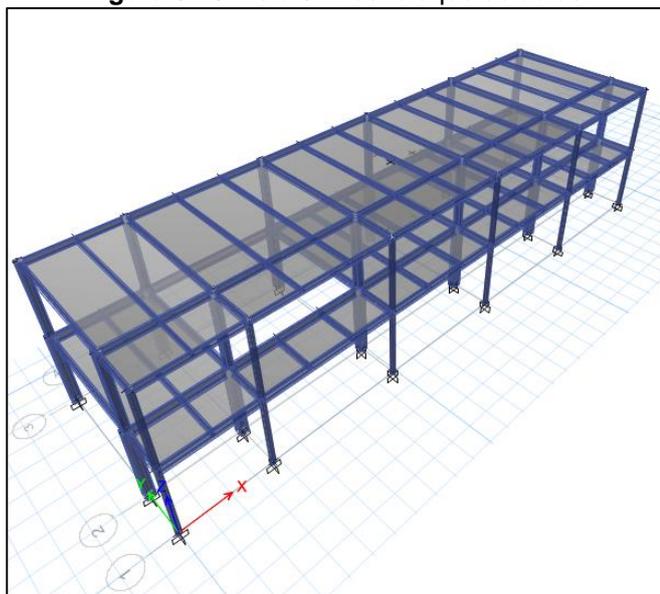
<b>Pisos</b>	<b>K</b>	<b>KL</b>	<b>KL/r</b>	<b>Fe</b>	<b><math>\Phi</math>Fcr</b>	<b>P (k)</b>	<b>Pu (K)</b>
<b>1</b>	1.00	4.00	35.48	227.34	30.32	1292.48	9.6
<b>PB</b>	1.00	4.00	26.07	421.13	31.26	1817.06	92.8

**Fuente:** Autores.

### 3.3.15. Análisis estructural.

Con los elementos pre dimensionados en la sección 3.3.10. se procede a realizar el análisis estructural del edificio con ayuda del software ETABS.

**Figura 3.20** Vista 3-D del bloque de aulas.

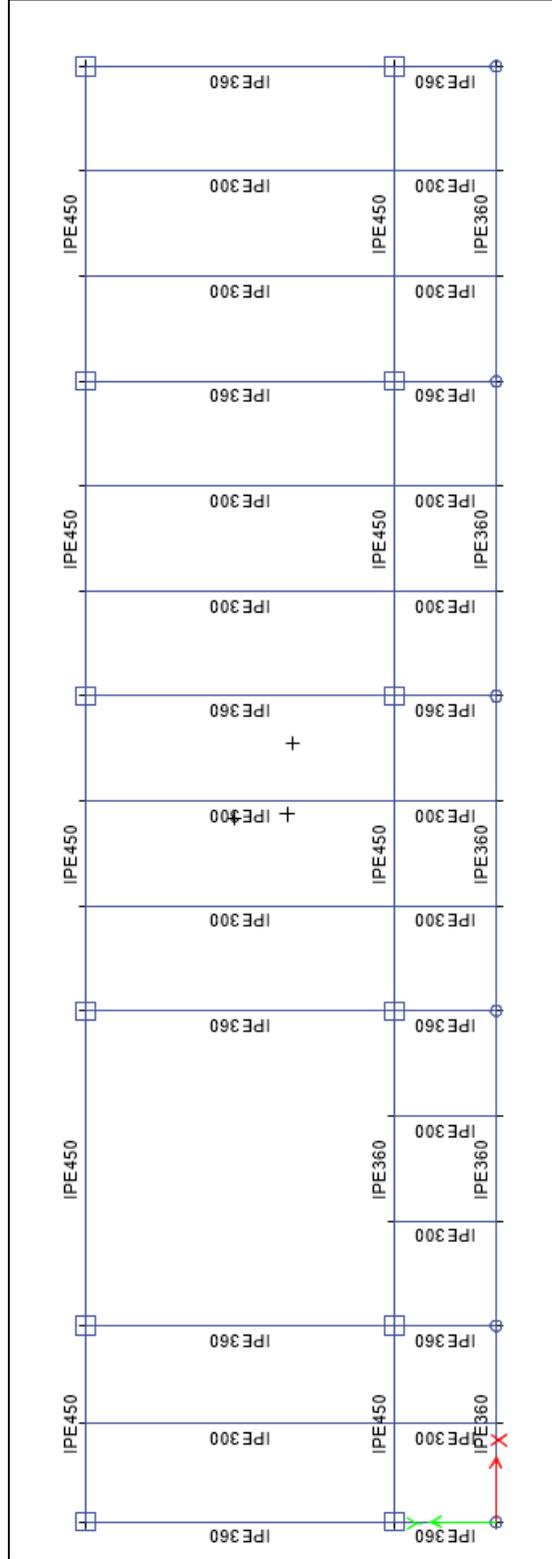


**Fuente:** Etabs v.15

#### 3.3.15.1 Ingreso de datos en ETABS

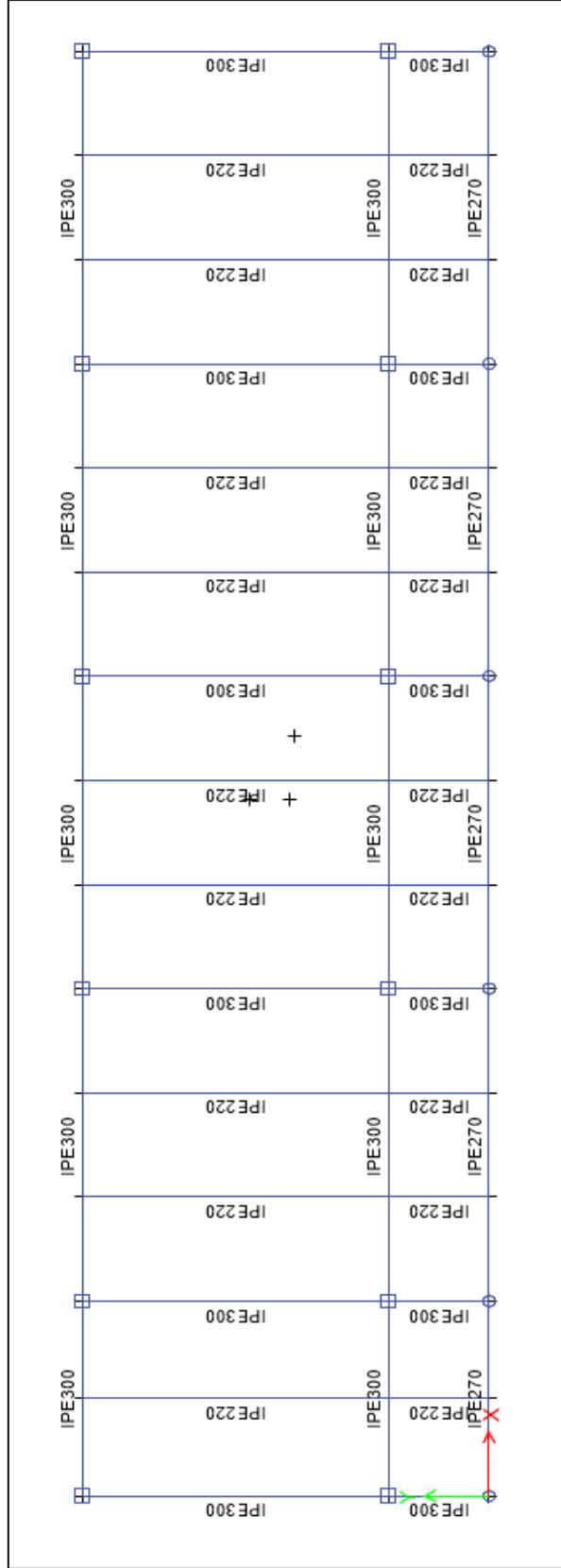
Las vistas en planta de las secciones se muestran a continuación.

Figura 3.21 Secciones de vigas, vista en planta piso 1



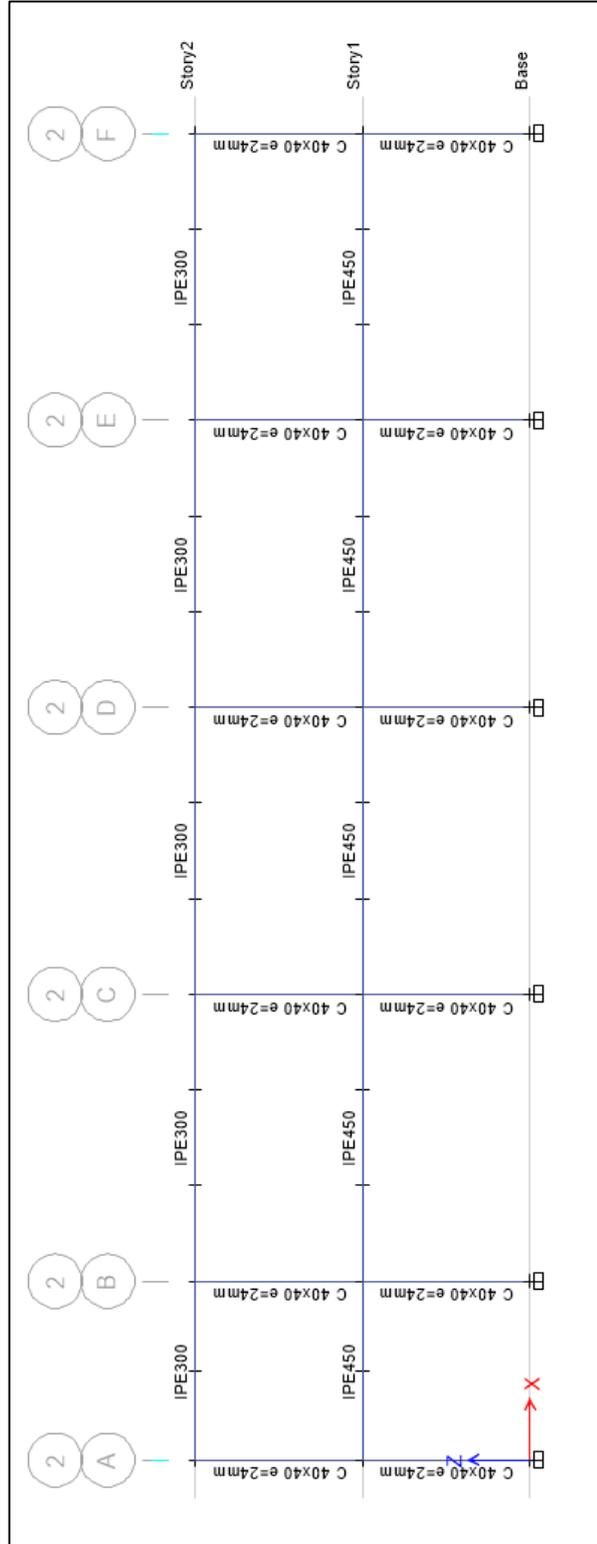
Fuente: Etabs v.15

Figura 3.22 Secciones de vigas, vista en planta cubierta



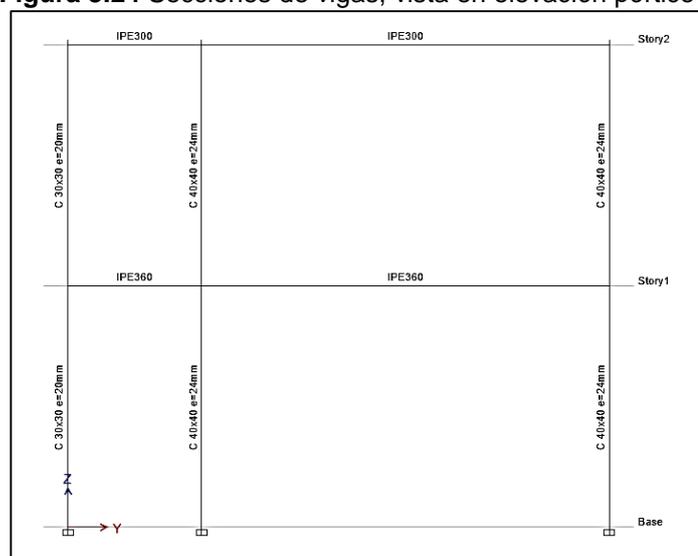
Fuente: Etabs v. 15

Figura 3.23 Secciones de vigas, vista en elevación pórtico 2



Fuente: Etabs v.15

**Figura 3.24** Secciones de vigas, vista en elevación pórtico A



Fuente: Etabs v.15

### 3.3.15.2 Primer Análisis: Torsión en planta.

Se realiza el análisis modal de la estructura, este análisis solo depende de las secciones y del tipo de material de la estructura.

Una vez ingresada las secciones se comprobó si existían problemas de torsión, como existieron en las 2 alternativas que se presentó anteriormente.

En la figura 3.18 se observa el primer modo de vibración de la estructura, con una inspección visual rápida de la deformación, podría decirse que la estructura presenta problemas de torsión.

Se comprobará si efectivamente hay problemas de torsión, a partir de la fórmula mostrada en la NEC 2015 (peligro sísmico). Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.

$$\Delta_1 > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \quad \text{Ec. (102)}$$

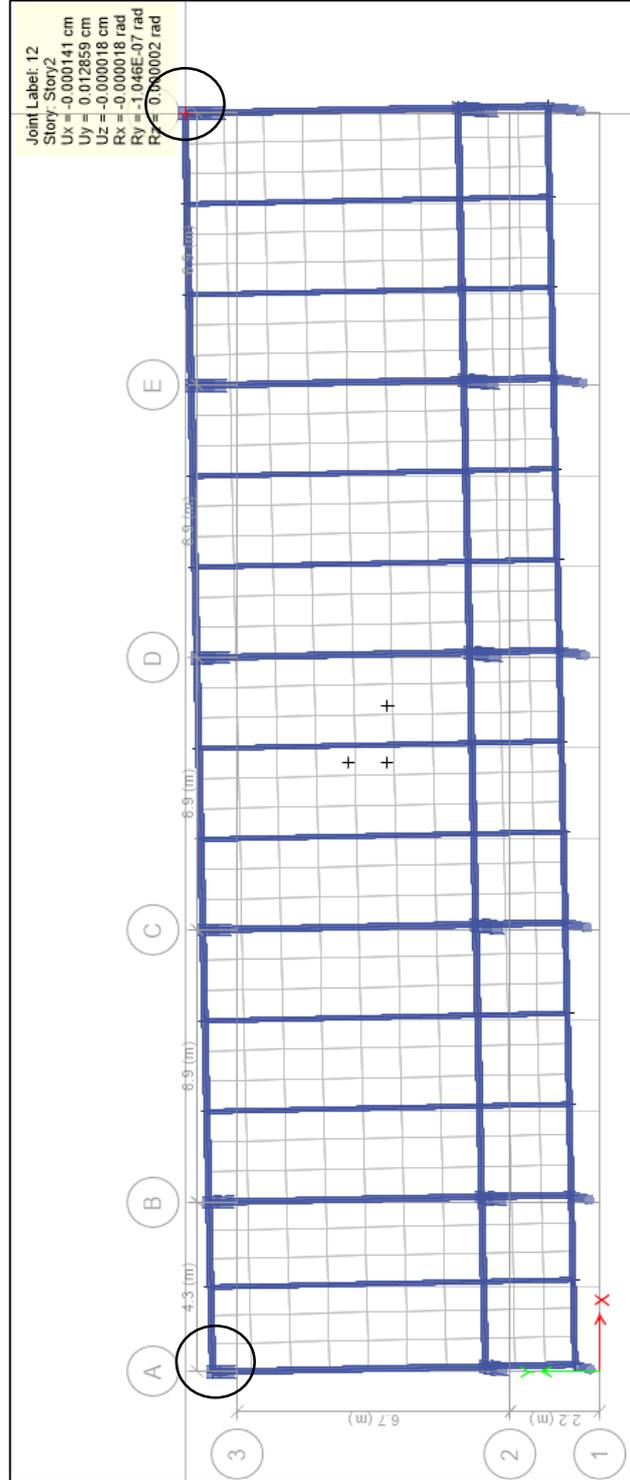
$$\Delta_1 = 0.13 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = 0.06 \text{ mm}$$

$$1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = 0.11 \text{ mm}$$

$$0.13 \text{ mm} \geq 0.11 \text{ mm} \quad (\text{existe problemas de torsion})$$

Figura 3.25 Vista en planta del análisis modal 1



Fuente: Etabs v.15

### **3.3.15.3 Arriostramientos.**

Debido a los problemas de torsión en planta que existe, una de las soluciones que se plantea es el uso de arriostramientos en X concéntricos, colocados en los pórticos en donde se presume que podrán eliminar los problemas de torsión, es decir, pórtico A y F. estos arriostramientos permitirán que la estructura aumente la rigidez.

Además, los arriostramientos dispuestos en formas de cruz serán los elementos disipadores de energía durante la sacudida producida por un sismo y trabajarán en tensión y compresión por lo que según las recomendaciones expuestas en el ANSI/AISC 341 deberían ser elementos rectangulares huecos para así dar un mejor desempeño.

Pre Dimensionamientos de los arriostramientos en X.

Debido a su geometría, los PEAC proporcionan una acción de armadura cuyos miembros están sujetos primordialmente a cargas axiales en el rango elástico.

Y estos arriostramientos deben cumplir con lo dispuesto en la NEC 2015 capítulo de estructura de acero, sección 8.2.

Sobre la distribución de fuerzas laterales, la NEC 2015 en el capítulo de estructura de acero, estipula:

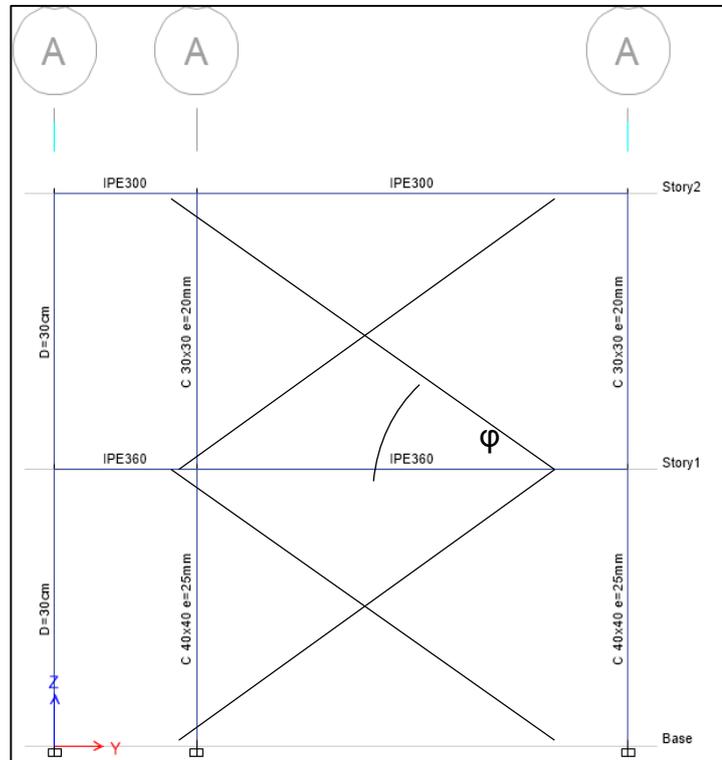
“A lo largo de una línea de arriostramientos, las diagonales deben ser dispuestas de manera alternada, para que, para cualquier dirección de fuerza paralela a la línea de arriostramientos, al menos el 30% pero no más que el 70% de la fuerza total horizontal a lo largo de esta línea sea resistida por las diagonales en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada diagonal en compresión sea mayor que la resistencia requerida resultante de la aplicación de las combinaciones de cargas estipuladas en la NEC-SE-CG.” (NEC, 2015).

Las diagonales deben ser sísmicamente compactas según indicado en la sección B4 de la especificación AISC 360-10, además las diagonales se permiten tener una relación de esbeltez:

$$Kl/r \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 200 \quad \text{Ec. (103)}$$

Los arriostramientos estarían dispuestos de la siguiente manera:

**Figura 3.26** Disposición de arriostramientos eje A

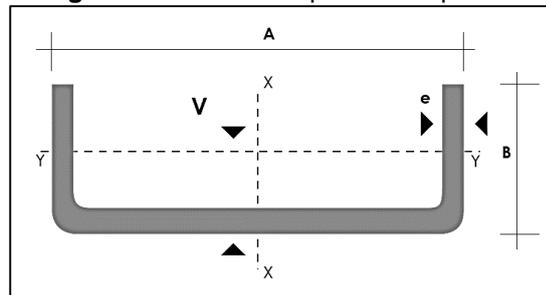


**Fuente:** Etabs v.15

Con una longitud efectiva = 7.80 metros cada diagonal. El radio mínimo de giro sería.

$$r_{min} = \frac{L}{200} = 3.90 \text{ cm} \quad \text{Ec. (104)}$$

Se utilizará una sección compuesta por 2 canales con las siguientes características.

**Figura 3.27** Sección típica de un perfil C

Fuente: DIPAC

**Tabla XCIV** Propiedades geométricas del perfil seleccionado

A (mm)	B (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	R (cm)
150	80	27.71	5.84

Fuente: DIPAC

La resistencia requerida de una diagonal obtenida de la NEC 2015 es la siguiente:

$$F_{yp} = 1.30 \times 2531.05 \text{ kg/cm}^2 \times 27.71 \quad \text{Ec. (105)}$$

$$F_{yp} \cong 91.18 \text{ ton}$$

Las fuerzas horizontales a la que las diagonales se van a someter son las mismas fuerzas sísmicas calculadas en la sección 3.1.2.

**Tabla XCV** Fuerzas sísmicas dirección Y

<b>FUERZAS SISMICAS</b>			
<b>NIVEL</b>	<b>FY</b>	<b>PORTICOS EN X</b>	<b>FUERZA POR PORTICO</b>
<b>2</b>	18.99	6	3.16
<b>1</b>	18.01	6	3.00

**Fuente:** Autores

La fuerza de tensión máxima que estará sometido el miembro es:

$$T_u = (F_1 + F_2)\cos(\varphi) \quad \text{Ec. (106)}$$

Donde:

$$\varphi = \text{tg}^{-1}\left(\frac{4.00}{6.70}\right) = 30.84^\circ \quad \text{Ec. (107)}$$

$$T_u = (3.00 + 3.16)\cos(30.84) = 5.30 \text{ ton}$$

$$F_{yp} \geq T_u \quad \text{Ec. (108)}$$

*(el perfil seleccionado es satisfactorio).*

Se debe verificar que el perfil sea sísmicamente compacto. (Véase ANEXO B) se tiene; para que un perfil tubular sea sísmicamente compacto se debe cumplir que la relación ancho espesor sea menor o igual a este valor:

$$\lambda_{ps} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. (109)}$$

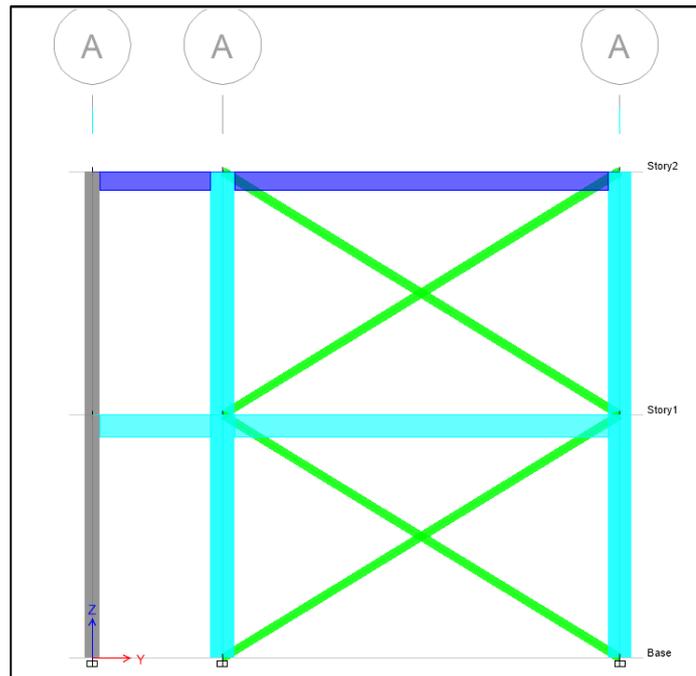
$$\lambda_{ps} = \frac{b - 2t}{t} \leq 15.61 \quad \text{Ec. (110)}$$

14.00 ≤ 15.61 (la sección es simicamente compacta)

### 3.3.15.4 Segundo Análisis: Sistema estructural con arriostramientos en cruz.

Para efectos de controlar los problemas de torsión que ya fueron detallados en la sección 3.3.15.2, se adicionan los arriostramientos diseñados en la sección 3.3.15.3.

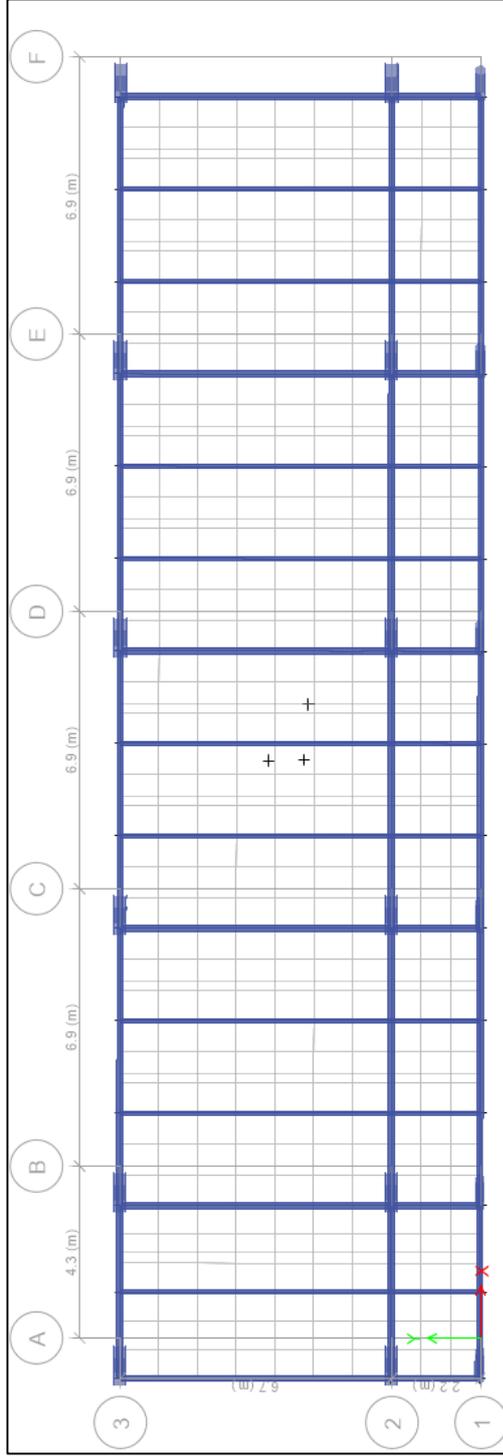
**Figura 3.28** Sistema estructural con arriostramientos eje A



Fuente: Etabs v.15

Al ejecutar el análisis modal de este nuevo modelo estructural.

**Figura 3.29** Vista en planta análisis modal 1, Sistema con arriostramientos



**Fuente:** Etabs v.15

A diferencia del primer análisis, ahora visualmente los problemas de torsión son casi imperceptibles, se comprobará si los problemas de torsión desaparecieron.

**Figura 3.30** Desplazamientos de la estructura al ejecutar en modal 1

Joint Label: 12
Story: Story2
Ux = -0.009877 cm
Uy = -0.000083 cm
Uz = 0.000022 cm
Rx = 5.628E-08 rad
Ry = -0.000016 rad
Rz = -5.065E-08 rad

Joint Label: 2
Story: Story2
Ux = -0.009877 cm
Uy = 0.000079 cm
Uz = -0.000046 cm
Rx = -1.488E-08 rad
Ry = -0.000014 rad
Rz = -5.065E-08 rad

Fuente: Etabs v.15

### 3.3.15.5 Fuerzas sísmicas.

Para este sistema estructural no se ve afectado el espectro de respuesta sísmica en la dirección Y debido a que la norma valora a los sistemas duales con un factor de reducción de resistencia igual a  $R=6$ .

A continuación, se muestra los periodos de vibración modal que genera el programa de acuerdo al nuevo sistema estructural y se presentan los valores directos de la

distribución vertical de las fuerzas sísmicas, ya que se detalló ampliamente en la sección 3.3.9.

**Tabla XCVI** Periodos del análisis modal.

<b>Caso</b>	<b>Periodo seg</b>
Modal 1	0.354
Modal 2	0.159

**Fuente:** Etabs v.15

Con los periodos calculados en el análisis modal se recalcula la distribución de fuerzas del edificio. Del espectro elástico de respuesta se tiene:

$$C_{sx,y} = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} \quad \text{Ec. (111)}$$

- Para T= 0.318 seg; Sa=0.7650

$$C_s = 0.1658$$

- Para T= 0.158 seg; Sa=0.5782

$$C_s = 0.1253$$

Peso sísmico efectivo.

Una vez definidas las secciones se puede re calcular el peso propio de los elementos y a su vez re calcular las fuerzas sísmicas, para realizar el análisis estático.

**Tabla XCVII** Peso de los elementos de la planta baja

Tipo de sección	Peso tonf	Área m <sup>2</sup>	Peso por área tonf/m <sup>2</sup>
Columnas	9.86	283.91	0.035
Vigas	7.88	283.91	0.028
Puntal	1.42	283.91	0.005
Losa	49.46	283.91	0.174

Fuente: Etabs v.15

**Tabla XCVIII** Peso de los elementos de la planta alta

Tipo de sección	Peso total tonf	Área m <sup>2</sup>	Peso por área tonf/m <sup>2</sup>
Columnas	15.55	237.68	0.065
Vigas	11.87	237.68	0.050
Puntal	1.42	237.68	0.006
Losa	41.40	237.68	0.174

Fuente: Etabs v.15

Peso sísmico de la estructura (2da iteración)

A partir de las tablas XCV y XCVI se calcula el peso sísmico efectivo.

**Tabla XCIX** Peso sísmico efectivo planta baja

Planta baja	
<b>Wd</b>	0.38 t/m2
<b>Wpp (2)</b>	0.29 T/m2
<b>Wtotal</b>	0.67 T/m2
<b>Área</b>	237.68 m2
<b>W1</b>	159.25 ton

Fuente: Autores

**Tabla C** Peso sísmico efectivo planta alta

<b>Planta alta</b>	
<b>Wd</b>	0.08 t/m <sup>2</sup>
<b>Wpp (2)</b>	0.24 T/m <sup>2</sup>
<b>Wtotal</b>	0.32 T/m <sup>2</sup>
<b>Área</b>	284.00 m <sup>2</sup>
<b>W1</b>	89.88 ton

Fuente: Autores

**Tabla CI** Peso sísmico efectivo total

<b>Peso sísmico efectivo</b>		
<b>W</b>	249.13 T	Calculado
<b>W</b>	250.00 T	Usar

Fuente: Autores

Distribución vertical de fuerzas sísmicas.

**Tabla CII** Distribución de fuerzas sísmicas dirección X (2da iteración)

Nivel	Altura	Wx	Wxhx <sup>2</sup> K	Cvx	Fx	Vx
2	8	89.89	719	0.530	21.97	21.97
1	4	159.25	637	0.470	19.47	41.44
		<b>Total</b>	<b>1356</b>	<b>1.00</b>		

Fuente: Autores

**Tabla CIII** Distribución de fuerzas sísmicas dirección Y (2da iteración)

Nivel	Altura	Wx	Wxhx <sup>2</sup> K	Cvx	Fx	Vx
2	8	89.886	719	0.530	21.81	21.81
1	4	159.25	637	0.470	19.33	41.14
		<b>total</b>	<b>1356</b>	<b>1</b>		

Fuente: Autores

En el programa ETABS se crearán estados de carga  $S_x$  (sismo en dirección X) y  $S_y$  (sismo en dirección Y), ambos en el plano horizontal.

En la realidad el sismo puede tener cualquier dirección, por eso se asume un 30 % a la dirección perpendicular a la de análisis, con esto se tiene:

**Tabla CIV** Fuerzas sísmicas para el análisis estático

Nivel	Sismo x		Sismo y	
	Fx (T)	Fy(T)	Fy (T)	Fx (T)
2	21.97	6.591	21.81	6.544
1	19.47	5.840	19.33	5.798

**Fuente:** Autores

### 3.3.15.6 Excentricidades.

Estas fuerzas sísmicas estarán aplicadas a cierta distancia del centro de masas del edificio ya que el centro de masas no coincide con el centro de rigidez. Una torsión adicional puede resultar debido a (Priestley; pág. 94):

- Movimientos torsionales durante el sismo
- Desviación de rigideces con respecto a las asumidas
- Diferentes niveles de daños en los componentes durante el sismo.
- Distribución irregular de masa.

Las excentricidades a usar (NEC 2015 peligro sísmico sección 6.3.5.)

$$e_{x,d} = e_x + 0.05L \quad \text{Ec. (112)}$$

$$e_{y,d} = e_y + 0.05B \quad \text{Ec. (113)}$$

Del análisis estructural desarrollado en ETABS se tienen las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada piso:

**Tabla CV** Coordenadas del centro de masa

Piso	XCM (m)	YCM (m)
Piso1	15.50	4.53
Piso2	15.38	4.37

Fuente: Etabs v.15

**Tabla CVI** Coordenadas del centro de rigidez

Piso	XCR (m)	YCR (m)
Piso1	15.66	5.31
Piso2	15.79	4.99

Fuente: Etabs v.15

Las coordenadas de los puntos en donde se aplicarán las fuerzas sísmicas de la tabla CV son:

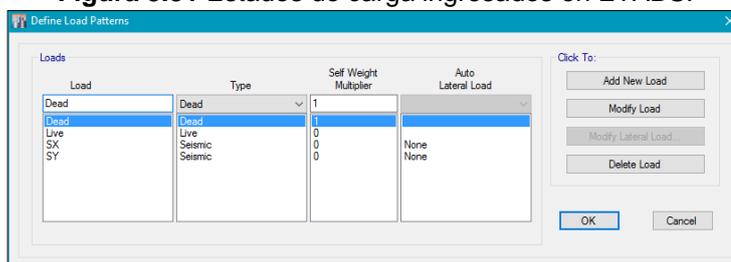
**Tabla CVII** Coordenadas de la aplicación de fuerzas sísmicas.

PISOS	PUNTO Y		PUNTO X	
	X	Y	X	Y
1	15.45	5.75	17.15	4.50
2	15.41	5.47	16.87	4.33

Fuente: Etabs v.15

### 3.3.15.7 Estados de carga.

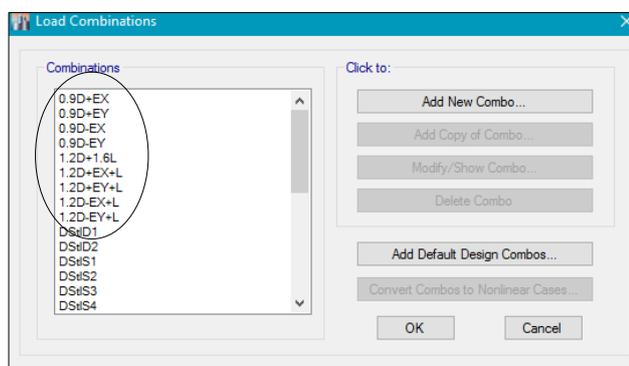
Antes de definir los estados de carga, se revisó que el modelo tenga asignados correctamente los diafragmas rígidos, y que las uniones vigas-columnas tengan asignados las zonas rígidas con un valor de 0.50.

**Figura 3.31** Estados de carga ingresados en ETABS.

Fuente: Etabs v.15

### 3.3.15.8 Combinaciones de cargas.

Se utilizarán las combinaciones de cargas dispuestas por la NEC 2015 capítulo de cargas no sísmicas sección 3.4.3., se eligieron las combinaciones de cargas más representativas, el programa por defecto crea combinaciones de carga como DstID1.

**Figura 3.32** Combinaciones de cargas.

**Fuente:** Etabs v.15

### 3.3.16. Verificaciones.

En esta sección se analizarán el cumplimiento de derivas inelásticas que no supere a los valores máximos establecidos por la NEC.

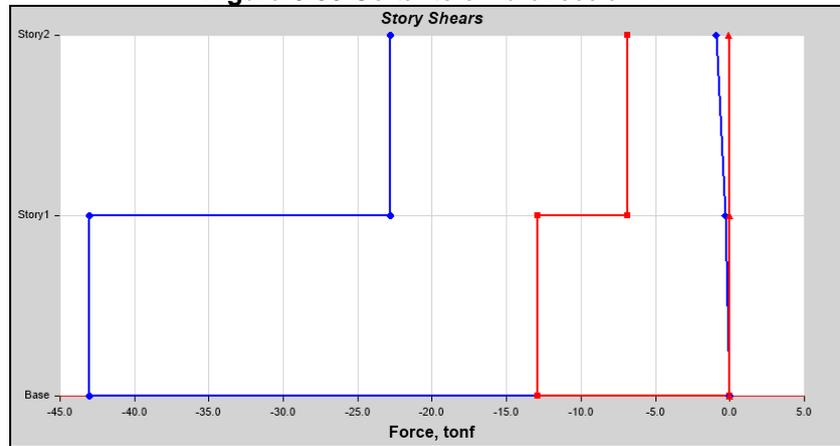
#### 3.3.16.1 Participación Modal

Tabla de relación de participación de masa del análisis modal (véase ANEXO C)

En la filosofía de diseño sismo resistente se recomienda que el primer y el segundo modo de vibración sean movimientos de traslación con hasta máximo 10 % de rotación, sin embargo, por acción de los arriostramientos colocados la rotación es casi nula.

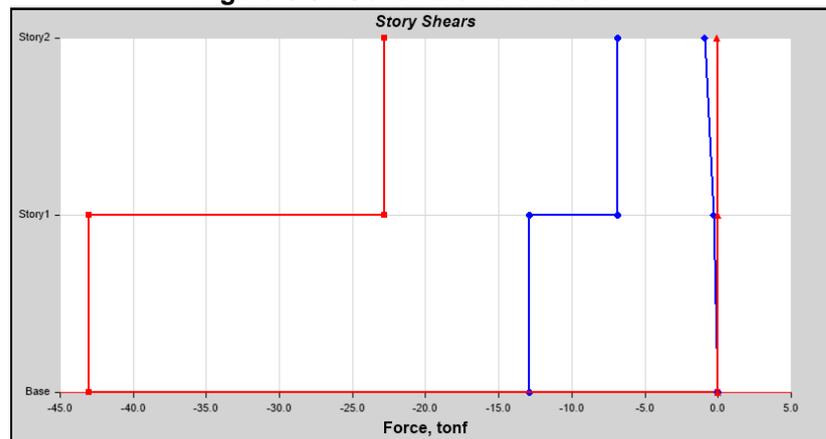
### 3.3.16.2 Cortante Basal.

Figura 3.33 Cortante en la dirección X



Fuente: Etabs v.15

Figura 3.34 Cortante en la dirección Y



Fuente: Etabs v.15

### 3.3.16.3 Control de derivas de piso.

Según la NEC 2015 en su capítulo de peligro sísmico, sección 4.2.2. sobre derivas de piso. La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecida en la siguiente tabla.

**Tabla CVIII** Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

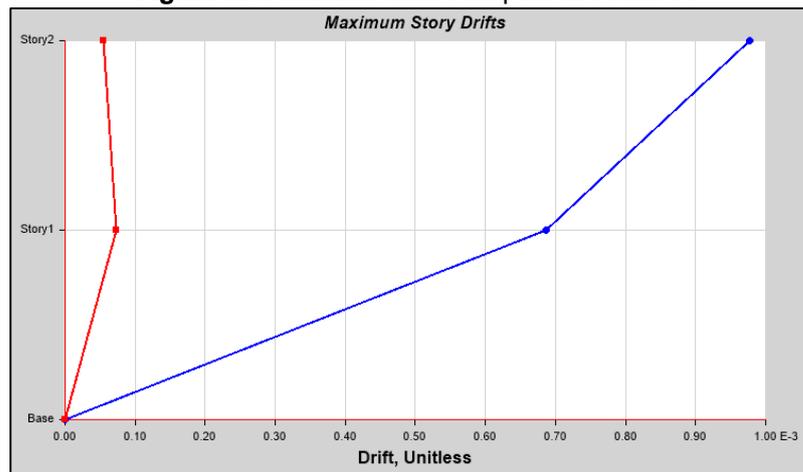
Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC, 2015)

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ec. (114)}$$

Se verificará que

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima, es decir, } \Delta_M < 0.02$$

**Figura 3.35** Máxima deriva de piso dirección X

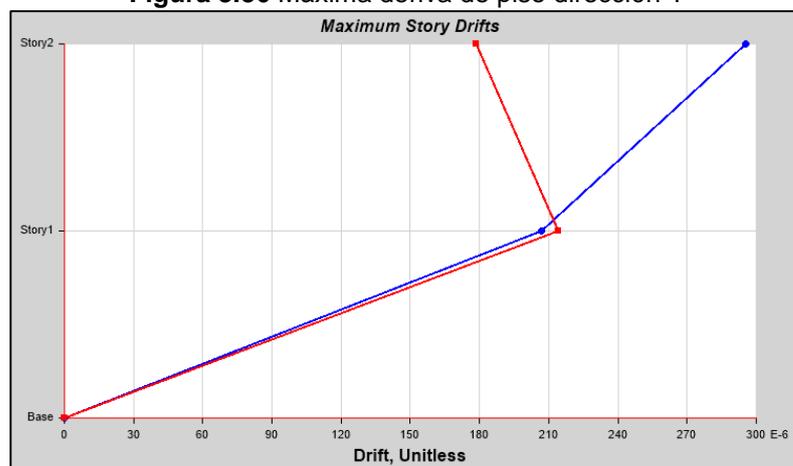
Fuente: Etabs v.15

De la Ec. 114 se tiene que:

$$\Delta_M = 0.0044$$

$$\Delta_M < 0.02$$

**Figura 3.36** Máxima deriva de piso dirección Y



Fuente: Etabs v.15

De la Ec. 114 se tiene que

$$\Delta_M = 0.0013$$

$$\Delta_M < 0.02$$

#### 3.3.16.4 Efectos de segundo orden P- $\Delta$

Los efectos P- $\Delta$  corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- para el cálculo de dichos incrementos
- para la evaluación de la estabilidad estructural global.

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad \text{Ec. (115)}$$

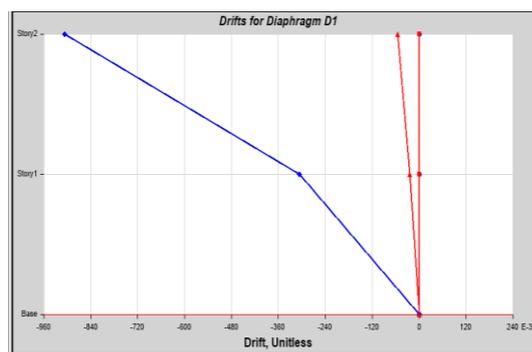
**Tabla CIX** Reacciones en la base ante diferentes estados de carga.

Combinaciones	FX	FY	FZ
	tonf	tonf	tonf
Muerta	0.00	0.00	251.89
Viva	0.00	0.00	103.64
SX	-43.06	-12.92	0.00
SY	-12.92	-43.06	0.00

Fuente: Etabs v.15

$$P_i = 251.89 + 103.64 = 355.53 \text{ ton}$$

**Figura 3.37** Máxima deriva de diafragma piso 1



Max: (0.000762, Story1);

Fuente: Etabs v.15

$$\Delta_M = 0.0034 \quad Q_i = 0.007 < 0.10$$

Los efectos P- $\Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$  sección 6.3.8 NEC-SE-DS.

# CAPÍTULO 4

## 4. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS SISMORESISTENTES.

En esta sección se procederá a realizar una comparación técnica de los resultados obtenidos del modelamiento de los diferentes sistemas sismo resistentes.

Las variables que se compararán son: La irregularidad torsional, las fuerzas cortantes, las derivas de piso, los pesos totales de la estructura, los asentamientos teóricos.

### 4.1. Comparación de torsión en la estructura

**Tabla CX** Comparación de torsión entre los sistemas estructurales

Alternativa	Torsión	Disminución
Pórticos de concreto combinado con muros	0.006 %	67 %
Pórticos de acero arriostrados	0.002 %	

**Fuente:** Autores.

## 4.2. Comparación de cortante basal

**Tabla CXI** Comparación de Cortante basal entre los sistemas estructurales

Alternativa	Cortante basal	Disminución
Pórticos de concreto combinado con muros	50 Ton	14 %
Pórticos de acero arriostrados	43 Ton	

**Fuente:** Autores.

Podemos observar que el sistema de acero arriostrado demanda menor cortante, este sistema logra un porcentaje de disminución del 14% del cortante del sistema de pórticos combinado con muros.

## 4.3. Comparación de derivas

**Tabla CXII** Comparación de derivas entre los sistemas estructurales

Alternativa		Derivas	Disminución
Pórticos de concreto combinado con muros	Dirección X	0.015	
	Dirección Y	0.0072	
Pórticos de acero arriostrados	Dirección X	0.0065	56.67 %
	Dirección Y	0.0019	73.61 %

**Fuente:** Autores.

Se escogieron las máximas derivas de piso de cada sistema sismo resistente, con el objetivo de analizar la rigidez de los mismos.

Las mayores derivas de piso son todas las que pertenecen al sistema de pórticos de concreto con muros y las menores derivas pertenecen al sistema de pórticos de acero arriostrado.

#### 4.4. Comparación de pesos

**Tabla CXIII** Comparación de pesos entre los sistemas estructurales

<b>Alternativa</b>	<b>Peso</b>	<b>Disminución</b>
Pórticos de concreto combinado con muros	394.80 Ton	36.68 %
Pórticos de acero arriostrados	250.00 Ton	

**Fuente:** Autores.

La alta resistencia por unidad de peso es una de las características que hacen del acero un material estructural de alta calidad, esto hace que se pueda obtener estructuras de bajo peso. Menos peso permite cimentaciones más ligeras, ya que las cargas transmitidas al suelo no exigen mayor resistencia de este.

Las fuerzas sísmicas son directamente proporcionales al peso de la estructura, en este punto el acero lleva ventaja frente al hormigón, la estructura de acero se vuelve más confiable para quienes van a hacer uso de ella, la seguridad y el aspecto humano son de gran importancia en zonas de alto riesgo sísmico como es el caso de este proyecto.

#### 4.5. Comparación de asentamientos

**Tabla CXIV** Comparación de asentamientos entre los sistemas estructurales

<b>Alternativa</b>	<b>Asentamientos</b>	<b>Disminución</b>
Pórticos de concreto combinado con muros	0.90 cm	
Pórticos de acero arriostrados	0.70 cm	22.22 %

**Fuente:** Autores.

Debido a que el acero es un material más liviano, se logra reducir en un 22% los asentamientos en el terreno de fundación.

#### 4.6. Restricciones

Este proyecto de titulación como cualquier proyecto aplicado a la vida real, tradicionalmente tendrá restricciones de diferente índole que afecte directamente al tiempo, costo y alcance de la obra. Adicionalmente para un proyecto de construcción dentro de un área escolar, las dificultades también podrían ser de tipo social y donde se involucre el entorno.

Las dificultades que podrían presentarse al momento de escoger un diseño o analizar el tiempo de construcción son las siguientes:

#### 4.6.1. Entorno

Si bien es cierto las calles principales del colegio se encuentra asfaltadas o en proceso de asfaltado, otras vías secundarias de acceso muestran un camino lastrado, la generación de polvo y/o ruido debido a las maquinarias necesarias para la construcción podría causar molestia en los moradores en las zonas aledañas a la construcción.

**Figura 4.1** Vías secundarias lastradas adyacentes al colegio



**Fuente:** Guillermo Salvatierra Melgar

#### 4.6.2. Economía

La vulnerabilidad de construcciones de ocupación especial como escuelas, hospitales y edificios municipales quedó evidenciada después del sismo que sacudió las costas de Ecuador el pasado 16 de abril, por esa razón el diseño de un edificio de aulas de clase tiene que asegurar que es capaz de disipar la energía necesaria, para que

después de un sismo moderado la estructura siga en pie salvaguardando la vida de los estudiantes. Una obra sismo resistente requiere de especialistas no solo en el diseño sino también en la ejecución de la obra, lo cual aumentaría el valor de la misma, en la actualidad el gobierno ecuatoriano a paralizado obras importantes debido a la escasez de recurso económico, esta sería la principal restricción.

**Figura 4.2** Consecuencias del terremoto del 16 de abril, escuela del milenio en Bahía de Caráquez



**Fuente:** Guillermo Salvatierra Melgar

### 4.6.3. Tiempo de construcción

El nuevo bloque de aulas a construirse estará en el mismo terreno en el que los alumnos usan como patio de juegos, lo cual dificultara el movimiento de los trabajadores y el traslado de maquinaria y materiales hasta el área de construcción, afectando directamente la eficiencia y el tiempo de ejecución de la misma.

**Figura 4.3** Área de construcción, actualmente utilizada como zona de juegos



**Fuente:** Guillermo Salvatierra Melgar

#### **4.7. Selección de alternativa**

En base a las condiciones de servicio entre los sistemas estructurales detalladas anteriormente y la vulnerabilidad de la zona ante eventos sísmicos, se llega a la conclusión que la mejor solución a ser diseñada es el sistema de pórticos de acero arriostrados. En la siguiente sección se revisará el diseño de los perfiles seleccionados de la estructura de acero, además, se realizará el diseño de la cimentación que demande la alternativa seleccionada.

# CAPÍTULO 5

## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISEÑO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA.

### 5.1. Diseño en acero estructural

- Al modelo estructural desarrollado en Etabs en la sección 3.3. se ingresan los valores de carga muerta y viva hacia la losa la cual se encarga de distribuir las fuerzas actuantes a las vigas y a las columnas, se ingresan los valores de la fuerza sísmica en los puntos ya definidos en la sección 3.3.9.
- Una vez que todos los pisos tengan su respectiva carga, se procede a correr el análisis estructural, el cual arroja los siguientes resultados.

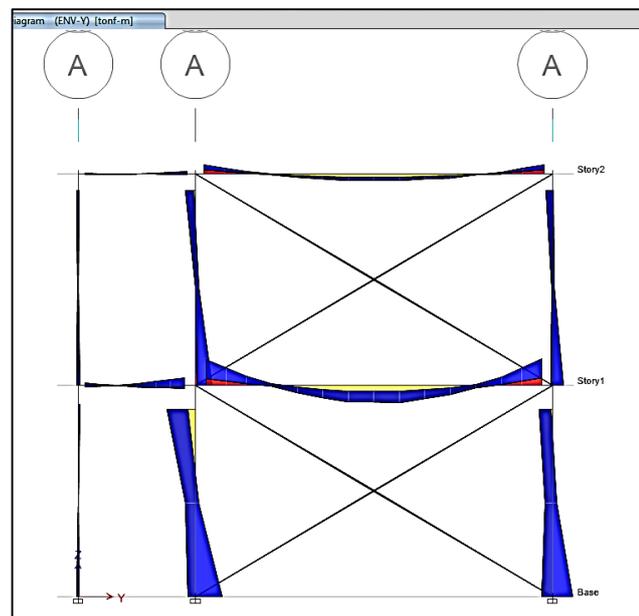
#### 5.1.1. Diagramas de Momento, Cortante, Axial y torsión en vigas y columnas.

Para realizar un correcto análisis de lo que puede ocurrir en el edificio es importante definir que combinación de carga resulta ser la más crítica, con el software ETABS se puede observar que la combinación más crítica es la envolvente Y, es decir, todas las combinaciones de carga que involucran la carga sísmica en la dirección Y, será la que se use para el diseño de los miembros.

Como representación de los pórticos más críticos se presentará a continuación los diagramas en el eje 2 y en el eje A-F (estos últimos con arriostramientos).

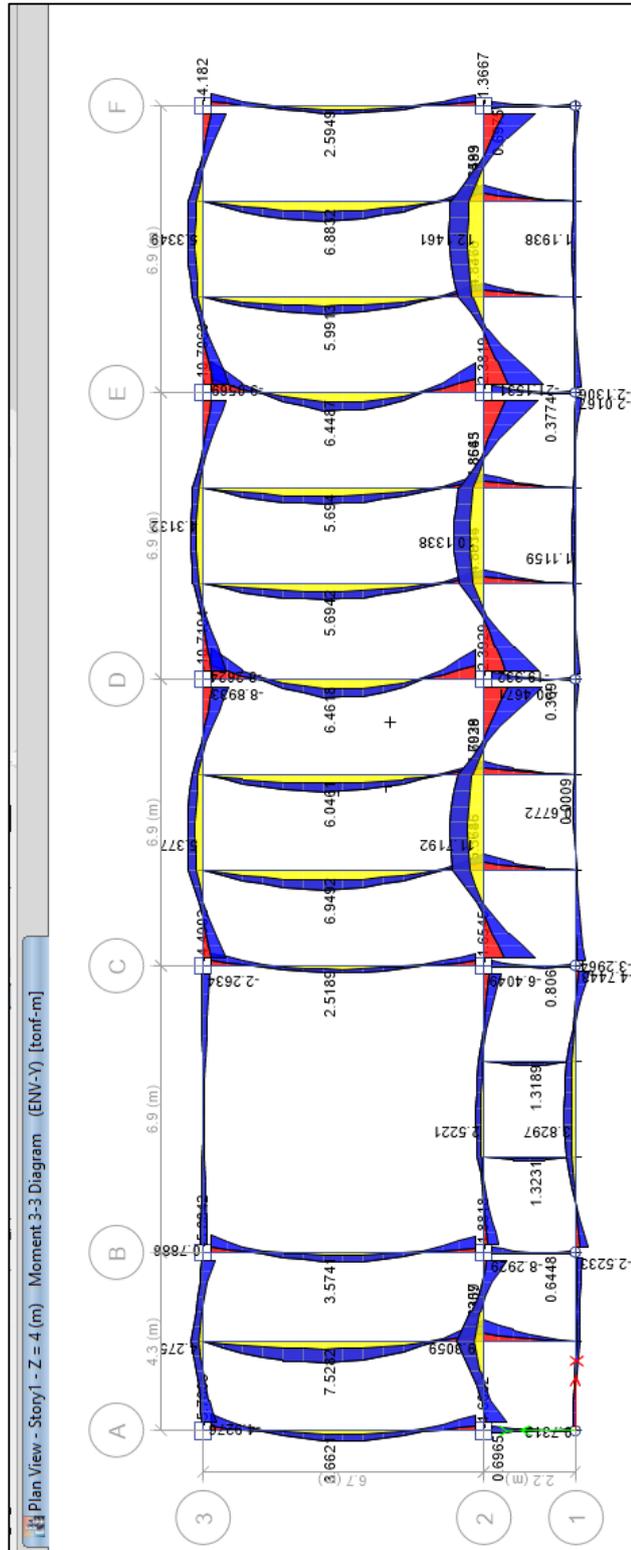
### 5.1.1.1 Diagramas de momento.

**Figura 5.1** Diagrama de momento eje A (ENV-Y)



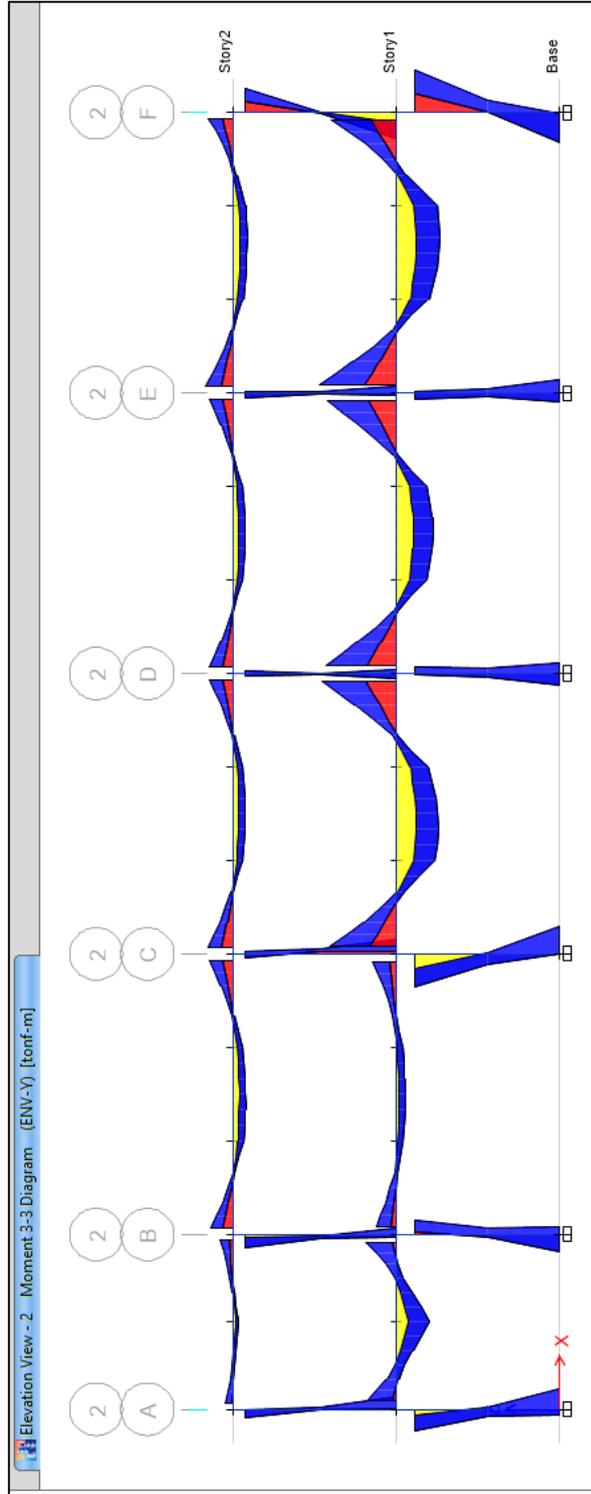
Fuente: Etabs v.15

Figura 5.2 Diagrama de momento vista en planta piso 1 (ENV-Y)



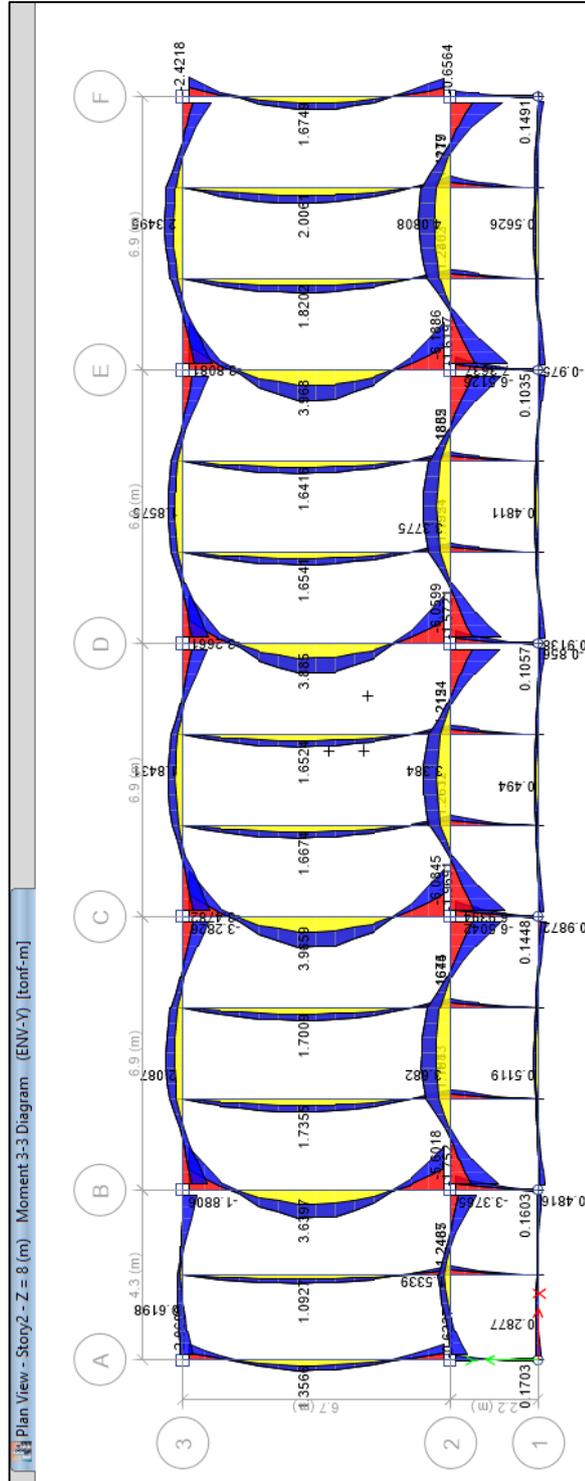
Fuente: Etabs v.15

Figura 5.3 Diagrama de momento eje 2 (ENV-Y)



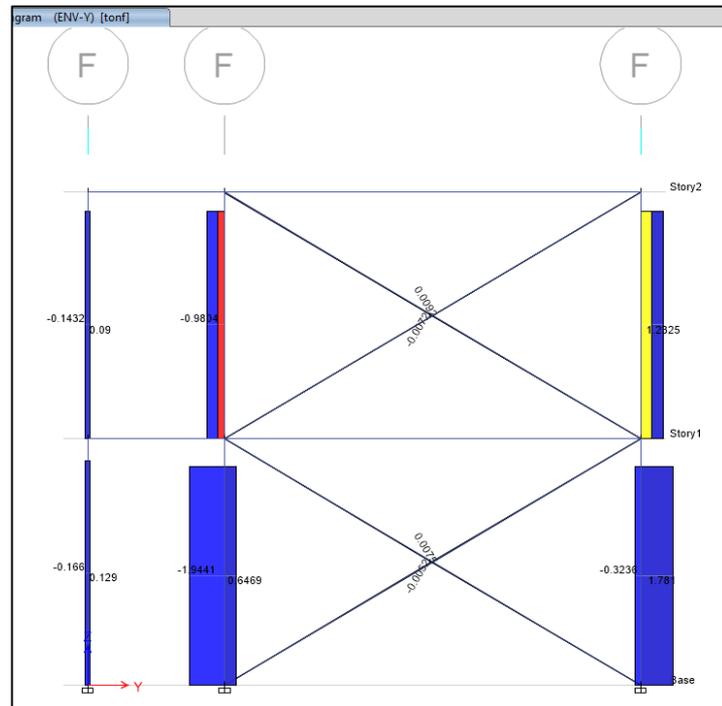
Fuente: Etabs v.15

Figura 5.4 Diagrama de momento vista en planta, cubierta, cubierta(ENV-Y)



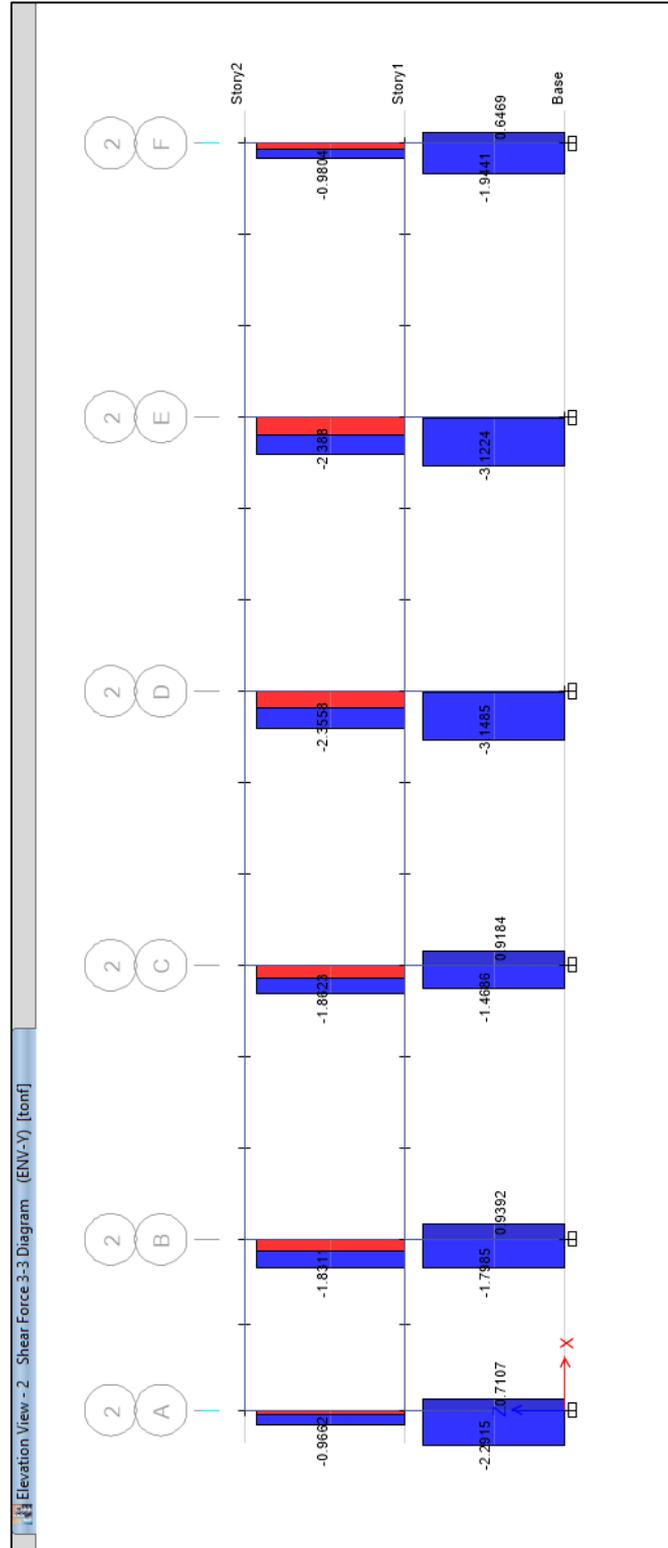
### 5.1.1.2 Diagrama de cortante.

Figura 5.5 Diagrama de cortante eje F (ENV-Y)



Fuente: Etabs v.15

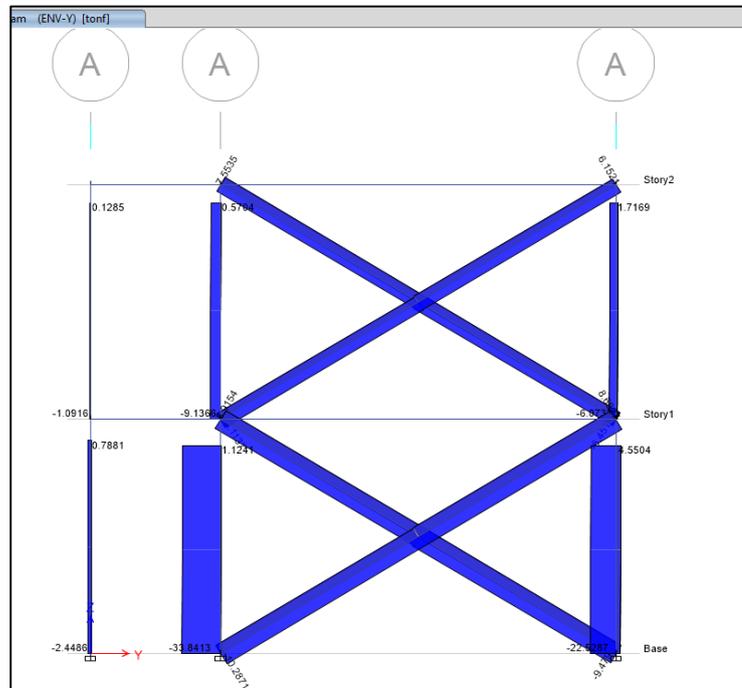
Figura 5.6 Diagrama de cortante eje 2 (ENV-Y)



Fuente: Etabs v. 15

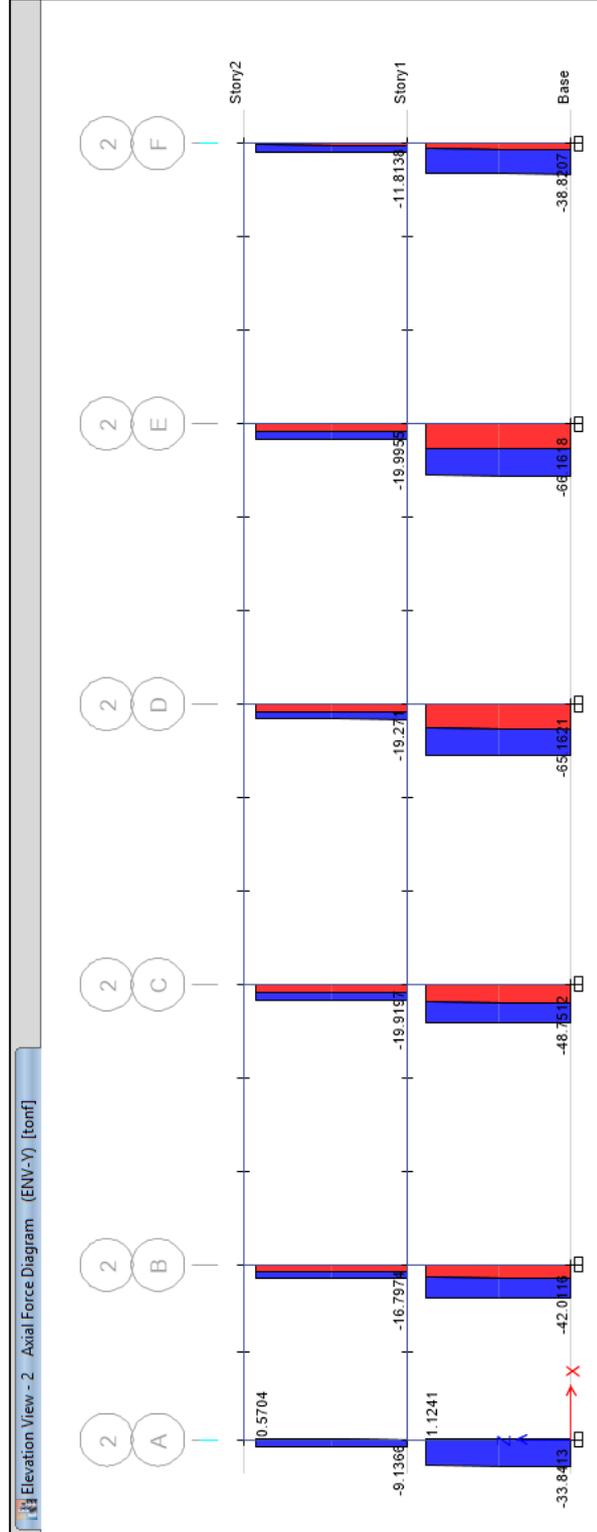
### 5.1.1.3 Diagrama de fuerza Axial.

Figura 5.7 Diagrama de fuerza axial eje A (ENV-Y)



Fuente: Etabs v.15

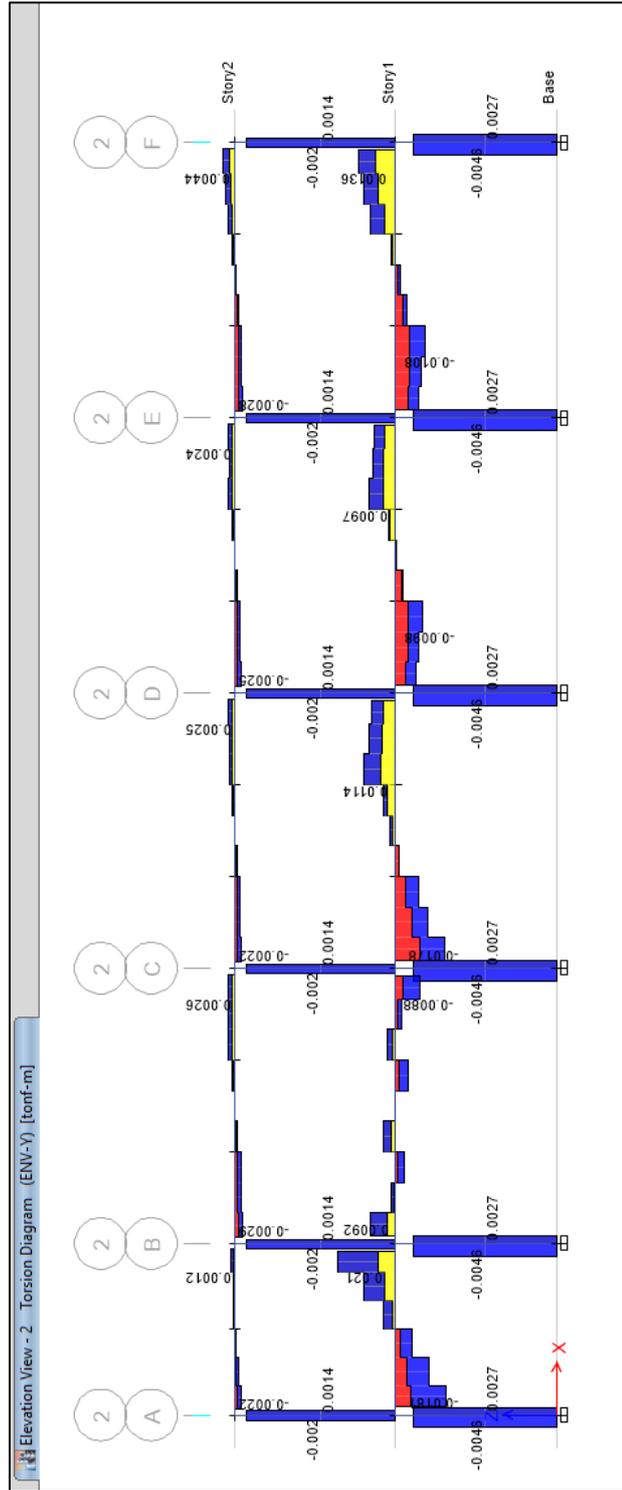
Figura 5.8 Diagrama Fuerza axial eje 2 (ENV-Y)



Fuente: Etabs v.15



Figura 5.10 Diagrama de torsión eje 2 (ENV-Y)

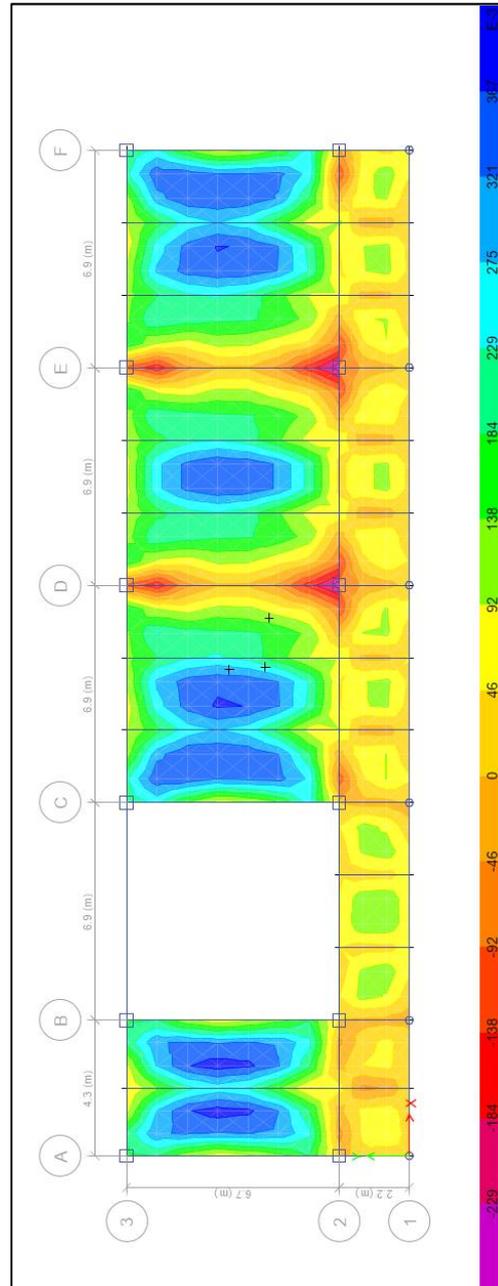


Fuente: Etabs v.15

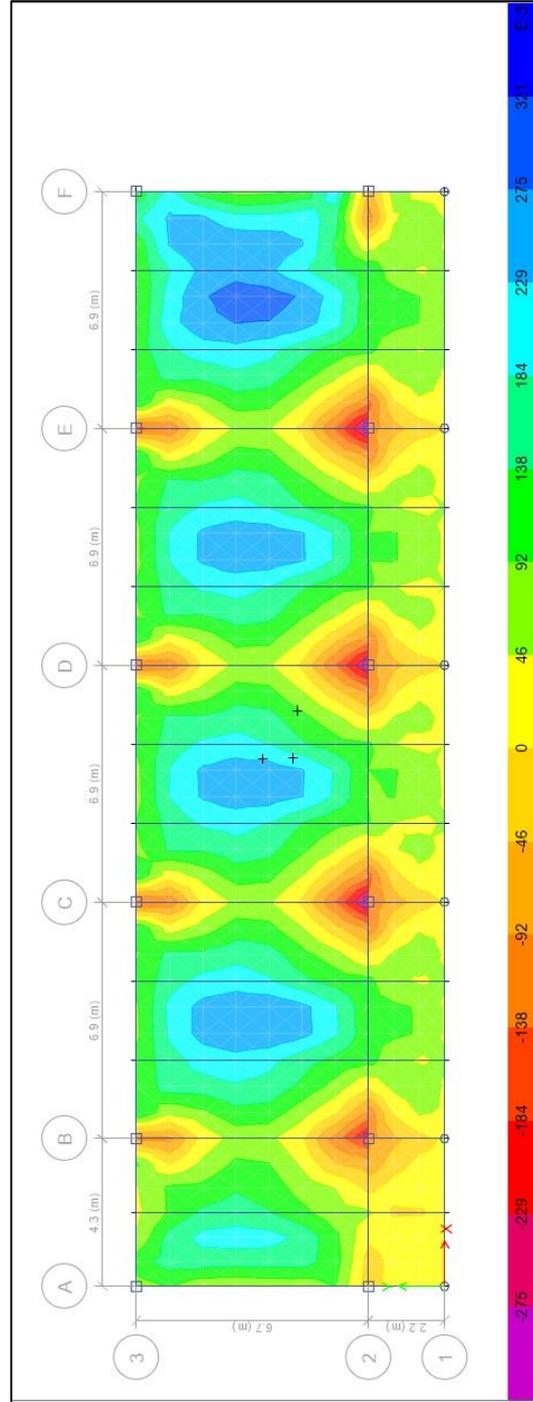
## 5.1.2. Diagrama de esfuerzos producidos en la losa.

### 5.1.2.1 Carga muerta.

Figura 5.11 Diagrama de esfuerzos producidos por carga muerta en la losa vista en planta piso 1



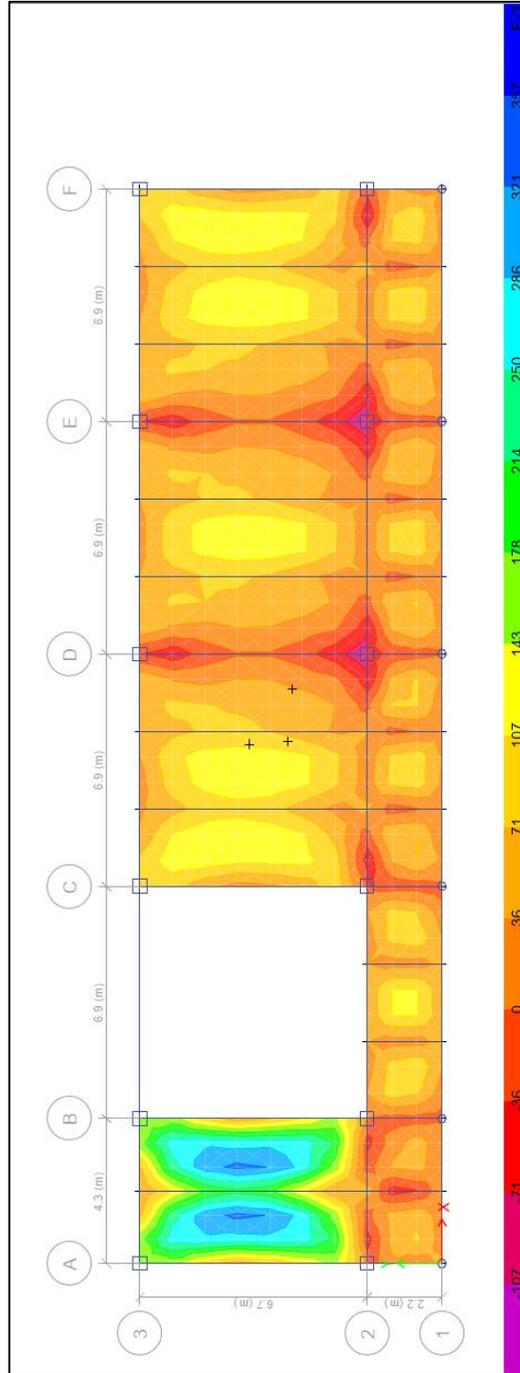
**Figura 5.12** Diagrama de esfuerzos producidos por carga muerta en la losa vista en planta cubierta



**Fuente:** Etabs v.15

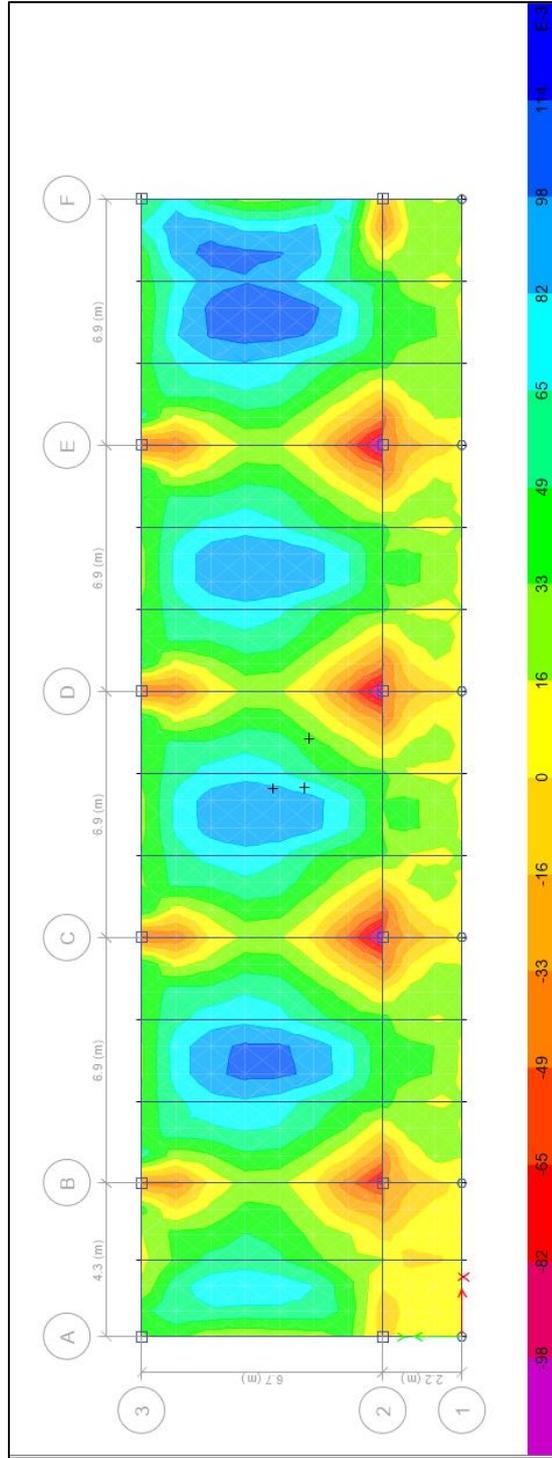
### 5.1.2.2 Carga Viva.

Figura 5.13 Diagrama de esfuerzos producidos por carga viva en la losa vista en planta piso 1



Fuente: Etabs v.15

**Figura 5.14** Diagrama de esfuerzos producidos por carga viva en la losa vista en planta cubierta



**Fuente:** Etabs v.15

Se obtienen los resultados esperados, la NEC en su sección de cargas no sísmicas muestra un valor bastante elevado de carga viva para aulas de clase, el análisis estructural de la losa muestra el comportamiento de la losa ante esa carga.

### **5.1.3. Diseño de los elementos.**

Para el diseño de los elementos de acero el software Etabs maneja herramientas muy útiles ligados al diseño de vigas, columnas además de secciones compuestas, riostras y muros de corte. Etabs toma en cuenta la especificación ANSI/AISC 360-10, ciertos valores de esta herramienta han sido modificados para así tomar en cuenta factores como: el tipo de suelo, la reducción de respuesta sísmica, el tipo de diseño de los miembros, entre otras características aplicadas a nuestro país.

- Para las vigas secundarias el tipo de elemento a diseñar Ordinary Moment Frame (OMF), puesto que solo resistirá cargas gravitacionales
- Para vigas principales y columnas, el tipo de elemento a diseñar Special Moment Frame (SMF), para incluir las fuerzas por sismo.
- Para los pórticos que cuentan con arriostramientos el tipo de elemento a diseñar Special Concentric Brace Force (SCBF).

Los demás parámetros considerados por el software Etabs se muestran a continuación:

Tabla CXV Parámetros de diseño

<b>Diseño multi-respuesta</b>	Paso a paso
<b>Tipo de elemento</b>	VARIOS
<b>Factor de diseño sísmico</b>	E
<b>Factor de importancia</b>	1.3
<b>Irregularidad en planta</b>	1
<b>Irregularidad en elevación</b>	1
<b>Factor de reducción R</b>	6
<b>Tipo de diseño</b>	LRFD
<b>Método de análisis</b>	Análisis directo
<b>Método de segundo orden</b>	General de 2do orden
<b>Método de reducción de rigidez</b>	Reparar
<b>Phi (Flexión)</b>	0.9
<b>Phi (Compresión)</b>	0.9
<b>Phi (Tensión-Fluencia)</b>	0.9
<b>Phi (Tensión-Fractura)</b>	0.75
<b>Phi (cortante)</b>	0.9
<b>Phi (Torsión)</b>	0.9
<b>Deflexión por DL</b>	120
<b>LL Ratio</b>	360
<b>Deflexión máxima</b>	240
<b>Limite demanda/capacidad</b>	0.95

Fuente: Etabs v.15

### 5.1.3.1 Análisis de segundo orden.

Para estructuras diseñadas usando un análisis elástico (ETABS),  $M_r$  ( $M_u$ ) para viga-columnas, conexiones y miembros conectados deberá determinarse mediante un análisis elástico de segundo orden o mediante un análisis aproximado de segundo orden como se describe en la especificación AISC 360-10, Anexo 8.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \text{Ec. (116)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad \text{Ec. (117)}$$

En donde:

$M_{nt}$  = resistencia requerida a flexión asumiendo que no hay desplazamiento lateral en el pórtico.

$M_{lt}$  = resistencia requerida a flexión cuando hay desplazamiento lateral en el pórtico.

$B_1$  = factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto P- $\delta$ .

$B_2$  = factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto P- $\Delta$ .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1.0 \quad \text{Ec. (118)}$$

Donde:

$P_{e1}$  = carga de Euler para columnas en pórticos si desplazamiento lateral.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad \text{Ec. (119)}$$

Para el cálculo de  $B_1$ , se puede usar la carga axial de primer orden  $P_r = P_{nt} + P_{lt}$  para miembros en los cuales  $B_1 \leq 1.05$ , es conservador amplificar la suma de los momentos  $M_{nt}$  y  $M_{lt}$  por el factor de amplificación  $B_2$ .

$C_m$  = coeficiente basado en análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay desplazamiento lateral.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{Ec. (120)}$$

$M_1$  = menor momento

$M_2$  = mayor momento

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0 \quad \text{Ec. (121)}$$

Donde:

$\sum P_{nt}$  = carga axial factorizada de todas las columnas de un entrepiso (P Piso).

$\alpha = 1.00$

$\sum P_{e2}$  = carga de Euler para columnas en pórticos con desplazamiento lateral (Pe Piso).

Para todos los sistemas resistentes a fuerzas laterales, se permite usar;

$$\sum P_{e2} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad \text{Ec. (122)}$$

$$R_M = 1.0 - 0.15(P_{mf}/P_{story}) \quad \text{Ec. (123)}$$

En donde  $P_{mf}$  es la carga vertical total en las columnas del entrepiso que son partes de los pórticos a momento  $R_M$  puede tomarse como:

=1.0 para sistemas con pórticos arriostrados

= 0.85 para pórticos resistentes a momento y sistemas combinados a menos un valor mayor se justifique mediante análisis.

$\Delta_H$  = deflexión lateral debido a fuerzas laterales.

H= cortante de entrepiso en la dirección considerada producido por las fuerzas laterales usadas para calcular

L= altura de entrepiso.

### 5.1.3.2 Interacción tensión y flexión. (AISC 360-10, sección H1).

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple que cumplen

$$0.10 \leq \left( \frac{I_{yc}}{I_y} \right) \leq 0.90 \quad \text{Ec. (124)}$$

- Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.20$

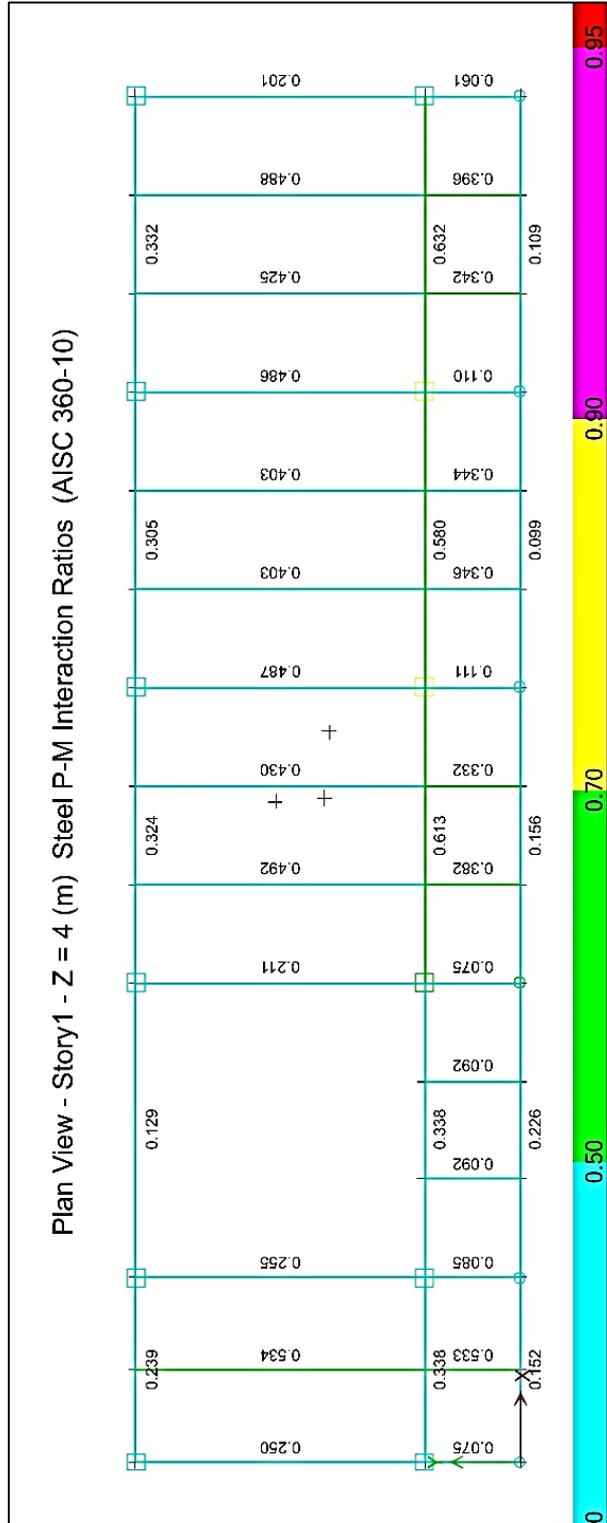
$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. (125)}$$

- Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0.20$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. (126)}$$

Del análisis estructural desarrollado en ETABS se obtienen la relación de carga ultima vs capacidad.

**Figura 5.15** Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en planta, piso 1



**Figura 5.16** Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en planta, Cubierta

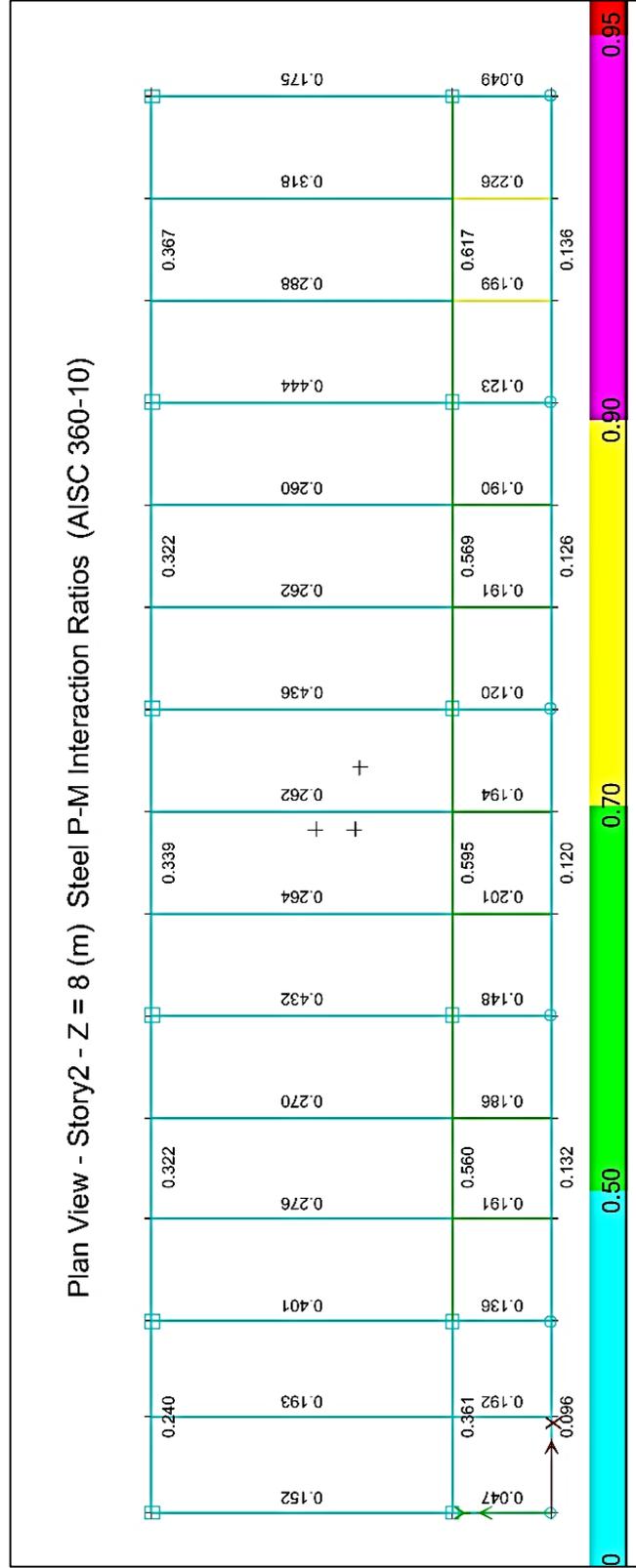
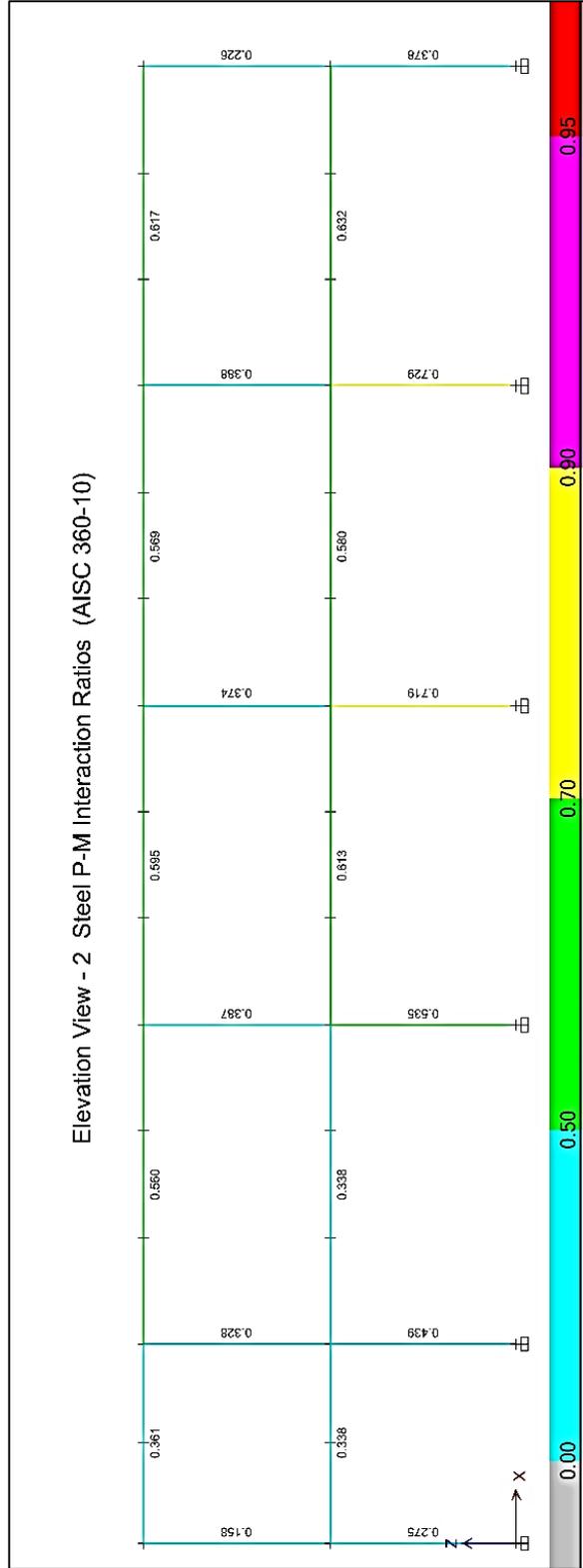
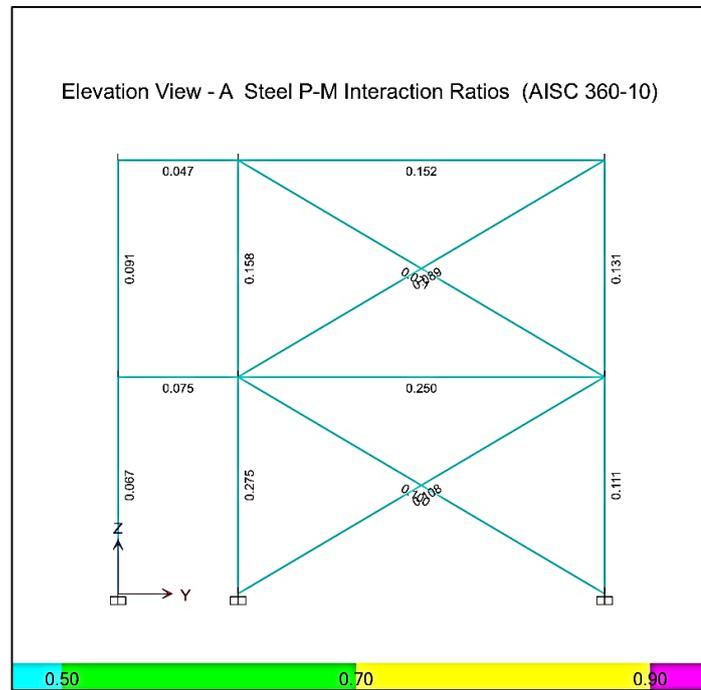


Figura 5.17 Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en elevación eje 2



**Figura 5.18** Diseño de elementos, relación demanda-capacidad vista en elevación eje A



Fuente: Etabs v.15

Los perfiles seleccionados en el prediseño cumplen con la relación demanda-capacidad de la estructura, se podría pensar que en las figuras mostradas existe un sobredimensionamiento de los elementos, sin embargo, hay diversos factores que intervienen en la selección del perfil como.

- Deflexiones limites
- Relación demanda-capacidad
- Relaciones de esbeltez de los miembros.

- Se debe cumplir que los elementos sean sísmicamente compactos.

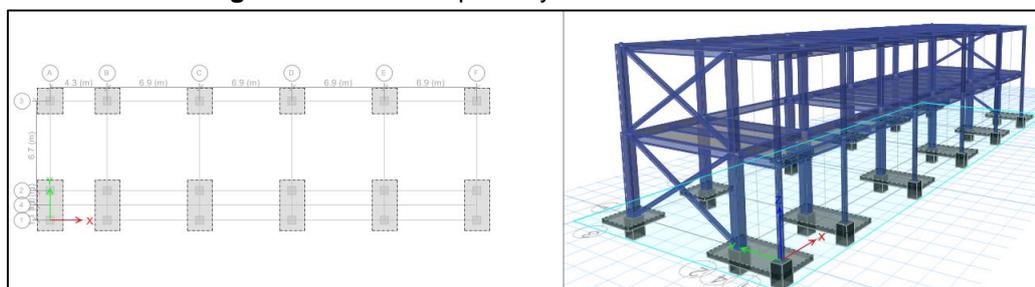
Todas estas revisiones son proporcionadas por el software Etabs y se encuentran en la parte de anexos del proyecto. (véase ANEXO C)

## 5.2. Diseño de la cimentación.

La estructura consta de 2 niveles con una altura total de 8m y con un área de construcción efectiva de 285 m<sup>2</sup>(32m x 8.9m), en la planta baja existen 18 columnas, para el análisis de las posibles cargas actuantes que van hacia el suelo, hemos recurrido al uso del software ETABS 2015 en el hemos establecido los parámetros de carga (viva y muerta), más la acción dinámica producida por el efecto del sismo (Fuerzas dinámicas), para la determinación de las fuerzas internas de la cimentación, hemos recurrido al uso del programa SAFE 2015.

La capacidad admisible del suelo es de 12.81Ton/m<sup>2</sup> a una profundidad de desplante de 1.5 metros.

**Figura 5.19** Vista en planta y 3D de la cimentación.



Fuente: Etabs v.15

Una vez realizado el análisis de la superestructura, nos concentramos en las acciones que la superestructura desarrolla y envía al suelo de cimiento.

Las reacciones en la base de la estructura se encuentran en ANEXOS C, se mostrarán los cálculos para el plinto numero 10 o el que se encuentra en el eje E3, al final del diseño se comprobara estos resultados con el programa Etabs y se mostrara en resumen todos los resultados de los cálculos para cada plinto y zapata combinada.

## 5.2.1. Diseño estructural del plinto

### 5.2.1.1 Cálculo de las dimensiones del plinto

Combinación D+L

$$A = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad \text{Ec. (127)}$$

Combinación D+L+E

$$A = \frac{P}{1.33 * \sigma_{adm}} \quad \text{Ec. (128)}$$

**Tabla CXVI** Cálculo de dimensiones del plinto

Combinación	Carga Axial (ton)	Momento (ton-m)	Área (m2)
D+L	30.34	2.65	2.72
D+L+E	30.48	8.78	2.74

**Fuente:** Autores

$$B = 1.65 \text{ m}$$

$$B = 1.65 \text{ m}$$

Se asumirá:

$$B = 2 \text{ m}$$

$$L = 2 \text{ m}$$

### 5.2.1.2 Chequeo de las excentricidades

$$e_{max} = \frac{L}{6} \quad \text{Ec. (129)}$$

$$e_{max} = \frac{2}{6} = 0.33\text{m}$$

$$e = \frac{M}{P} \quad \text{Ec. (130)}$$

**Tabla CXVII** Chequeo de excentricidades del plinto

Combinación	Exc. (m)	e ≤ e <sub>max</sub>
D+L	0.087	OK
D+L+E	0.29	OK

Fuente: Autores.

### 5.2.1.3 Chequeo de la presión de contacto máxima

Combinación D+L

$$q_{max} = \frac{p}{A} < \sigma_{adm \text{ suelo}} \quad \text{Ec. (131)}$$

$$9.57 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 12.81 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Combinación D+L+E

$$q_{max} = \frac{p}{A} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) < 1.33 \sigma_{admsuelo} \quad \text{Ec. (132)}$$

$$15.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 17.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

### 5.2.1.4 Cálculo estructural del plinto

Una vez establecidas las dimensiones del plinto y comprobado que los esfuerzos no sobrepasen a la resistencia del suelo, haremos el cálculo estructural del Plinto en desarrollo.

**Tabla CXVIII** Consideraciones para el cálculo estructural del plinto

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton-m)	e (m)	Qmax (ton/m <sup>2</sup> )	Qmin (ton/m <sup>2</sup> )
1.2D+1.6L	38.35	3.43	0.09	12.22	7.07
1.2D+L+E	35.00	9.18	0.09	17.72	1.66

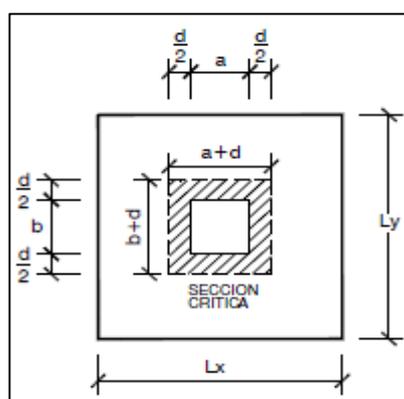
Fuente: Autores

### 5.2.1.5 Diseño a cortante por punzonamiento

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de  $d/2$  de sus caras.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de

todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

**Figura 5.20** Esquema de la sección en planta de la zapata

Fuente: (Anzules, 2009)

$$q_u = \frac{P_u}{A} \quad \text{Ec. (133)}$$

$$q_u = \frac{38.35}{4} = 9.59 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Donde  $\phi = 0.85$ ,  $a = 0.60\text{m}$ ,  $b = 0.60\text{m}$ .

Si utilizamos  $d = 20\text{cm}$  (la norma ACI-08 establece  $d_{\text{min}} = 15\text{cm}$ )

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = q_u[(L_x * L_y) - (a + d)(b + d)] \quad \text{Ec. (134)}$$

$$V_u = 32.22 \text{ Ton}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$V_u = \frac{Vu}{\phi * b_o * d} \quad \text{Ec. (135)}$$

$$V_u = 86.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

*Para columnas centrales*

$$b_o d = 2(a + d) + b + d * d \quad \text{Ec. (136)}$$

*Para columnas de borde*

$$b_o d = (2a + b + 2d) * d \quad \text{Ec. (137)}$$

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento es: siendo  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1\sqrt{f'c} \quad \text{Ec. (138)}$$

$$V_c = 159.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_c = 159.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > V_u = 86.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

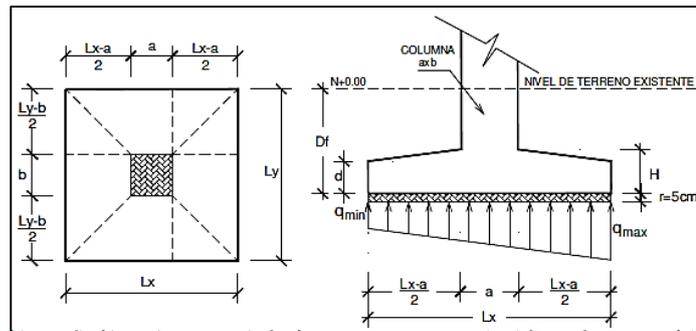
$$\text{Pushing} = \frac{V_u}{V_c} = 0.54 \quad \text{Ec. (139)}$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte del plinto es aceptable para la sollicitación analizada.

#### **5.2.1.6 Diseño a flexión**

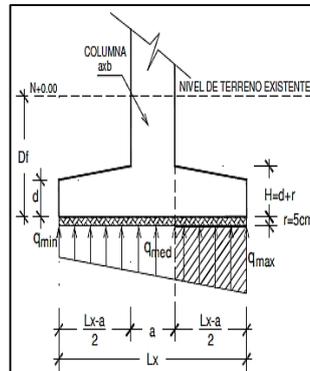
La sección crítica de diseño a flexión se ubica en las caras de la columna.

**Figura 5.21** Esquema de la sección crítica requerida en una zapata aislada.



**Fuente:** (Anzules, 2009)

**Figura 5.22** Esquema de las cargas distribuidas actuante en la zapata



**Fuente:** (Anzules, 2009)

El esfuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentre el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo el del caso No2

$$q_{max} = 17.72 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{min} = 7.07 \frac{Ton}{m^2}$$

Del caso No1 siendo  $f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$

$$q_{med} = 12.03 \frac{Ton}{m^2}$$

$$A_2 = \frac{L_x - a}{2} \quad \text{Ec. (140)}$$

$$A_2 = 0.70 \text{ m}$$

Momento de diseño

$$M_{diseño} = \left[ \left[ \frac{q_{med} * A^2}{2} + \frac{(q_{max} - q_{med}) * A^2}{3} \right] \right] * L_x \quad \text{Ec. (141)}$$

$$M_{diseño} = 7.87 \text{ Ton} * \text{m}$$

Acero requerido

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h \quad \text{Ec. (142)}$$

$$A_{s_{min}} = 9cm^2$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * L * d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{diseño}}{0.85\phi * f'c * L * d^2}} \right] \text{Ec. (143)}$$

$$A_s = 13.64cm^2 \text{ (controla)}$$

Dado que el acero requerido es mayor que el acero mínimo, tendremos el siguiente esquema de armado en ambos sentidos ya que es plinto cuadrado.  $A_s = 13.64 \text{ cm}^2$

-Si utilizamos  $\phi 14mm$  cuya área nominal es de  $A_{sv} = 1.54cm^2$  tendremos:

$$\#varillas = \frac{A_s}{A_{sv}} \quad \text{Ec. (144)}$$

$$\#varillas = 8.85$$

$$Sparacion = \frac{L - 2r}{\#varillas - 1} \quad \text{Ec. (145)}$$

$$Sparacion = 23.75cm$$

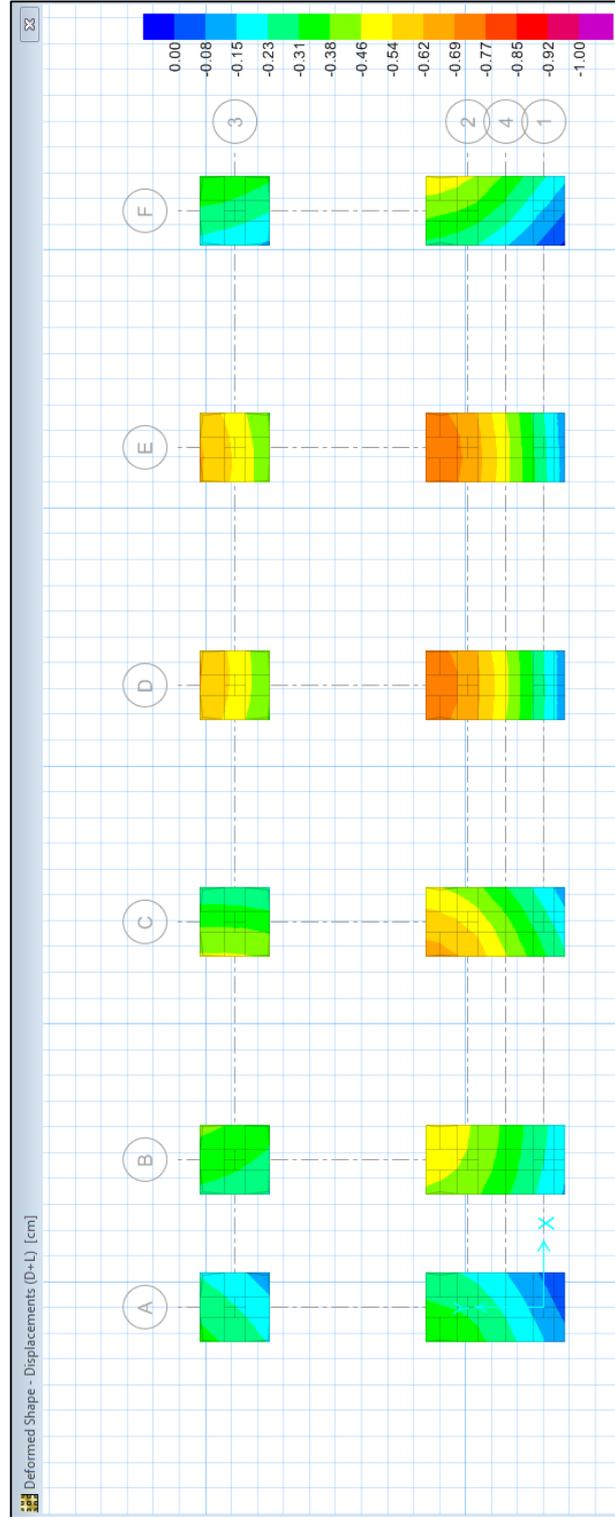
Por lo tanto, se colocará una malla cuadrada armada en 2 direcciones con  $\phi 14mm$  y espaciamiento de 20cm.

### **5.2.1.7 Resultados en SAFE**

Chequeo de asentamientos.

En la figura 5.20 se puede observar asentamiento alrededor de 5mm y otros que se aproximan a 1 cm, los asentamientos permisibles para suelo flexibles con  $q_{adm}(1-15)$  Ton/m<sup>2</sup> es de 1cm, para evitar posibles asentamientos se colocara una capa de mejoramiento bien compactada de 10 cm.

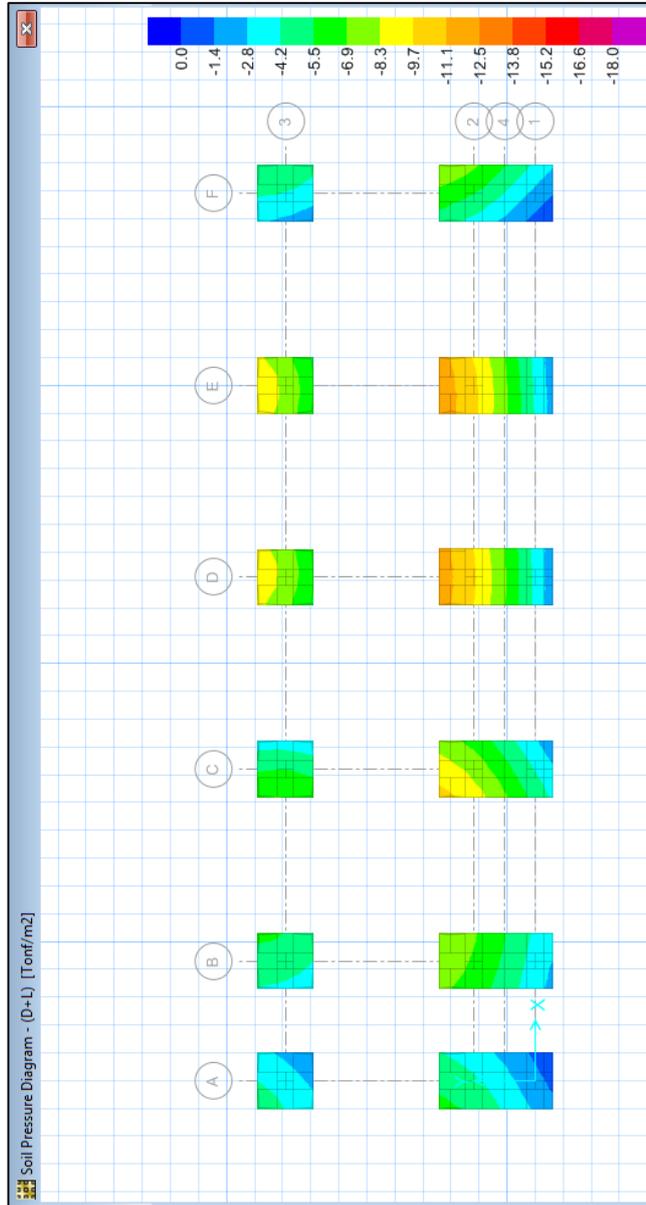
Figura 5.23 Asentamientos debidos a carga D+L



Fuente: SAFE

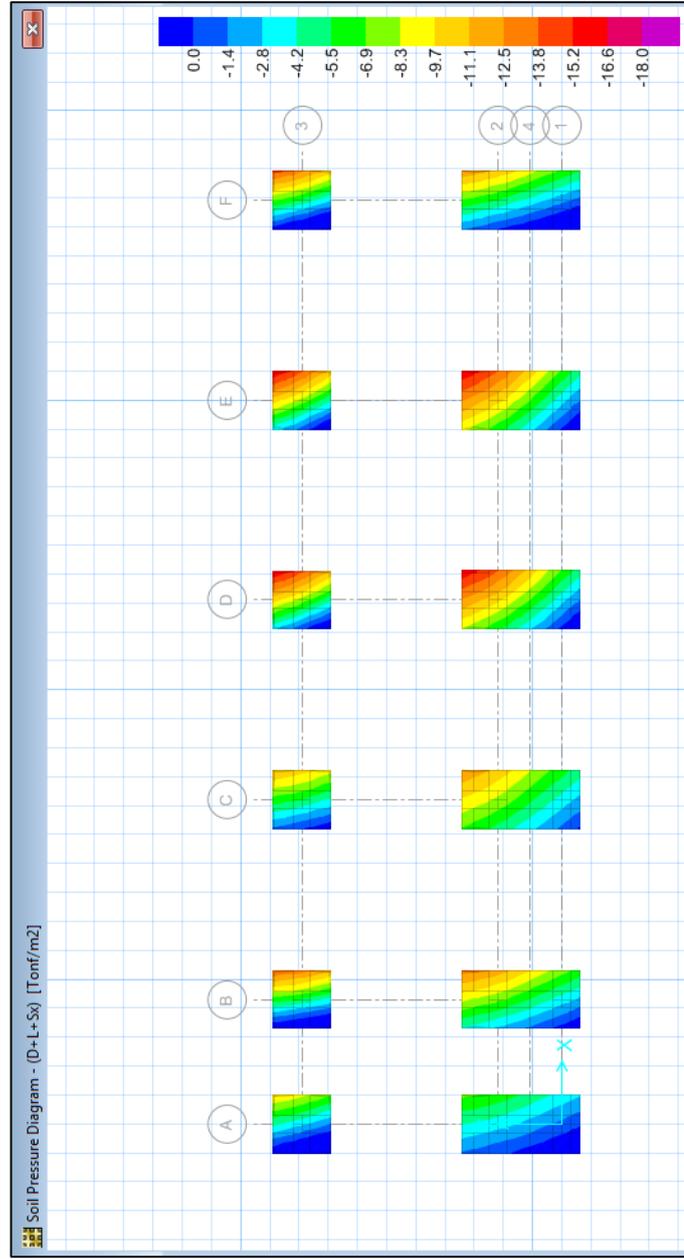
Chequeo de la presión de contacto máxima

Figura 5.24 Presión de contacto bajo combinación de cara D+L



Fuente: SAFE

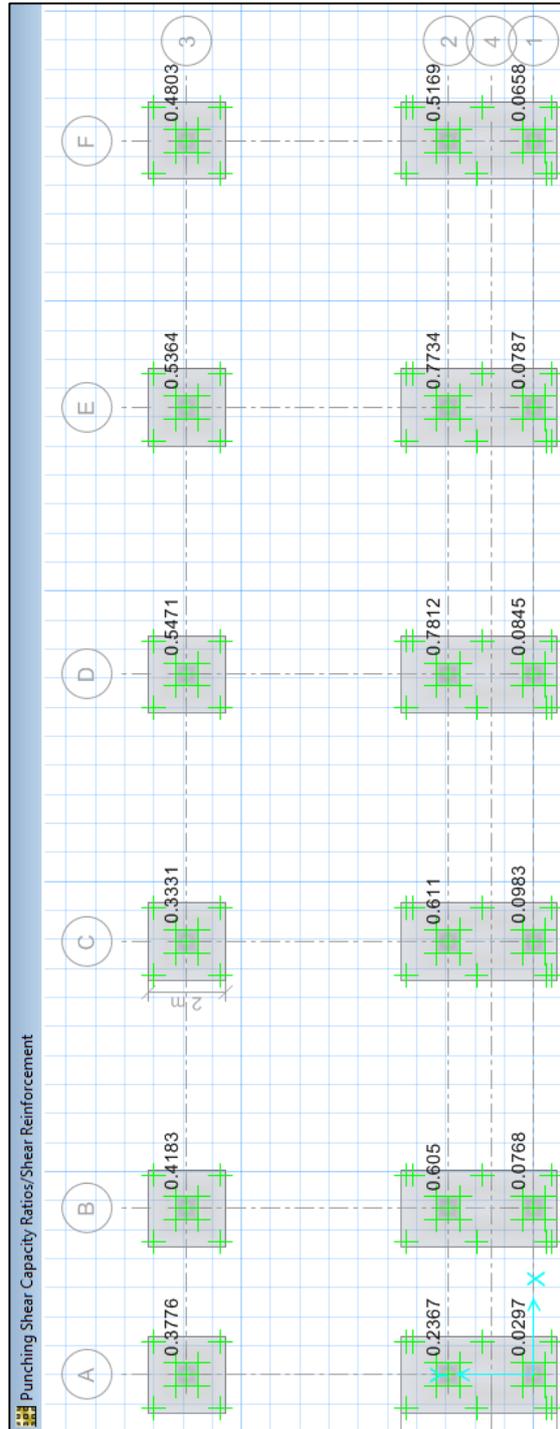
Figura 5.25 Presión de contacto bajo combinación de cara D+L+E



Fuente: SAFE

Chequeo del punzonamiento

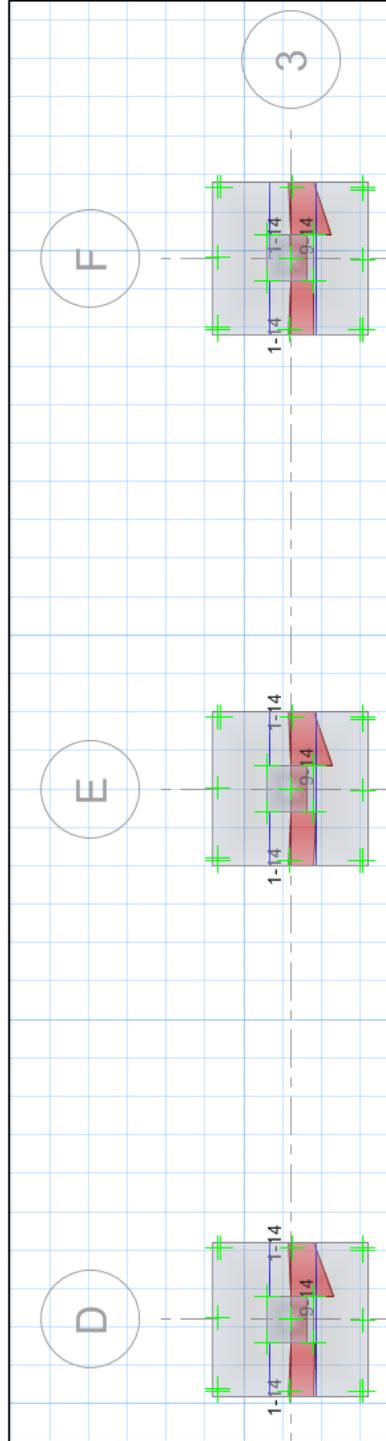
Figura 5.26 Carga sobre capacidad al punzonamiento



Fuente: SAFE

### 5.2.1.8 Revisión del diseño a flexión

Figura 5.27 Cantidad de varillas a flexión.



Fuente: SAFE

### **5.2.2. Zapata combinada**

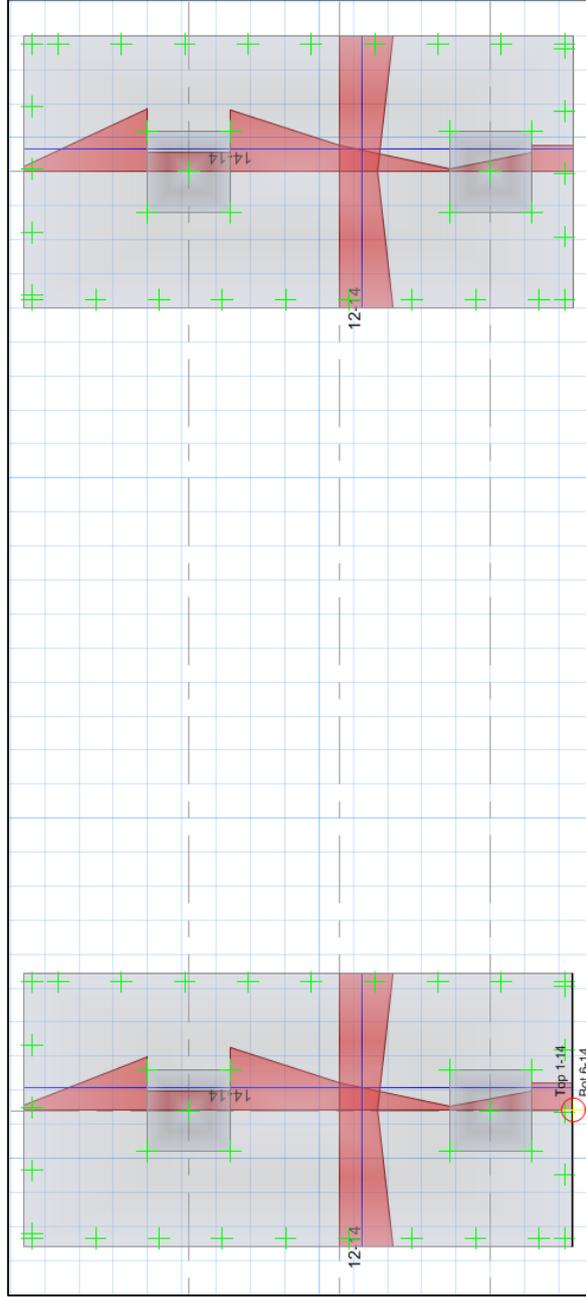
La zapata combinada tiene una dimensión de 2x4 metros y un espesor de 25 cm incluido un recubrimiento de 5cm.

Como se puede observar en los datos proporcionado por el programa SAFE, la zapata combinada con estas dimensiones cumple los asentamientos, esfuerzos de contacto máximos, y el esfuerzo por punzonamiento.

Con la ayuda del software determinaremos la cantidad de varillas necesarias a flexión para la zapata combinada.

Por lo tanto, se colocará una malla rectangular con  $\phi 14\text{mm}$ , armada en 2 direcciones con espaciamiento de 15cm en dirección X y de 25cm en dirección Y.

Figura 5.28 Análisis de zapata combinada



Fuente: SAFE

# CAPÍTULO 6

## 6.EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

El objetivo previsto en el estudio es el de identificar y evaluar los probables impactos ambientales que se producirán en las diferentes etapas del proyecto, para establecer no sólo las afectaciones benéficas sino además las perjudiciales, con el fin de prevenirlas, atenuarlas o eliminarlas a través de la aplicación de medidas de mitigación, compensación, indemnización, prevención, control o prohibición.

Para el cumplimiento de los objetivos del estudio, se ejecutó la evaluación de impactos ambientales del área de influencia directa.

### 6.1. Metodología de evaluación de impactos

La evaluación de impacto ambiental es una herramienta preventiva que permite anticipar los impactos positivos o negativos que se producirán sobre los componentes ambientales como consecuencia de la ejecución del proyecto en el área escogida para tal fin.

La evaluación comprende:

- Sobre la matriz resultante se procede con la calificación cuantitativa;

- Valoración de los efectos a partir de un índice de impacto ambiental, elaborado siguiendo la metodología de los CRITERIOS RELEVANTES INTEGRADOS (CRI).
- La metodología de los Criterios Relevantes Integrados (Buroz, 1994), elabora índices de impacto ambiental para cada efecto identificado en la matriz anterior.

La evaluación considera una primera fase de calificación de los efectos, según los siguientes criterios:

- **Tipo de acción** que genera el cambio.
- **Carácter del impacto**, que establece si el cambio con relación al estado previo de cada acción del proyecto de explotación, es positivo o negativo.
- **La intensidad del impacto** considera el vigor con que se manifiesta el cambio por las actividades del proyecto. Sobre la base de una calificación subjetiva, se establece la predicción del cambio neto entre las condiciones con y sin proyecto. El valor numérico de la intensidad varía de 1 a 10 dependiendo del grado de cambio sufrido, siendo 10 el valor indicativo de mayor cambio (irreversible), y 1 el de menor cambio (muy bajo impacto), se designa el valor 0 a los impactos muy leves o imperceptibles.

- **La extensión o influencia espacial**, considera la superficie afectada por las actividades del proyecto, tanto directa como indirectamente, o el alcance global sobre el componente ambiental.

**Tabla CXIX** Escala de valoración de la extensión de los impactos

<b>Extensión</b>	<b>Valoración</b>
<b>Regional</b>	10
<b>Local</b>	5
<b>Puntual</b>	1

**Fuente:** Autores

- **La duración del cambio** se establece considerando el tiempo de ejecución de las actividades del proyecto y que impliquen cambios ambientales.

Tabla 6- 1 Escala de Valoración de la Duración de los Impactos

**Tabla CXX** Escala de valoración de la duración de los impactos

<b>Duración (Años)</b>	<b>Plazo</b>	<b>Valoración</b>
<b>&gt;10</b>	Permanente	10
<b>5-10</b>	Periódico	5
<b>0-5</b>	Temporal	1

**Fuente:** Autores

Una vez obtenidos los datos de los factores mencionados, se asigna el valor del peso para cada factor, los mismos que sumados deben dar uno (1) como resultado.

Los factores se representan por:

- I = Intensidad
- E = Extensión
- D = Duración

Los pesos se representan por las siglas indicadas y numéricamente equivalen a:

- WI = peso del factor intensidad = 0.6
- WE = peso del factor extensión = 0.2
- WD = peso del factor duración = 0.2

Con estos datos se valora cada interacción y se representa la magnitud del impacto a producirse; éste es el indicador que sintetiza la intensidad, duración e influencia espacial (extensión) y se obtiene mediante la siguiente operación:

$$M_i = \sum [(I_i * M_I) + (E_i * W_E) + (D_i * W_D)]$$

Al valor final de la magnitud se le asigna el signo negativo si el impacto evaluado es de carácter adverso y no se coloca signo alguno si es de carácter benéfico.

Una vez obtenido el valor de la magnitud de los impactos, se continúa con la segunda fase de evaluación:

- **Reversibilidad**, considera la capacidad del sistema de retornar a una situación de equilibrio similar o equivalente a la inicial, la valorización se asigna de acuerdo a los parámetros presentados.

**Tabla CXXI** Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos

<b>Categoría</b>	<b>Capacidad de Reversibilidad</b>	<b>Valoración</b>
<b>Irreversible</b>	Baja o irrecuperable El impacto puede ser recuperable a muy largo plazo (>30 años) y a elevados costos	10
<b>Parcialmente reversible</b>	Media. Impacto reversible a largo y mediano plazo	5
<b>Reversible</b>	Alta. Impacto reversible de forma inmediata o a corto plazo	1

**Fuente:** Autores

- **Riesgo o probabilidad del suceso**, se refiere a la probabilidad de ocurrencia del efecto sobre la globalidad de los componentes, se valora según la escala indicada.

**Tabla CXXII** Escala de valoración de la probabilidad de ocurrencia de los impactos

Probabilidad	Rango de Ocurrencia	Valoración
<b>Alta</b>	Si el impacto tiene una probabilidad de ocurrencia mayor al 50%	10
<b>Media</b>	Si el impacto tiene una probabilidad de ocurrencia entre el 10 y 50%	5
<b>Baja</b>	Si el impacto tiene una probabilidad de ocurrencia casi nula en un rango entre 0 al 10%	1

**Fuente:** Autores

Luego de obtenidos los valores de la magnitud, reversibilidad y riesgo, se calcula el índice de impacto ambiental VIA; el desarrollo del índice de impacto se logra a través de un proceso de amalgamiento mediante la siguiente expresión matemática:

$$VIA = \sum (R_i^{wr} * RG_i^{wrg} * M_i^{wm})$$

Donde:

- R: Reversibilidad
- RG: Riesgo
- M: Magnitud
- wr: Peso del criterio reversibilidad = 0.2

- wrg: Peso del criterio riesgo = 0.5
- wm: Peso del criterio magnitud = 0.3
- VIA = Índice de impacto para el componente o variable i
- Además:  $w_r + w_{rg} + w_m = 1$

Una vez obtenida la matriz de evaluación se procesa y analiza los resultados. El procedimiento consiste en la sumatoria algebraica de las filas y columnas, y el conteo de los impactos negativos y positivos; estos resultados permiten realizar la jerarquización de impactos.

Al obtener la matriz de evaluación los valores resultantes estarán en el rango de 0 a 10 y se los valorara de la siguiente manera:

**Tabla CXXIII** Escala de valoración de la jerarquización de los impactos

<b>Jerarquización</b>	<b>Rango</b>
<b>Significativo (+)</b>	
<b>Bajo</b>	1 – 3.99
<b>Normal</b>	4 – 6.99
<b>Significativo (-)</b>	- 10

**Fuente:** Autores

## **6.2. Identificación de las actividades**

En función de la descripción del proyecto, se determinaron las actividades que mientras dure el proceso de construcción de la obra civil pueden generar impactos, ya sean negativos o positivos sobre el entorno que rodea al proyecto, estos son los siguientes:

- Nivelación del terreno
- Adecuación de bodega de materiales
- Manejo integral de desechos
- Construcción de obra civil

## **6.3. Identificación y descripción de impactos ambientales**

Los factores ambientales que caracterizan el área de estudio son o podrán ser afectados por las actividades que se realizarán al construir el bloque de aulas, estos factores fueron valorados en función de la importancia que tiene cada uno en el ecosistema analizado. Dichos factores son:

- Recurso suelo

- Contaminación del suelo con filtraciones de aceite lubricante de la maquinaria pesada y herramientas de trabajo, posible contaminación con gasolina utilizada en la maquinaria pesada.
  - Contaminación del suelo en disposición de materiales extraños, trapos, plásticos, envases desechables.
  - Contaminación del suelo con aguas grises y negras.
  - Contaminación del suelo con pintura usada en la construcción.
- Recurso agua

Se debe destacar que el recurso agua será el más propenso a contaminación pues el nivel freático se encuentra aproximadamente a 3 metros de profundidad y el sector en construcción se encuentra a 2 Km de distancia a la playa de salinas, los posibles impactos que pudieran presentarse son:

- Contaminación de aguas superficiales y freáticas por descargas de aguas aceitosas, resultantes de las maquinarias utilizadas en la construcción.
- Uso excesivo del agua para mezclas en la construcción.

- Recurso aire

El factor atmosférico se verá afectado principalmente por las siguientes causas:

- Posible contaminación del aire por la generación de polvo.
- Contaminación del aire por emisiones de las maquinarias utilizadas en la construcción (soldadora, concretera), pintura de acabados
- Incremento de los niveles de presión sonora por la presencia de maquinaria, uso de combos, martillos, amoladoras.

- Factor socioeconómico

En el aspecto socioeconómico se considera la salud y seguridad tanto de la población cercana como de los empleados de la obra. Ente los principales impactos tenemos:

- Generación de fuentes de empleo locales
- Incremento de riesgo de enfermedades y molestias (ruido, polvo, emisiones, vibraciones), tanto en el personal que labore en la construcción como en los poblados cercanos.

- Presencia de posibles enfermedades por el mal manejo de los desechos provenientes de la construcción.

A continuación, se presentan las matrices de evaluación de impactos, las cuales fueron valoradas y caracterizadas en base a la metodología antes descrita.

Tabla CXXIV Matriz de identificación de impactos

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Empleo	Salud y seguridad ocupacional	Salud y seguridad pública
	Calidad del agua	Uso del recurso		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Nivelación del terreno			*		*	*	*	*
Adecuación de bodega de materiales			*	*		*		
Manejo integral de desechos	*		*	*	*	*	*	*
Construcción de Obra civil	*	*	*	*	*	*	*	*

Fuente: Autores

Tabla CXXV Matriz de Magnitud de impactos

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Empleo	Salud y seguridad ocupacional	Salud y seguridad pública
	Calidad del agua	Uso del recurso		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Nivelación del terreno	-0.4	-0.4	-2.2	-0.4	-2.2	4.2	-2.2	-2.2
Adecuación de bodega de materiales	-0.4	-0.4	-1.0	-3.4	-0.4	4.2	-0.4	-0.4
Manejo integral de desechos	-4.2	-0.4	-4.2	-1.8	-4.2	3.0	-4.2	-4.2
Construcción de Obra civil	-2.2	-2.2	-2.2	-3.4	-3.4	7.2	-3.4	-3.4

Fuente: Autores

Tabla CXXVI Matriz de evaluación de impactos

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Empleo	Salud y seguridad ocupacional	Salud y seguridad pública
	Calidad del agua	Uso del recurso		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Nivelación del terreno	0.8	0.8	1.3	0.8	1.3	1.5	1.3	1.3
Adecuación de bodega de materiales	0.8	0.8	1.0	1.4	0.8	1.5	0.8	0.8
Manejo integral de desechos	4.7	0.8	4.7	1.2	2.7	1.4	3.4	3.4
Construcción de Obra civil	2.2	2.2	1.3	4.1	4.1	1.8	4.1	4.1

Fuente: Autores

Tabla CXXVII Matriz de evaluación de jerarquización

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Empleo	Salud y seguridad ocupacional	Salud y seguridad pública
	Calidad del agua	Uso del recurso		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Nivelación del terreno	-	-	BAJO	-	BAJO	SIGNIFICATIVO	BAJO	BAJO
Adecuación de bodega de materiales	-	-	BAJO	BAJO	-	SIGNIFICATIVO	-	-
Manejo integral de desechos	NORMAL	-	NORMAL	BAJO	BAJO	SIGNIFICATIVO	BAJO	BAJO
Construcción de Obra civil	BAJO	BAJO	BAJO	NORMAL	NORMAL	SIGNIFICATIVO	NORMAL	NORMAL

Fuente: Autores

#### **6.4. Análisis de resultados y conclusiones**

Los factores ambientales que se benefician por la implementación del nuevo bloque de aulas, están relacionados con la contratación de mano de obra local, especialmente no calificada que participará en la construcción de la edificación, los impactos significativos positivos se deben a la generación de empleo puntual durante la etapa de construcción.

No se presentan impactos negativos significativos que afecten al medio físico o a la salud debido a un nivel de construcción bajo con tan solo 285m<sup>2</sup> de construcción.

En lo que refiere al manejo integral de desechos, son desechos normales y comunes que existen en toda obra de construcción que se debe controlar mediante un cronograma relacionado a las actividades de limpieza, desalojo y disposición final de materiales, para ello se debe tomar todas las medidas necesarias para asegurar las mejores condiciones de higiene, habitabilidad, nutrición y sanitarias a los empleados y aquellos que por otras circunstancias se vinculen directamente con la construcción de la obra.

Para evitar los problemas de ruido y la contaminación del aire, los equipos y máquinas recibirán mantenimiento y se regulará de acuerdo a las especificaciones del fabricante y permanecerán en buenas condiciones de funcionamiento para evitar emisiones y ruido excesivos. Se deberá mantener un registro de mantenimiento y control.

Se deberá dotar al personal de los equipos de protección personal adecuados para cada una de las actividades que se realizan y exigir su uso, además se deberá colocar señaléticas verticales de prevención en todo el perímetro de construcción, para evitar accidentes y problemas de salud.

# CAPÍTULO 7

## 7.PRESUPUESTO

### 7.1. Factor de sobrecosto

Una vez realizado el modelamiento, análisis estructural y revisar el diseño de los elementos en acero estructura, además de revisar el diseño de la cimentación, y del estudio de impacto ambiental se procede a la evaluación del costo total de la estructura de escogida. Se aspira un tiempo de construcción máxima de 3 meses en donde se asume un factor de sobrecosto que encaje con la realidad económica del país. Para el cálculo del factor de sobrecosto se considera los siguientes parámetros:

**Tabla CXXVIII** Costos indirectos y utilidad

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	ESPECIFICACIÓN	Porcentaje
Dirección de Obra	Bodeguero, Superintendente	3% - 6 %
Administrativos		2% - 6%
Locales Provisionales	Guardiania y cerramientos	0,2% - 2%
Vehiculos		1% - 3%
Servicios Públicos		0,2% - 2%
Promoción	Publicidad	1% - 2%
Garantías	Seriedad de Oferta	2%
	Buen uso del anticipo	1% - 5%
	Calidad de materiales	
	Cumplimiento del contrato	
Seguros	Pólizas	1% - 3%
Costos Financieros	Bancario	1% - 3%
Prevención de Accidentes		1% - 2%
Utilidad		7% - 12%
*Total de Indirectos		20%-35%

**Fuente:** (Aguirre Sosapanta & Figueroa Bernal, 2008)

## 7.2. Análisis de precios unitarios

El valor de sobre costo asumido es el mínimo posible del rango considerado en la tabla CXXIII, es decir, se tomará un factor de 20%; se procede a elaborar el análisis de precios unitarios (véase ANEXO C), y a partir de los análisis de precios se tiene una tabla resumen con el monto total del proyecto, la cual se muestra a continuación.

**Tabla CXXIX** Presupuesto referencial de la alternativa en acero estructural.

<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL</b>					
<b>Rubr.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Un</b>	<b>Cant.</b>	<b>Precio unitario usd</b>	<b>Precio total usd</b>
<b>PROVISIONALES</b>					
1	Construcciones provisionales (bodega)	m2	40.00	\$ 36.76	\$ 1,470.40
2	Cerramiento provisional	m	86.00	\$ 20.86	\$ 1,793.96
<b>PRELIMINARES</b>					
3	Sellado de edificios vecinos	m2	30.00	\$ 27.78	\$ 833.40
4	Limpieza del terreno (desbroce)	m2	330.00	\$ 1.15	\$ 379.50
5	Replanteo y nivelación	m2	283.71	\$ 1.42	\$ 402.87
<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>					
6	Relleno compactado con material local	m3	65.52	\$ 10.13	\$ 663.72
7	Excavación a maquina	m3	138.38	\$ 6.04	\$ 835.79
8	Desalojo de materiales	m3	172.97	\$ 1.41	\$ 243.89
9	Relleno compactado con material importado	m3	7.20	\$ 20.08	\$ 144.58
<b>CIMENTACIÓN</b>					
10	Replanteo F'C=140 Kg/cm2 e=0.05	m2	72.00	\$ 8.15	\$ 586.80
11	Hormigón F'C= 210Kg/cm2 (cimentación)	m3	38.45	\$ 366.23	\$ 4,081.54

12	Acero de refuerzo FY=4200 Kg/cm <sup>2</sup> (inc. Alambre # 18)	kg	4,154.05	\$ 1.70	\$ 7,061.88
13	Contrapiso e= 8cm. F'c= 180 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	283.71	\$ 17.65	\$ 5,007.48
<b>ESTRUCTURA METÁLICA</b>					
14	Prov. E inst. De columnas 40x40 cm e=25 mm	m	96.00	\$ 289.57	\$ 7,798.72
15	Prov. E inst. De columnas 30x30 cm e=20 mm	m	48.00	\$ 207.78	\$ 9,973.44
16	Placa de anclaje 550x550 empernada	u	12.00	\$ 140.89	\$ 1,690.68
17	Placa de anclaje 450x450 empernada	u	6.00	\$ 75.38	\$ 452.28
18	Prov. E nst. De perf.met. Ipe 220	m	80.10	\$ 48.57	\$ 3,890.46
19	Prov. E nst. De perf.met. Ipe 300	m	215.80	\$ 82.37	\$ 17,775.45
20	Prov. E nst. De perf.met. Ipe 360	m	85.30	\$ 112.01	\$ 9,554.45
21	Prov. E nst. De perf.met. Ipe 450	m	63.80	\$ 152.98	\$ 9,760.12
22	Losa H.A e=10cm (METALDECK) F`C=210 KG/CM <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	521.59	\$ 89.05	\$ 46,447.59
23	Escalera (metaldeck) f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	46.23	\$ 67.95	\$ 3,141.33
24	Prov. E inst. De perf. Met. C arriostramientos	m	62.45	\$ 46.03	\$ 2,874.57
<b>PLAN DE MANEJO AMBIENTAL</b>					
25	Limpieza general de la obra	mes	3.00	\$ 219.00	\$ 657.00
26	Desalojo de limpieza	mes	3.00	\$ 89.95	\$ 269.85
27	Humectación para el control de material particulado	m <sup>3</sup>	18.00	\$ 5.88	\$ 105.84
28	Suministro e instalación de letreros tipo 1	u	3.00	\$ 70.22	\$ 210.66
<b>TOTAL</b>					<b>\$168,108.25</b>

Fuente: Autores

El monto total de la estructura asciende a \$168,108.25 dando un costo por metro cuadrado de \$296.06, el desglose de los rubros más representativos y su porcentaje de participación dentro del presupuesto se muestra a continuación.

**Tabla CXXX** Porcentaje de participación de rubros dentro de la obra.

<b>Rubro</b>	<b>Costo</b>	<b>Porcentaje</b>
<b>Cimentación</b>	\$ 23,618.20	14%
<b>Estructura de acero</b>	\$ 138,366.57	82%
<b>Obra civil restante</b>	\$ 6,123.48	4%
<b>Total</b>		100%

**Fuente:** Autores.

### **7.3. Cronograma valorado.**

Con el cronograma valorado se busca obtener la capacidad que deberá tener la organización responsable de la construcción del proyecto.

Las posibles diferencias en tiempo de ejecución que se presenten deben ser por imprevistos que no podrán ser considerados al momento de planificar la propuesta de investigación.

El cronograma valorado es una repartición de los capitales requeridos para la ejecución de la obra.

El cronograma valorado se lo encuentra en la sección de anexos del proyecto.

#### 7.4. Duración estimada de la obra.

Una vez obtenida la oferta presupuestaria se procede a realizar una estimación de las actividades a realizarse, considerando la importancia de cada rubro y el tiempo de ejecución estimada.

A los rubros con mayor cantidad de días de ejecución se les asigno más frentes de trabajo, de tal manera de simular lo que realmente sucede en obra y llegar a los plazos establecidos.

Dentro de esta tabla podemos encontrar rubros que se ejecutaran a lo largo de la obra, como el plan de manejo ambiental y el mantenimiento continuo de la obra.

##### 7.4.1. Cronograma de trabajo

Se obtiene un rendimiento estimado de cada rubro a partir del análisis de precios unitarios, con estos valores y la cantidad de obra a ejecutarse se consiguió elaborar un cronograma de trabajo estimado del tiempo de construcción del proyecto. El cual se muestra a continuación:

**Tabla CXXXI** Cronograma de trabajo

<b>Tarea</b>	<b>Duración</b>
<i>Inicio</i>	
<b>Construcciones provisionales</b>	<b>2 días</b>
Construcciones provisionales (bodega)	2 días

Cerramiento provisional	2 días
<b>Mantenimiento de la obra</b>	<b>79 días</b>
Limpieza general de la obra	79 días
Desalojo de limpieza	79 días
Sellado de edificios vecinos	1 día
<b>Preliminares</b>	<b>3 días</b>
Limpieza del terreno (desbroce)	1 día
Replanteo y nivelación	1 día
<b>Movimiento de tierra</b>	<b>32 días</b>
Excavación a maquina	1 día
Desalojo de materiales	1 día
Relleno compactado con material local	5 días
Relleno compactado con material importado	4 días
<b>Cimentación</b>	<b>22 días</b>
REPLANTILLO F´C=140 Kg/cm <sup>2</sup> e=0.05	1 día
HORMIGON F'C= 210Kg/cm <sup>2</sup> (cimentación)	4 días
ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm <sup>2</sup> (inc. Alambre # 18)	16 días
CONTRAPISO e= 8cm. F'c= 180 Kg/cm <sup>2</sup>	1 día
<b>Estructura de acero</b>	<b>54 días</b>
Placa de anclaje 550x550 empernada	6 días
Placa de anclaje 450x450 empernada	2 días
Prov. E inst. De columnas 40x40 cm	10 días
Prov. E inst. De columnas 30x30 cm	5 días
Prov. E nst. De perf.met. lpe 220	5 días
Prov. E nst. De perf.met. lpe 300	5 días
Prov. E nst. De perf.met. lpe 360	10 días
Prov. E nst. De perf.met. lpe 450	10 días
LOSA H.A e=10cm (METALDECK) F`C=210 KG/CM <sup>2</sup>	16 días
Escalera (metaldeck) f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	4 días
Prov. E inst. De perf. Met. C arriostramientos	15 días
<b>Manejo ambiental</b>	<b>79 días</b>
Humectación para el control de material particulado	79 días
Suministro e instalación de letreros tipo 1	1 día
<b>Fin</b>	

Fuente: Autores

Con ayuda del software Microsoft Project 2016, se obtuvo que el tiempo estimado de ejecución de obra oscila en 79 días. Los rubros referentes a el mantenimiento de la obra y el plan de manejo ambiental se ejecutarán durante todo el proyecto.

**Figura 7.1** Estadísticas del proyecto generada por MSP

Estadísticas del proyecto 'COLEGIO SIGLO XXI'			
	Comienzo		Fin
Actual	lun 15/8/16		jue 1/12/16
Previsto	NOD		NOD
Real	NOD		NOD
Variación	0d		0d
	Duración	Trabajo	Costo
Actual	79d	0h	\$0.00
Previsto	0d	0h	\$0.00
Real	0d	0h	\$0.00
Restante	79d	0h	\$0.00
Porcentaje completado:			
Duración: 0%		Trabajo: 0%	
			<input type="button" value="Cerrar"/>

**Fuente:** Autores

También se realizó el análisis de ruta crítica o Gantt de seguimiento que da una idea de las actividades que deben ejecutarse sin días de holgura dentro de la obra. (véase ANEXO C)

Los cronogramas valorados, de ejecución de obra y Gantt de seguimiento mostrados dentro de esta sección permite dar importancia a ciertos parámetros como:

- Minimizar el riesgo en las instrucciones a seguir dentro de la obra.
- Se mantiene la ruta crítica en límites equilibrados.
- Sirven para la revisión de estrategias y guiarlas hacia los plazos establecidos.

- La oportuna designación del capital a ser utilizado en la obra.
- Se evita las duplicaciones de tareas.
- Evita la sobreasignación de recursos de la entidad constructora.

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## CONCLUSIONES

En base a criterios técnicos, éticos y morales, adquiridos en los años de estudio en la ESPOL, se realizó con responsabilidad este proyecto integrador, además de analizar aspectos sociales como la incidencia que tiene este proyecto dentro de la comunidad, poniendo en balanza aspectos positivos y negativos que ya fueron detallados a lo largo del informe, se puede concluir que el proyecto presenta un impacto netamente positivo dentro de la parroquia. A continuación, se muestran los siguientes resultados.

1. La alternativa de pórticos de concreto resistente a momentos se descartó por no cumplir condiciones de servicio, incumpliendo con lo establecido en la NEC2015 sección 5.2.3. Esta opción presentó irregularidad torsional en sus dos primeros periodos de vibración natural debido a la excentricidad que existía entre el centro de gravedad y el centro de rigidez en dirección X con un máximo de 1.46 metros.
2. La segunda alternativa fue la implementación de muros de hormigón armado al sistema porticado, la inclusión de los muros ayudó a disminuir la excentricidad entre el centro de gravedad y el centro de rigidez en 80 cm en

dirección X, cumpliendo así con lo establecido en la sección 5.2.3. de la NEC2015.

3. La alternativa de pórticos arriostrados concéntricamente en forma de cruz en acero estructural, implemento una gran rigidez a el edificio lo que disminuyó considerablemente los problemas de torsión, la ventaja frente a los muros de corte es la facilidad de instalación.
4. La capacidad admisible del terreno de fundación en estudio es de 12.81 Ton/m<sup>2</sup>, el peso total del sistema porticado combinado con muros es de 388 toneladas y el peso total del bloque de acero arriostrado es de 250 toneladas, en base a estos resultados se establecen las siguientes conclusiones:
  - a. El costo de la cimentación del sistema combinado de hormigón es mayor que la estructura de acero debido a su mayor peso y a la baja capacidad resistente del suelo.
  - b. El edificio de acero es más seguro a fuerzas sísmica por tener menor peso, y la seguridad es el parámetro más importante a garantizar debido a que salinas se encuentra en una de las zonas sísmicas más altas del Ecuador.
5. No se presentan impactos negativos significativos que afecten al medio físico o a la salud. Los impactos significativos positivos se deben a la generación de empleo puntual durante la etapa de construcción.

6. Con el análisis de costos realizado y teniendo en cuenta diferentes factores de mano de obra, transporte, materiales y equipos y sobretodo rendimiento se llega a un costo de \$2,39 el kg de acero instalado en obra y a un costo aproximado de \$600 el m<sup>3</sup> de cimentación, valores aproximados a los procesos constructivos ejecutados en el país.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda obtener el periodo de resonancia del suelo con el fin de verificar que nunca sea igual al de la estructura, de esa forma se evita que el edificio entre en resonancia con el suelo y amplifique los efectos del sismo.
2. Se tratará en lo posible de que los dos primeros modos de vibración de la estructura sean de traslación, con máximo un 10 a 15% de torsión.
3. El uso de arriostramientos cuadrados tubulares mejoran las condiciones rigidez del edificio, los arriostramientos son diseñados de tal manera que resistan grandes esfuerzos axiales producidas por las cargas laterales de un sismo.
4. Dentro del sistema en X que proveen los arriostramientos, existen zonas de protección donde no se deben colocar pernos, soldaduras o fijaciones para elementos no estructurales como carpinterías o tuberías u otras instalaciones, estas zonas de protección están especificadas en los planos del proyecto.

5. Cuando en Etabs se modela el elemento área (Losa), se tiene que considerar que sea tipo "Shell" de esta manera se asegurara que las vigas están conectadas con la losa.
  
6. Una correcta programación de obra proveerá a la entidad constructora de un plan de seguimiento de actividades críticas, lo cual frente a cualquier imprevisto se sabrá por qué lado atacar la obra para que termine en el plazo establecido

# BIBLIOGRAFÍA

- [1] Aguirre Ahumada, C. Especificacion ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Santiago de Chile, Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, 2010.
  
- [2] Aguirre Sosapanta, C. E., & Figueroa Bernal, A. J. Análisis técnico-económico ente proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios. tesis, Quito, 2008
  
- [3] American Institute of Steel Construction, Inc. Steel Construction Manual. Chicago, 2005.
  
- [4] Anzules, M. G. Muros de contención, Cimentaciones superficiales, Proviciones del capítulo 21 del codigo ACI-08. Guayaquil: Tesis, 2009.
  
- [5] ASCE, 7.-1. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE, 2010.
  
- [6] ASTM D6572-13e1. Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013.

- [7] Braja, M. Principios de ingeniería de cimentaciones (5a ed.). (J. T. Bonilla, Ed.) Sacramento, California , Estados Unidos: International Thomson Editores S.A. doi:970-686-481-4, 2004.
- [8] CADS-ESPOL, C. d. Proyecto de evaluación de vulnerabilidad y reducción de riesgo de desastres a nivel municipal en el Ecuador. Santa Elena, 2013.
- [9] DIPAC S.A. Perfiles. Catálogo de Acero, 6-15, 2015.
- [10] E.P, S. E. Plan de desarrollo y ordenamiento territorial. Salinas: Gobierno autonomo descentralizado de José Luis Tamayo,2015.
- [11] Federal Emergency Managment Agency. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, 2010.
- [12] Gómez Etayo, D. F. Apuntes sobre la formulación de las propuestas estructurales. Cali: Revista ciencias humanas,2010.
- [13] Granizo Malusín, S. M. Estudio de la configuración estructural en planta y elevación y su incidencia en la estabilidad de un edificio. Ambato: Tesis, 2013.
- [14] Grau, F. Estudio geotécnico para el diseño de la cimentacion de un mopollo de telefonía en la estación salinas sureste. Salinas: Geocimientos, 2012.

- [15] Harmsen, T. Diseño de estructuras de concreto armado. Perú: Pontificia universidad católica del Perú, 2002.
- [16] Hürlimann, M. (s.f.). Propiedades básicas de los suelos, 2012.
- [17] McCORMAC, J., & Brown, R. Diseño de concreto reforzado. Mexico, D.F.: Alfaomega, 2011.
- [18] McCormac, J., & Csernak, S. Diseño de estructuras de acero. Mexico, D.F.: Alfaomega, 2013.
- [19] Ministerio de educación. Ministerio de educación, Ecuador. Obtenido de <http://www.educacion.gob.ec/unidades-educativas-del-milenio>, 2016.
- [20] NEC. NEC-SE-AC Estructuras de acero. Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2015.
- [21] NEC. Norma Ecuatoriana de la Construcción. En Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.
- [22] NEC-SE-AC. Norma ecuatoriana de la construcción (Estructuras de acero). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2015.
- [23] NEC-SE-CG. Norma ecuatoriana de la construcción( Cargas no sísmicas). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2015.

- [24] NEC-SE-DS. Norma ecuatoriana de la construcción (Peligro sísmico diseño sismoresistente). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2015.
- [25] NEC-SE-GC. Norma ecuatoriana de la construcción (Geotécnica y Cimentaciones). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2015.
- [26] NEC-SE-HM. Norma ecuatoriana de la construcción (Estructuras de hormigón armado). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI, 2015.
- [27] Pesantes, J. Estudio de suelo para una residencia particular. Salinas: aetconsultora, 2016.
- [28] Rojas Cruz, P. P. Criterios de diseño sismorresistente para edificios. Machala, Ecuador, 2007.
- [29] Rojas Lopez, M. D., & Arenas Giraldo, J. J. Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. Medellín: Unalmed, 2008.
- [30] Secretaría de gestión de riesgos, S. Agenda de reducción de riesgos, provincia de Santa Elena. Quito, Pichincha, Ecuador: CMYK imprenta, 2014.
- [31] Toscano Gamecho-Arteaga, R. G. Análisis, cálculo y diseño estructural de los bloques central, administrativo, aulas, aulas uso múltiples y gradas, de la ESPE sede latacunga, en hormigón armado convencional. Sangolquí, 2010.

