



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

---

**“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA CON LA MEDICIÓN DE  
VIBRACIONES Y REFORZAMIENTO DINÁMICO DEL EDIFICIO DE LA  
FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA BLOQUE 2 DE LA  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**

---

**AUTOR:** Franklin Danilo Miranda Villegas

**TUTOR:** Ing. MSc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

**AMBATO - ECUADOR**

**Agosto - 2021**

## CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA CON LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES Y REFORZAMIENTO DINÁMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**, elaborado por el **Sr. Franklin Danilo Miranda Villegas**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I 1804348736, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Agosto 2021

---

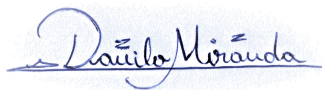
**Ing. MSc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre**

**TUTORA**

## AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, Franklin Danilo Miranda Villegas, con C.I. 180434873-6 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA CON LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES Y REFORZAMIENTO DINÁMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**, así como también los análisis, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Agosto 2021



---

**Franklin Danilo Miranda Villegas**

**C.I.: 180434873-6**

**AUTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta, y proceso de investigación, según las normas de la institución.

Cedo mis derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Agosto 2021



---

**Franklin Danilo Miranda Villegas**

**C.I.: 180434873-6**

**AUTOR**

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Franklin Danilo Miranda Villegas de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA CON LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES Y REFORZAMIENTO DINÁMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**.

Ambato, Agosto 2021

Para constancia firman:

---

**Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla**  
**Miembro Calificador**

---

**Ing. Mg. Wladimir José Ramirez Cabrera**  
**Miembro Calificador**

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a los pilares fundamentales de mi vida, mi amado padre Javier Miranda y mi preciada madre Norma Villegas, cuyo sacrificio se ve reflejado en este proyecto de titulación, el mismo que representa todo el esfuerzo y confianza depositada en mi durante todo mi desarrollo como persona, enseñándome el verdadero amor incondicional y que amoldó mi ser para convertirme en un gran profesional.

A mis hermanos John y Renato, por brindarme su camaradería que dio una cálida paz a mis momentos de desamparo y aciago, fraternizándome sus energías y fuerzas para avanzar de manera precisa y segura.

A toda mi familia, en especial a Fanny, que de alguna u otra manera se hizo presente en los momentos difíciles y que apoyaron de corazón toda mi trayectoria estudiantil.

Al Padre de Todo que me llevó de la mano en mis momentos de sosiego y desdicha sin dejarme en desamparo, mostrándome siempre un haz de luz entre las penumbras para lograr vencer cualquier adversidad y contratiempo.

## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Técnica de Ambato por acogerme en su cátedra durante mis años de estudio, que ayudaron a formar mi persona como un profesional ético y capacitado para la sociedad. A los docentes y su magnífico trabajo por los conocimientos impartidos durante mi vida académica.

A la Ing. M.Sc. Maritza Ureña, por su desinteresado apoyo, acertada tutoría, y oportuna orientación que ayudaron a desarrollar este trabajo de titulación.

A todas las personas que indistintamente formaron parte de este recorrido universitario, en especial a Viviana que compartió horas de estudio y trabajo duro, brindándome su amor, cariño y respeto como pareja; un agradecimiento especial a mi primito Dilan y Ángel, que indistintamente me dieron una palabra de aliento siempre que pudieran. A mis amigos Darío, Carlos, Israel, Diego, Sebastián, y todos aquellos que fraternizaron su amistad y compañerismo de manera leal y sincera.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN .....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR .....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	v
DEDICATORIA .....	vi
AGRADECIMIENTO .....	vii
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	viii
INDICE DE TABLAS .....	xiii
INDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN.....	xxiii
ABSTRACT.....	xxiv
CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO .....	1
1.1 Antecedentes Investigativos.....	1
1.1.1 Antecedentes .....	1
1.1.2 Justificación.....	3
1.1.3 Fundamentación Científico-Teórico .....	5
1.1.3.1 Conceptos Generales Y Definiciones .....	5
1.1.3.2 Métodos De Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica.....	6
1.1.3.3 Métodos Cualitativos .....	7
1.1.3.4 Métodos Cuantitativos .....	15
1.1.3.5 Vibraciones .....	47
1.1.3.6 Reforzamiento .....	63
1.1.4 Hipótesis.....	86
1.2 Objetivos .....	86
1.2.1 Objetivo General .....	86
1.2.2 Objetivos Específicos.....	86



CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA .....	87
2.1 Nivel O Tipo De Investigación .....	87
2.1.1 Investigación Aplicada.....	87
2.1.2 Investigación Exploratoria .....	87
2.1.3 Investigación De Laboratorio.....	87
2.2 Materiales Y Equipos.....	88
2.2.1 Materiales .....	88
2.2.2 Equipos.....	88
2.3 Población Y Muestra.....	91
2.3.1 Población.....	91
2.3.2 Planos .....	92
2.3.3 Muestra.....	95
2.4 Métodos.....	95
2.4.1 Plan De Recolección De Datos .....	95
2.4.2 Plan De Procesamiento Y Análisis De Información. ....	96
2.5 Recolección De Datos .....	97
2.5.1 Ensayo Esclerométrico .....	97
2.5.2 Ensayo De Penetración Estándar (Spt) .....	108
2.5.3 Ensayo Granulométrico.....	111
2.6 Análisis Cualitativo.....	113
2.6.1 Inspección Visual Rápida Fema 154.....	113
2.6.1.1 Nivel 1.....	113
2.6.1.2 Nivel 2.....	115
2.6.2 Inspección Visual Rápida Nec 2015 .....	115
2.7 Análisis Cuantitativo.....	117
2.7.1 Características De La Edificación.....	117
2.7.2 Acero De Refuerzo De Elementos Estructurales .....	118

2.7.2.1 Cuantía De Acero En Vigas .....	118
2.7.2.2 Cuantía De Acero En Columnas .....	122
2.7.3 Cuantificación De Cargas Gravitacionales .....	124
2.7.3.1 Carga Muerta De Losa .....	125
2.7.3.2 Carga Muerta De Pared.....	125
2.7.3.3 Cargas Vivas Nec Se Cg .....	127
2.7.3.4 Cargas Para Modelación .....	129
2.7.4 Irregularidades En La Estructura .....	130
2.7.4.1 Irregularidad En Planta .....	130
2.7.4.2 Irregularidad En Elevación .....	130
2.7.5 Carga Sísmica.....	131
2.7.6 Análisis Lineal De La Estructura Actual .....	133
2.7.6.1 Definición De Materiales .....	133
2.7.6.2 Definición De Secciones .....	133
2.7.6.3 Definición De Espectro De Respuesta .....	136
2.7.6.4 Definición De Fuente De Masa.....	136
2.7.6.5 Definición De Patrones De Carga.....	137
2.7.6.6 Definición Del Cortante Basal Estático .....	137
2.7.6.7 Definición De Cargas Dinámicas.....	139
2.7.6.8 Definición De Casos Modales.....	140
2.7.6.9 Rigidización De Nudos .....	141
2.7.6.10 Asignación De Cargas.....	141
<b>CAPITULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....</b>	<b>143</b>
3.1 Análisis Y Discusión De Resultados .....	143
3.1.1 Ensayos .....	143
3.1.1.1 Ensayo Esclerométrico.....	143
3.1.1.2 Ensayo de Penetración Estándar .....	144

3.1.1.3 Ensayo Granulométrico.....	144
3.1.2 Vulnerabilidad Sísmica según el Método Cualitativo.....	145
3.1.2.1 Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	145
3.1.2.2 Evaluación Visual Rápida de la NEC 2015 para Amenaza Sísmica.....	148
3.1.3 Vulnerabilidad Sísmica según el Método Cuantitativo.....	151
3.1.3.1 Análisis Lineal de la Estructura en Condiciones Actuales.....	151
3.1.3.2.1 Análisis Estático No Lineal.....	178
3.1.4 Propuesta de Reforzamiento .....	206
3.1.4.1 Objetivo de Rehabilitación.....	206
3.1.4.2 Reforzamiento para el control de Derivas y Torsión .....	206
3.1.4.3 Reforzamiento de Elementos Estructurales .....	208
3.1.5 Análisis de Resultados .....	215
3.1.5.1 Periodo de Vibración.....	215
3.1.5.2 Torsión en Planta.....	216
3.1.5.3 Masa Acumulada.....	217
3.1.5.4 Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico .....	217
3.1.5.5 Derivas de Piso.....	218
3.1.5.6 Chequeo de Elementos Estructurales .....	221
3.1.5.7 Análisis No Lineal de la Estructura Reforzada .....	229
3.1.6 Vibración Ambiental.....	234
3.1.6.1 Comparación de periodos de vibración fundamental.....	236
3.1.6.2 Análisis de la frecuencia fundamental de la estructura .....	238
3.2 Verificación de Hipótesis.....	240
CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	241
4.1 Conclusiones .....	241
4.2 Recomendaciones.....	244
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	245

ANEXOS .....	250
ANEXO A.- FOTOGRAFÍAS .....	250
Edificación .....	250
Comprobación de medidas y uso de espacio arquitectónico.....	252
Ensayo Esclerométrico.....	253
Ensayo SPT .....	254
Ensayos Granulometricos.....	255
ANEXO B.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS .....	256
Ensayo Esclerométrico.....	256
Ensayo Granulométrico.....	258
ANEXO C.- TABLAS PARA EL ANÁLISIS Y RESULTADOS .....	260
Espectro Nec Análisis Sísmico Dinámico.....	260
Espectro Determinista .....	261
Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en vigas de hormigón armado. ....	261
Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en columnas de hormigón armado. ....	262
Niveles De Amenaza Sísmica .....	263
ANEXO D.....	264

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154.....	8
<b>Tabla 2:</b> Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA 154.....	9
<b>Tabla 3:</b> Puntajes Básicos del Formulario de recogida de datos para alta sismicidad. .....	11
<b>Tabla 4:</b> Formulario de evaluación NEC 2015 .....	12
<b>Tabla 5:</b> Puntaje básico de cada sistema estructural. ....	13
<b>Tabla 6:</b> Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154.....	13
<b>Tabla 7:</b> Formulario de evaluación NEC 2015 .....	13
<b>Tabla 8:</b> Análisis Estático VS Análisis Dinámico (LINEALES).....	25
<b>Tabla 9:</b> Síntesis de la filosofía de diseño.....	37
<b>Tabla 10:</b> Niveles de Amenaza Sísmica.....	38
<b>Tabla 11:</b> Clasificación de los perfiles de suelo.....	42
<b>Tabla 12:</b> Datos del Espectro Determinista.....	44
<b>Tabla 13:</b> Frecuencias Comunes de Fuerzas y Coeficientes Dinámicos.....	54
<b>Tabla 14:</b> Valores Recomendados para los Parámetros $P_0$ , B y límites de $a_0/g$ .....	57
<b>Tabla 15:</b> Niveles de daño con respecto a elementos estructurales.....	66
<b>Tabla 16:</b> Materiales.....	88
<b>Tabla 17:</b> Especificaciones técnicas de los equipos.....	88
<b>Tabla 18:</b> Especificaciones de Equipos e Instrumentos Secundarios .....	90
<b>Tabla 19:</b> Coordenadas Edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría Bloque 2 .....	92
<b>Tabla 20:</b> Valores de Índice de Rebote y $f'c$ para Vigas.....	100
<b>Tabla 21:</b> Valores de Índice de Rebote y $f'c$ para Columnas.....	101
<b>Tabla 22:</b> Valores de Índice de Rebote y $f'c$ para Losas.....	102
<b>Tabla 23:</b> Valores de Índice de Rebote y $f'c$ para Gradadas.....	102
<b>Tabla 24:</b> Índice de Rebote correspondientes al ensayo Esclerométrico .....	103
<b>Tabla 25:</b> Valores de $f'c$ con respecto a cada elemento.....	104
<b>Tabla 26:</b> Valores de $f'c$ ordenados de manera descendente .....	107
<b>Tabla 27:</b> Resultados obtenidos del SPT en la FCA-UTA.....	109
<b>Tabla 28:</b> Velocidad de Onda Cortante $V_s$ .....	110
<b>Tabla 29:</b> Ensayo Granulométrico, Muestra 1 .....	111
<b>Tabla 30:</b> Clasificación de suelo según SUCS.....	112

<b>Tabla 31:</b> Descripción de Niveles y Usos de la Edificación FCA Bloque 2.....	118
<b>Tabla 32:</b> Dimensiones de Vigas.....	119
<b>Tabla 33:</b> Secciones y Acero de refuerzo en Vigas.....	122
<b>Tabla 34:</b> Dimensiones de Columna.....	123
<b>Tabla 35:</b> Secciones y Acero de refuerzo en Columnas.....	124
<b>Tabla 36:</b> Carga Muerta de Losa.....	125
<b>Tabla 37:</b> Carga Muerta de Pared Entrepiso.....	126
<b>Tabla 38:</b> Carga Muerta de Pared Terraza.....	127
<b>Tabla 39:</b> Carga muerta: Pesos de los Materiales.....	128
<b>Tabla 40:</b> Resumen de Cargas para Asignar.....	129
<b>Tabla 41:</b> Irregularidad en Planta.....	130
<b>Tabla 42:</b> Irregularidad en Elevación.....	131
<b>Tabla 43:</b> Parámetros y Estimación del Espectro de Respuesta Sísmica.....	132
<b>Tabla 44:</b> Parámetros para el cálculo del período de vibración por el Método 1....	137
<b>Tabla 45:</b> Período Fundamental Método 2.....	151
<b>Tabla 46:</b> Chequeo del Período Fundamental de la Estructura.....	152
<b>Tabla 47:</b> Recálculo del Cortante Estático para ambos espectros.....	152
<b>Tabla 48:</b> Factores de Participación de Masa Modal y % de Torsión.....	153
<b>Tabla 49:</b> Masas Acumuladas.....	156
<b>Tabla 50:</b> Cortante Dinámico vs Cortante Estático (Condiciones Iniciales).....	157
<b>Tabla 51:</b> Cortante Dinámico vs Cortante Estático (Valores Reajustados).....	157
<b>Tabla 52:</b> Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido X.....	159
<b>Tabla 53:</b> Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido Y.....	160
<b>Tabla 54:</b> Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido X.....	161
<b>Tabla 55:</b> Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido Y.....	162
<b>Tabla 56:</b> Valores de Acero Longitudinal y Momentos de Diseño.....	165
<b>Tabla 57:</b> Resumen Diseño a Corte/Torsión.....	168
<b>Tabla 58:</b> Resumen valores a Torsión.....	169
<b>Tabla 59:</b> Resumen de diseño de columna.....	170
<b>Tabla 60:</b> Datos de la Curva según Código de Diseño ACI-318-14.....	174
<b>Tabla 61:</b> Datos Modelo confinado y no Confinado para Viga $f'c= 310 \text{ kg/cm}^2$ ..	178
<b>Tabla 62:</b> Datos Modelo Constitutivo del Acero según Park 1975.....	180
<b>Tabla 63:</b> Niveles de amenaza sísmica.....	181

<b>Tabla 64:</b> Factores de sismos .....	182
<b>Tabla 65:</b> Longitud de Rótulas Plásticas en Vigas.....	187
<b>Tabla 66:</b> Longitud de Rótulas Plásticas en Vigas.....	188
<b>Tabla 67:</b> Parámetros de modelación para la viga V 35X50.....	189
<b>Tabla 68:</b> Parámetros de modelación para la columna C 45X50 .....	192
<b>Tabla 69:</b> Geometría de Muros.....	207
<b>Tabla 70:</b> Propiedades de Ángulos y Platinas Columns.....	211
<b>Tabla 71:</b> Carga y Momentos Resistentes .....	212
<b>Tabla 72:</b> Período fundamental de la estructura reforzada.....	215
<b>Tabla 73:</b> Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada.....	216
<b>Tabla 74:</b> Factores de participación de masa .....	216
<b>Tabla 75:</b> Masas Acumuladas .....	217
<b>Tabla 76:</b> Cortante Dinámico vs Cortante Estático.....	217
<b>Tabla 77:</b> Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido X.....	218
<b>Tabla 78:</b> Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido Y.....	219
<b>Tabla 79:</b> Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido X.....	219
<b>Tabla 80:</b> Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido Y.....	220
<b>Tabla 81:</b> Valores de Acero Longitudinal y Momentos de Diseño.....	222
<b>Tabla 82:</b> Resumen Diseño a Corte/Torsión .....	225
<b>Tabla 83:</b> Puntos de desempeño en la dirección X.....	231
<b>Tabla 84:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X .....	232
<b>Tabla 85:</b> Puntos de desempeño en la dirección Y.....	232
<b>Tabla 86:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X .....	233
<b>Tabla 87:</b> Formulas propuesta por Bard (1992) .....	235
<b>Tabla 88:</b> Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Midorikawa (1990) .....	237
<b>Tabla 89:</b> Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Bard (1992) .....	237
<b>Tabla 90:</b> Comparación de periodos fundamentales .....	237
<b>Tabla 91:</b> Indicadores de rigidez .....	238
<b>Tabla 92:</b> Nivel de daño esperado en función de H/T.....	238
<b>Tabla 93:</b> Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T .....	239
<b>Tabla 94:</b> Ensayo Granulométrico, Muestra 2 .....	258
<b>Tabla 95:</b> Ensayo Granulométrico, Muestra 3 .....	259

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónicas para hormigón confinado y sin confinar .....	17
<b>Figura 2:</b> Curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión .....	18
<b>Figura 3:</b> Momento curvatura modelo de Park et al, 1982 .....	19
<b>Figura 4:</b> Determinación del modelo bilineal en función de la rótula plástica .....	20
<b>Figura 5:</b> Comportamiento histérico del hormigón armado.....	21
<b>Figura 6:</b> Definiciones de: a) Degradación de la rigidez, b) Degradación de la capacidad de carga .....	22
<b>Figura 7:</b> Esquema de Esfuerzo VS deformación .....	25
<b>Figura 8:</b> Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior). .....	27
<b>Figura 9:</b> Esquema del Método Pushover .....	28
<b>Figura 10:</b> Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis Pushover ..	29
<b>Figura 11:</b> Curva de capacidad de cortante Basal Vs desplazamiento global según FEMA, donde se puede visualizar los diferentes límites de desempeño: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso .....	30
<b>Figura 12:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273. ....	32
<b>Figura 13:</b> Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones .....	33
<b>Figura 14:</b> Transformación del Espectro Estándar al formato ADRS. ....	35
<b>Figura 15:</b> Transformación de la Curva de Capacidad. ....	36
<b>Figura 16:</b> Punto de Desempeño. ....	36
<b>Figura 17:</b> Niveles de Desempeño del Edificio .....	41
<b>Figura 18:</b> Espectro Crítico y NEC-2015. ....	44
<b>Figura 19:</b> Ejemplo de Curvas de Fragilidad. ....	46
<b>Figura 20:</b> Matriz Probabilidad de Daño. ....	47
<b>Figura 21:</b> Tipos de carga dinámica.....	49
<b>Figura 22:</b> Disminución de vibración por amortiguamiento.....	50
<b>Figura 23:</b> Espectro de frecuencia.....	50
<b>Figura 24:</b> Respuesta de fuerzas senoidales.....	52
<b>Figura 25:</b> Aceleraciones máximas recomendadas para solicitaciones debidas a actividades humanas.....	53



<b>Figura 26:</b> Esquema general de losa compuesta con placa colaborante o Steel deck	60
<b>Figura 27:</b> Aumento de rigidez con columnas intermedias .....	61
<b>Figura 28:</b> Aumento de rigidez adicionando placas de acero o barras de acero en la placa inferior. ....	62
<b>Figura 29:</b> Aumento de rigidez con tensores inferiores. ....	62
<b>Figura 30:</b> Apuntalamientos en un trabajo de reforzamiento.....	68
<b>Figura 31:</b> Ejemplos de agrietamientos típicos en columnas de concreto .....	69
<b>Figura 32:</b> Ejemplos de agrietamientos típicos en vigas de concreto .....	70
<b>Figura 33:</b> Adición de muros de corte.....	72
<b>Figura 34:</b> Enchapados de paredes de mampostería .....	73
<b>Figura 35:</b> Comportamiento de un pórtico a momento sometido a cargas sísmicas.	74
<b>Figura 36:</b> Tipos de pórticos con arriostramiento concéntrico .....	74
<b>Figura 37:</b> Tipos de pórticos con arriostramientos excéntricos .....	75
<b>Figura 38:</b> Representación esquemática de un arriostramiento resistente a pandeo .	76
<b>Figura 39:</b> Pórtico con placa de acero .....	77
<b>Figura 40:</b> Contrafuertes exteriores en edificios existentes .....	77
<b>Figura 41:</b> Modelo comparativo entre un edificio con y sin disipadores sísmicos ...	78
<b>Figura 42:</b> Disipadores por deformación (metálicos) .....	79
<b>Figura 43:</b> Disipadores Viscoelásticos.....	79
<b>Figura 44:</b> Disipadores por deformación (metálicos) .....	80
<b>Figura 45:</b> Formas de Encamisados de concreto armado (aumento de sección) .....	81
<b>Figura 46:</b> Encamisado de viga.....	83
<b>Figura 47:</b> Encamisado de una columna hasta la losa.....	84
<b>Figura 48:</b> Ubicación de la Facultad de Contabilidad y Auditoría, UTA .....	91
<b>Figura 49:</b> Planta Baja Nivel +0.00.....	92
<b>Figura 50:</b> Primer Piso Nivel +3.00 .....	93
<b>Figura 51:</b> Segundo Piso Nivel +5.90 .....	93
<b>Figura 52:</b> Terraza Nivel +8.80.....	94
<b>Figura 53:</b> Estado general (acabados) de la estructura.....	94
<b>Figura 54:</b> Lower 10th percentile curve .....	98
<b>Figura 55:</b> Curva de regresión para estimar $f^c$ (MPa) Proceq / Vertical y Horizontal .....	99
<b>Figura 56:</b> Curva de regresión para Proceq/Vertical.....	100

<b>Figura 57:</b> Curva de regresión para Proceq/Horizontal .....	101
<b>Figura 58:</b> Modelo Etabs 16 con los elementos estructurales del Primer piso .....	105
<b>Figura 59:</b> Modelo Etabs 16 con los elementos estructurales del Segundo piso ....	105
<b>Figura 60:</b> Modelo Etabs 16 con los elementos estructurales de la terraza .....	106
<b>Figura 61:</b> Preparación de la superficie y aplicación del esclerómetro respectivamente.....	107
<b>Figura 62:</b> Curva Granulométrica, Muestra 1 .....	112
<b>Figura 63:</b> Paso 1, Fotografía, Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	113
<b>Figura 64:</b> Paso 2, Datos Generales, Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	114
<b>Figura 65:</b> Paso 3, Puntaje Final, Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	114
<b>Figura 66:</b> Paso 4, Parámetros Finales, Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	115
<b>Figura 67:</b> Paso 1, Datos de la Edificación e Inspector, Guía 5 NEC 2015.....	116
<b>Figura 68:</b> Paso 2, Puntajes básico, modificadores y Final, Guía 5 NEC 2015.....	116
<b>Figura 69:</b> Paso 3, Grado de vulnerabilidad sísmica, Guía 5 NEC 2015.....	117
<b>Figura 70:</b> Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	119
<b>Figura 71:</b> Cuantificación de Cargas de Losa .....	125
<b>Figura 72:</b> Espectros de Respuesta .....	132
<b>Figura 73:</b> Propiedades del Hormigón y Acero respectivamente .....	133
<b>Figura 74:</b> Características de Columna (45x50) cm <sup>2</sup> .....	134
<b>Figura 75:</b> Características de Viga (35x50) cm <sup>2</sup> .....	134
<b>Figura 76:</b> Características de Losa 25 cm .....	135
<b>Figura 77:</b> Características de Grada 25 cm .....	135
<b>Figura 78:</b> Espectro de Respuesta Sísmica NEC 2015 y Determinista respectivamente.....	136
<b>Figura 79:</b> Fuente de Masa.....	136
<b>Figura 80:</b> Patrones de Carga .....	137
<b>Figura 81:</b> Aceleración Espectral para el análisis de la Estructura.....	138
<b>Figura 82:</b> Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015.....	139
<b>Figura 83:</b> Coeficiente de Corte Basal Determinista .....	139
<b>Figura 84:</b> Cargas Dinámicas .....	140
<b>Figura 85:</b> Definición de Caso Modal.....	140
<b>Figura 86:</b> Rigidización de Unión Viga-Columna .....	141
<b>Figura 87:</b> Estado de Carga en uno de los pisos .....	141

<b>Figura 88:</b> Render de la edificación actual en ETABS 2016.....	142
<b>Figura 89:</b> Esquema Final, Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	147
<b>Figura 90:</b> Esquema Final, Evaluación Visual Rápida NEC 2015 .....	150
<b>Figura 91:</b> Corrección valores para Sx-NEC2015 y Sx-Determinista respectivamente .....	152
<b>Figura 92:</b> Primer Modo de Vibración, en Sentido Eje Y.....	155
<b>Figura 93:</b> Segundo Modo de Vibración, en Sentido Eje X.....	155
<b>Figura 94:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido X NEC2015 .....	157
<b>Figura 95:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido X DETERM .....	158
<b>Figura 96:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido Y NEC2015 .....	158
<b>Figura 97:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido Y DETERM .....	158
<b>Figura 98:</b> Cortante Estático Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	160
<b>Figura 99:</b> Cortante Estático Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	160
<b>Figura 100:</b> Cortante Dinámico Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	162
<b>Figura 101:</b> Cortante Dinámico Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	163
<b>Figura 102:</b> Cantidad de Acero Longitudinal, Piso 2 más demandado.....	164
<b>Figura 103:</b> Porcentajes de Acero, Piso 2 más demandados.....	168
<b>Figura 104:</b> Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm <sup>2</sup> y Porcentaje	170
<b>Figura 105:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Primer Piso .....	171
<b>Figura 106:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Segundo Piso .....	172
<b>Figura 107:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Terraza .....	172
<b>Figura 108:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Eje 2.....	173
<b>Figura 109:</b> Diagrama de Interacción 3D.....	173
<b>Figura 110:</b> Diagrama de Interacción Capacidad de Carga vs Momento .....	175
<b>Figura 111:</b> Porcentaje de Acero Segundo Piso.....	176
<b>Figura 112:</b> Porcentaje de Acero Eje 3 .....	176
<b>Figura 113:</b> Demanda/ Capacidad Eje 3 .....	177
<b>Figura 114:</b> Demanda/Capacidad Primer Piso .....	177
<b>Figura 115:</b> Diagrama Concreto Mander et al 1988 para Viga $f'c= 310 \text{ kg/cm}^2$ ....	179

<b>Figura 116:</b> Diagrama Concreto Mander et al 1988 para Columna $f'c= 310 \text{ kg/cm}^2$ .	179
.....	
<b>Figura 117:</b> Diagrama Concreto.....	180
<b>Figura 118:</b> Diagrama Concreto.....	180
<b>Figura 119:</b> Curvas de peligro sísmico, Ambato.....	181
<b>Figura 120:</b> Espectros de Respuesta para Distintos Periodo de Retorno (Tr).....	182
<b>Figura 121:</b> Espectros elásticos para los distintos niveles de Amenaza Sísmica....	183
<b>Figura 122:</b> Patrones de Carga Lateral, Sentido X, y Sentido Y respectivamente .	184
<b>Figura 123:</b> Patrón de Carga Gravitacional.....	184
<b>Figura 124:</b> Asignación y Control de aplicación de Carga Sentido X y Y.....	185
<b>Figura 125:</b> Inercias Agrietadas para Columnas y Vigas respectivamente.....	186
<b>Figura 126:</b> Rótulas Plásticas en Vigas.....	187
<b>Figura 127:</b> Rótulas Plásticas en Columnas.....	188
<b>Figura 128:</b> Definición del momento – rotación V 35X50.....	189
<b>Figura 129:</b> Diagrama momento-rotación de la viga.....	190
<b>Figura 130:</b> Diagrama de puntos notables A, B, C, D y E normalizado.....	190
<b>Figura 131:</b> Definición del momento – rotación C 45X40.....	191
<b>Figura 132:</b> Diagrama momento - rotación de la columna.....	192
<b>Figura 133:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 3.16 cm.....	193
<b>Figura 134:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 7.10 cm.....	194
<b>Figura 135:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 8.91 cm.....	194
<b>Figura 136:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 9.43 cm.....	195
<b>Figura 137:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 5.52 cm.....	195
<b>Figura 138:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 11.69 cm.....	196
<b>Figura 139:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 11.22 cm.....	197
<b>Figura 140:</b> Curva de capacidad.....	198
<b>Figura 141:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X... 198	
<b>Figura 142:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y... 199	
<b>Figura 143:</b> Punto de Desempeño - Sismo Frecuente Dirección X..... 199	
<b>Figura 144:</b> Punto de Desempeño - Sismo Ordinario probabilista. Dirección X.... 200	
<b>Figura 145:</b> Punto de Desempeño – Sismo Raro Probabilista. Dirección X..... 200	
<b>Figura 146:</b> Punto de Desempeño - Sismo Ocupación Especial. Dirección X..... 201	
<b>Figura 147:</b> Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X..... 201	

<b>Figura 148:</b> Punto de Desempeño - Sismo Frecuente Dirección Y .....	202
<b>Figura 149:</b> Punto de Desempeño – Sismo Ordinario probabilista. Dirección Y ...	202
<b>Figura 150:</b> Punto de Desempeño - Sismo Raro probabilista. Dirección Y .....	203
<b>Figura 151:</b> Punto de Desempeño - Sismo Ocupación Especial. Dirección Y .....	203
<b>Figura 152:</b> Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y .....	204
<b>Figura 153:</b> Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 .....	205
<b>Figura 154:</b> Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 .....	205
<b>Figura 155:</b> Geometría de Muros .....	207
<b>Figura 156:</b> Geometría de Muros .....	208
<b>Figura 157:</b> Encamisado de columna con ángulos y platinas .....	209
<b>Figura 158:</b> Sección transversal de columna encamisada con ángulos y soleras....	210
<b>Figura 159:</b> Sección transversal de ángulo y platina.....	211
<b>Figura 160:</b> Sección transversal de la columna sin reforzar y columna reforzada .	211
<b>Figura 161:</b> Diagrama M - Ø Columna 45x50.....	212
<b>Figura 162:</b> Diagrama de Interacción Columna Reforzada .....	213
<b>Figura 163:</b> Distribución de Reforzamiento en Columnas N+3.00 .....	214
<b>Figura 164:</b> Distribución de Reforzamiento en Columnas N+5.90 .....	214
<b>Figura 165:</b> Distribución de Reforzamiento en Columnas N+8.80 .....	215
<b>Figura 166:</b> Cortante Estático Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	218
<b>Figura 167:</b> Cortante Estático Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	219
<b>Figura 168:</b> Cortante Dinámico Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	220
<b>Figura 169:</b> Cortante Dinámico Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA .....	220
<b>Figura 170:</b> Cantidad de Acero Longitudinal, Piso 2 más demandado.....	221
<b>Figura 171:</b> Porcentajes de Acero, Piso 2 más demandados.....	224
<b>Figura 172:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Primer Piso .....	226
<b>Figura 173:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Segundo Piso .....	226
<b>Figura 174:</b> Esquema general de Fallas en Columnas Terraza .....	227
<b>Figura 175:</b> Esquema general de Porcentajes de Interacción en Columnas.....	227
<b>Figura 176:</b> Diagrama de Interacción 3D.....	228
<b>Figura 177:</b> Curva de capacidad Estructura reforzada .....	229
<b>Figura 178:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X... 230	
<b>Figura 179:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y... 230	
<b>Figura 180:</b> Desempeño Sísmico en dirección X. Estructura reforzada. ....	231

<b>Figura 181:</b> Desempeño Sísmico en dirección Y. Estructura reforzada. ....	233
<b>Figura 182:</b> Esquema de ubicación de acelerógrafos.....	236
<b>Figura 183:</b> Esquema de Peak-Picking de los Espectros de Fourier.....	236
<b>Figura 184:</b> Curva Granulométrica, Muestra 2 .....	258
<b>Figura 185:</b> Curva Granulométrica, Muestra 3 .....	259

## RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se desarrolló el Análisis de Vulnerabilidad Sísmica del edificio FCA-UTA-B2, mediante dos metodologías, el primero cualitativo basado en una inspección visual, aplicando matrices establecidas por la FEMA154 y NEC2015, cuyos parámetros calificadores se enfocan en las características de la estructura como son el tipo de suelo, normativa, irregularidades y sistema estructural. El resultado obtenido en base a las dos normas presentó un nivel de riesgo bajo.

La metodología cuantitativa consistió en un análisis lineal y no lineal, donde fue necesario ensayos para obtener características importantes de la edificación. Con los resultados obtenidos, se pudo precisar que a nivel global la estructura presenta torsión en planta con altas derivas; consecuentemente a nivel estructural, los elementos no soportan los distintos niveles de amenaza sísmica con un alto grado de vulnerabilidad.

Una vez identificado las deficiencias estructurales se propuso un reforzamiento; el primer punto fue corregir la torsión y derivas implementando muros de corte; a continuación, se aplicó un encamisado de acero para columnas con una relación demanda/capacidad deficiente, los cuales mejoraron su resistencia considerablemente.

Finalmente, en base a los reforzamientos aplicados se obtuvo un nivel de desempeño sísmico óptimo, llegando a un rango de seguridad de vida para un sismo de ocupación especial. Con respecto a las vibraciones de la estructura, se realizó una comparativa de periodos obtenidos con fórmulas empíricas basadas en vibraciones ambientales, con un nivel de amenaza media sin reforzamiento y nivel bajo con reforzamiento.

**Palabras Clave:** Vulnerabilidad Sísmica, Análisis No lineal, Desempeño

## ABSTRACT

In the present research, was accomplish the Seismic Vulnerability Analysis of FCA-UTA-B2's building, applying two methodologies, the first qualitative method based on a visual analysis, uses matrices established by FEMA154 and NEC2015, whose qualifying parameters focus on the characteristics of the structure, such as type of soil, regulations, irregularities and structural system. The result based on the two regulations offer a low risk level.

The quantitative methodology consisted in a linear and non-linear analysis, where soil studies and trials were necessary to get important characteristics. With the results gotten, it was possible to specify that at the global level the structure presents torsion on floor with high drifts; consequently, at structural level, the elements don't bear the different levels of seismic hazard, result on a high degree of vulnerability.

Once the structural deficiencies were identified, a reinforcement proposal was made, which first point was to correct the torsion and drifts with the implementation of shear walls; Next, a steel cladding was applied for columns that had a very poor demand / capacity ratio, but once it was reinforced showed a considerable improvement.

Finally, with the applied reinforcements, an optimal seismic performance level was obtained, with a life safety range for a special occupation earthquake. Regarding the vibrations of the structure, a comparison of periods based on empirical formulas belong on environmental vibrations was made, relating the structure to a medium threat level without reinforcement and a low level once the building was reinforced.

**Keywords:** Seismic Vulnerability, Nonlinear Analysis, Performance.



## **CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO**

### **1.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS**

#### **1.1.1 ANTECEDENTES**

Desde hace varios años y hasta la actualidad, la problemática de vulnerabilidad sísmica ha tenido un fuerte impacto a nivel mundial, por lo que bajo este enfoque existen varios trabajos donde se puede apreciar diferentes panoramas frente a dicho dilema. Para ejemplarizar un estudio relevante se puede citar la monografía de 1994 del Centro Internacional de Métodos Numéricos Barcelona España, “Vulnerabilidad Sísmica de Edificios”, donde describe que un análisis de comportamiento sísmico en estructuras existentes es esencial para evaluar posibles pérdidas económicas y/o vidas humanas durante algún evento sísmico. [1] Parte importante del estudio sísmico es el de caracterizar y reconocer los niveles de movimiento del terreno que deberá soportar una determinada estructura, por lo cual, será necesario analizar el territorio en cuestión y la historia o antecedentes que esta conlleva.

De manera general se sabe que la región norte de Sudamérica es un ancho límite de placas convergente y es caracterizado por una sismicidad activa, debido principalmente a un arco volcánico (cinturón de fuego del Pacífico) y subducción de la placa de Nazcar bajo la placa Sudamericana en la región ecuatoriana.[2] Debido a este tipo de particularidades en la región, hay que considerar que se tendrán movimientos telúricos de manera constante, es decir, donde la presencia de un terremoto será inevitable y la destrucción que ocasione dependerá de un conjunto de factores, tales como su magnitud, profundidad, epicentro, tipo de suelo, y tipología constructiva, siendo estos dos últimos de relevancia para el presente proyecto. [3]

Para tener una idea real de la amenaza sísmica en América Latina, se pueden citar algunos de los tantos sismos que han causado mayor afectación: Colombia, (25 de enero de 1999), magnitud 6.1 ML; Perú (23 de junio de 2001) magnitud 6.9 ML; Chile (27 de febrero de 2010) magnitud 8,8 ML. Recientemente y el país en el que se va a centrar la investigación es el denominado terremoto de Ecuador, 16 de abril de 2016 con una magnitud igual 7,8 en escala de Richter y cuyo epicentro se localizó entre las provincias de Manabí y Esmeraldas, dejando por lo menos 660 fallecidos y más de 28.000 personas en albergues.[3]

De manera conjunta, para detallar algunas características de Ecuador, se muestra que los principales sistemas de fallas son oblicuos a los Andes ecuatorianos, la cual inicia desde la isla Puná y el Golfo de Guayaquil atravesando las provincias de Chimborazo, Tungurahua, Napo (Falla Pallatanga) hasta llegar al borde de la Cordillera Real (Falla Chingual) en el norte de Ecuador. Estas dos principales fallas muestran importantes características cinemáticas y morfología de movimiento de desgarre y probablemente son responsables de los principales terremotos históricos en Ecuador.[2]

Uno de los estudios donde se ve reflejado estos inconvenientes corresponde al año de 2016 de la Universidad Central del Ecuador con el tema de “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de ingeniería, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015)”, que se enfoca en determinar el período de vibración real de cada uno de los bloques estructurales, identificando patologías, una inspección y evaluación sísmica de estructuras existentes con el formato FEMA 154 que será complementada con la evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico del edificio utilizando SAP2000 y finalmente determinando el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura y un listado de los elementos que no cumplen con los requisitos de sismo resistencia según lo estipulado en la NEC-2015. [4]

Ambato se encuentra en la región interandina del Ecuador, ubicada en la provincia de Tungurahua en una zona donde la ocurrencia de sismos puede tener dos fuentes diferentes que son la tectónica (cortical y subducción) y la volcánica que corresponde a la reactivación del volcán Tungurahua en 1999. En general Ambato, ciudad en la cual va enfocado este estudio pertenece a una región muy conflictiva que por muchos años ha sufrido sismos y terremotos de los que no se tiene un registro claro. [5]

Entre los sismos de mayor intensidad que fueron sentidos en la ciudad de Ambato se puede mencionar al terremoto del 4 de febrero de 1797 con una magnitud de Mw 8.3, modificando completamente el paisaje por grietas, hundimientos e inclusive cambiando el curso de ríos, se estima una cifra de más de 30000 muertes; 17 de mayo de 1868 violento sismo que produjo daños severos y avería del puente del Socavón; finalmente uno de los más conocidos y recordados es el del 5 de agosto de 1949 que fue registrado en la provincia de Tungurahua, su epicentro fue en Pelileo, ubicada en una falla al sur del Nido sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 Km nororiente de Pelileo, que alcanzó una magnitud de Mw 6.8, donde los daños fueron de tal

impacto que Pelileo desaparece completamente, Píllaro en un 90%, Guano (Chimborazo) un 80%, Ambato un 75%, aproximadamente 6000 muertos y más de 100000 personas sin hogar; y la lista continúa hasta la actualidad. [5]

Debido a esta gran demanda y frente a la incertidumbre tanto de la madre tierra como de las deficiencias estructurales, se han desarrollado varios estudios en este sector. Uno de estos trabajos lo presenta la Universidad Técnica de Ambato con el trabajo de “Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la facultad de ciencias administrativas”, que aplica dos metodologías, una con formatos planteados tanto por normas locales como internacionales, y la segunda metodología que determina el punto de desempeño estructural mediante un análisis no lineal, donde se obtiene los cuatro umbrales de daño (leve, moderado, extenso, completo), los cuales sirvieron de base para realizar un análisis de fragilidad de la estructura. [6]

Finalmente, se puede agregar que debido a las condiciones críticas a las que está expuesto nuestro país y en concreto la ciudad de Ambato se torna indispensable un análisis de vulnerabilidad sísmica para resguardar la seguridad e integridad de las familias ecuatorianas. En base a estas consideraciones la NEC y otras normas internacionales presentan requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente donde los calculistas, diseñadores y profesionales del sector de la construcción utilicen las herramientas de cálculo, basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica para la toma de decisiones durante la etapa de diseño.[7]

### **1.1.2 JUSTIFICACIÓN**

A través de la experiencia obtenida de las investigaciones en el campo de Ingeniería y de la evaluación de los efectos desastrosos producidos por los terremotos se ha puesto de manifiesto la necesidad de llevar a cabo medidas preventivas contra dichas consecuencias en las etapas de elaboración de los planes de desarrollo regional y urbano de poblaciones y ciudades en áreas propensas. La planificación puede mitigar los efectos de los terremotos o de otros riesgos naturales y reducir el nivel de riesgo existente mediante la aplicación de técnicas que incluyen los principios básicos de la Ingeniería sísmica y la sismología. [8]

Si bien el diseño sísmico de nuevas estructuras viene estipulado por normas, que en muchos de los casos se han comprobado que en situaciones reales se obtiene un nivel adecuado de seguridad, cabe mencionar que países en vías de desarrollo como lo es Ecuador es relativamente común el hecho de encontrar infraestructuras constructivamente deficientes en las cuales no ha participado un profesional, tanto en la fase de diseño como en la fase de construcción, con lo cual dichas construcciones no cumplen las normas de diseño sismo resistente, como consecuencia, se eleva el nivel de vulnerabilidad sísmica y son más propensos a sufrir daños.[9]

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, en el capítulo de peligroso sísmico ofrece la fundamentación de un mapa de zonificación para Ecuador con un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años), donde se catalogan 6 zonas de peligro sísmico que va desde intermedia (I) hasta muy alta (VI); Tungurahua, enfocado a la ciudad de Ambato se encuentra en la zona V, es decir, la caracterización del peligro sísmico es alta, con una aceleración sísmica en roca de 0.40 g. [7]

Hay que tomar en cuenta que en la actualidad existen estructuras en la ciudad de Ambato que no se diseñaron para resistir acciones dinámicas horizontales y, por tanto, fueron construidas sin seguir los requisitos de una norma de diseño sismorresistente e incluso, muchas veces, sin control de los materiales.[6] Por esto, el principal objetivo de un estudio de vulnerabilidad sísmica es el de buscar un nivel de demanda sísmica, el cual se encuentra asociado a un nivel de desempeño de la estructura de manera que se puedan controlar los daños que ocasionaría el evento telúrico.[10]

Finalmente se puede agregar que muchas de las edificaciones dentro de los predios de la Universidad Técnica de Ambato han sido construidas en base a una normativa antigua o quizás inexistente, que deriva en varias incertidumbres estructurales con un desempeño deficiente y pobre. Es por tal motivo, que el propósito de esta investigación es realizar un análisis del grado vulnerabilidad sísmica de la FCA-UTA, aplicando dos métodos: una de manera cualitativa, partiendo de una inspección visual según el FEMA P-154 y un formulario de evaluación según la NEC 2015, y el segundo de modo cuantitativo mediante un análisis estático no lineal, con el fin de obtener su grado de vulnerabilidad y punto de desempeño, para que en un futuro sirva de base para un reforzamiento dinámico del edificio.

## **1.1.3 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TEÓRICO**

### **1.1.3.1 CONCEPTOS GENERALES Y DEFINICIONES**

#### **1.1.3.1.1 VULNERABILIDAD**

Como primer parámetro la Vulnerabilidad se considera como una propiedad relativa de un sistema, lo que significa que el grado de vulnerabilidad depende del nivel de amenaza a la que se expone el sistema.[6] El concepto de vulnerabilidad puede utilizarse para describir aspectos estructurales y no estructurales, funcionales, operativos o sociales de una edificación, por esta razón es importante una evaluación de vulnerabilidad que refleje la situación real de una infraestructura para enfrentar un sismo.[11]

#### **1.1.3.1.2 PELIGROSIDAD SÍSMICA**

Como segundo punto se puede describir a la Demanda o Peligrosidad Sísmica, en donde los estudios radican en estimar el movimiento del terreno de un lugar determinado a partir de los terremotos situados en las distintas zonas en donde se generan los sismos, usualmente asociadas a ciertas características geotécnicas. [1] Se reconocen 3 niveles de peligro sísmico:

- Sismo de Servicio (SE), es definido probabilísticamente con un 50% de probabilidad de excedencia en 50 años y un periodo de retorno de 75 años, representa los sismos frecuentes que experimenta una estructura en su vida útil. En magnitud, típicamente representa 0.5 veces un sismo de diseño. [12]
- Sismo de Diseño (DE), es definido probabilísticamente con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 475 años, y representa los sismos ocasionales que podría experimentar una estructura en su vida útil. [12]
- Sismo Máximo (ME), es definido determinísticamente como el nivel máximo de sismo que podría experimentar una estructura. También podría ser calculado con un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 1000 años. En magnitud puede ser representado con aproximadamente 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño. [12]

Adicionalmente se puede mencionar que para evaluar la peligrosidad sísmica pueden llevarse a cabo dos tipos de métodos de cálculo: los deterministas y los probabilistas. Los métodos deterministas parten de los sismos registrados y evalúan los efectos de esos sismos sobre la localidad que se estudie. Para ello hacen uso de diversos criterios de mayoración, en este caso se podría aplicar acelerogramas escalados en la ciudad de Ambato. Los métodos probabilistas no utilizan directamente los sismos registrados, sino que esos datos sirven para establecer ciertas leyes de probabilidad de ocurrencia dentro de las regiones que se hayan establecido dando lugar a modelos regionales de ocurrencia, para finalmente calcular las influencias de cada región sobre la localidad de estudio, conocido como una macro y microzonificación. [1]

#### **1.1.3.1.3 RIESGO SÍSMICO**

Como tercer punto se debe considerar al Riesgo Sísmico o Específico como una función que expresa la probabilidad de que un elemento o grupo de elementos en riesgo sufran grados de daño durante un periodo de tiempo dado, el mismo que depende de la vulnerabilidad del elemento en riesgo y de la peligrosidad sísmica del sitio donde este elemento se encuentre. [12]

#### **1.1.3.2 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA**

La importancia de los estudios de vulnerabilidad sísmica no reside únicamente para la determinación del riesgo sísmico, sino también en ser una herramienta clave para los planes de mitigación de desastres, es decir, con el objetivo de prever las consecuencias negativas tanto económicas y sociales que la ocurrencia de un sismo de una determinada magnitud puede generar en la zona, y de esta forma determinar las medidas necesarias para su mitigación y en conjunto aplicar un análisis de costo-beneficio, donde se comparen valores de reforzamiento de estructuras que las requieran contra el costo de reconstrucción luego de ocurrido un terremoto. [1]

En principio la evaluación de vulnerabilidad puede venir tanto del análisis de modelos numéricos como de la inspección de edificios existentes o de pruebas de laboratorio. Es por esta razón que se debe distinguir entre: la Vulnerabilidad Observada y la Vulnerabilidad Calculada.

- La vulnerabilidad observada significa que se deriva de la inspección visual de los daños que pudieran existir o simplemente de la condición actual en la que se encuentre una estructura. [1]
- La vulnerabilidad calculada en cambio significa que ha sido derivada de un análisis matemático mediante un modelo estructural o mediante ensayos de laboratorio, es decir, se aplican métodos analíticos que se basan en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones. [1]

Establecido estos criterios y como primer parámetro de esta investigación se considerará a la vulnerabilidad observada donde se aplicará ciertas normativas que, aunque no es posterior a un terremoto, la estructura ha sufrido varios sismos leves durante su vida útil y estos datos reflejarán la condición real del edificio.

### **1.1.3.3 MÉTODOS CUALITATIVOS**

#### **1.1.3.3.1 EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE ESTRUCTURAS FEMA P-154**

Uno de los métodos que se aplicarán durante el presente proyecto es el denominado análisis cualitativo que aplica la norma FEMA P-154 (La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de Norte América) cuyo procedimiento se denomina evaluación visual rápida o RVS (por sus siglas en inglés Rapid Visual Screening) y se ha desarrollado para identificar, registrar y detectar edificios que son potencialmente peligrosos sísmicamente.[13]

Una vez identificados tales edificios deben ser evaluados por un profesional con experiencia en el diseño sísmico para determinar si realmente son sísmicamente peligrosas. El procedimiento RVS utiliza una metodología basada en una matriz y/o formulario de recolección de datos, basada en la inspección visual del edificio desde el exterior, y si es posible, el interior.[13]

La matriz está formada por dos páginas de recolección de datos que incluye tipología estructural, materiales, su configuración como altura de piso, irregularidades en planta o en elevación, código de construcción de diseño, tipo de suelo, una fotografía del edificio, bocetos, y datos pertinentes relacionados con el rendimiento sísmico. A continuación, se muestran la Tabla 1 y 2, que son los formularios para la evaluación mediante la norma FEMA 154. [13]

**Tabla 1: Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154**

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos															Nivel 1 ALTA Sismicidad			
FOTOGRAFÍA					Dirección: _____ _____ Codigo Postal _____ Otra Identificación: _____ Nombre del Edificio: _____ Uso: _____ Latitud: _____ Longitud: _____ Ss: _____ S1: _____ Inspector(s): _____ Fecha/Hora: _____ No. Pisos: Grado superior: _____ Grado inferior: _____ Año de Construcción: _____ Superficie total del Suelo (sq. Ft.): _____ Codigo año: _____ Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Sí, Años Construcción: _____ Ocupación: Asamblea Comercial Ser. Emergencia <input type="checkbox"/> Historico <input type="checkbox"/> Albergue Industrial Oficina Escuela <input type="checkbox"/> Gobierno Utilidad Almacén Unid. Residenciales, _____ Tipo de Suelo: A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F <input type="checkbox"/> DNK Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK, asumir Tipo D. Dura Debil Denso Duro Blando pobre Riesgos Geológicos: Liquefacción: Si/No/No sé Deslizamientos: Si/No/No sé Rup. Superf.: Yes/No/No sé Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpes <input type="checkbox"/> Peligro de Caída del Edificio Adyacente Irregularidad: <input type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad) _____ <input type="checkbox"/> Plan (tipo) _____ Caída de Exterior <input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral <input type="checkbox"/> Revestimiento pesado o de chapa de madera p Peligros <input type="checkbox"/> Parapetos <input type="checkbox"/> Apéndices <input type="checkbox"/> Otros: _____ COMENTARIOS: _____ _____ _____													
BOSQUEJO					<input type="checkbox"/> Dibujos Adicionales o comentarios en pagina separada.													
NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ULTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, S11																		
FEMA TIPO DE EDIFICIO	No Sabemos	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMIN F)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Basico		3,6	3,2	2,9	2,1	2,0	2,6	2,0	1,7	1,5	2,0	1,2	1,6	1,4	1,7	1,7	1,0	1,5
Irregularidad Vertical Grave, VL 1		-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-1,0	-1,1	-1,0	-0,8	-0,9	-1,0	-0,7	-1,0	-0,9	-0,9	-0,7	-0,7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL1		-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	NA	NA
Plan de Irregularidad, PL1		-1,1	-1,0	-1,0	-0,8	-0,7	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	-0,6	-0,7	-0,7	-0,4	NA
Pre-Codigo		-1,1	-1,0	-0,9	-0,6	-0,6	-0,8	-0,6	-0,2	-0,4	-0,7	-0,1	-0,5	-0,3	-0,5	-0,5	0,00	-0,1
Posterior-año de Referencia		1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2,0	2,4	2,1	2,1	NA	1,2
Suelo Tipo A o B		0,1	0,3	0,5	0,4	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3
Suelo Tipo E(1-3 Pisos)		0,2	0,2	0,1	-0,2	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4
Suelo Tipo E(>3 Pisos)		0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,5	-0,7	-0,3	NA	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	NA
Puntaje Mínimo S <sub>MIN</sub>		1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, S11 ≥ S <sub>MIN</sub>																		
Alcance de Control Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los <input type="checkbox"/> Aereo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Visible Dibujo comentado: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Tipo de fuente de Suelo: _____ Tipo de fuente peligro Geologico: _____ Persona de Contacto _____					OTROS RIESGOS ¿Hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> Golpeado potencial(a menos SL2>línea de cortesí se conoce) <input type="checkbox"/> Riesgo de caída de mas edificios altos adyacentes <input type="checkbox"/> Riesgos Geologicos o Tipo de Suelo <input type="checkbox"/> daños significativos / deterioro al sistema estructural.					ACCION REQUERIDA Detallado estructural de evaluación requerida? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificio desconoce Fema u otro edificio. <input type="checkbox"/> Si, el resultado da menos que el de corte <input type="checkbox"/> Si, si presentan otros peligros. <input type="checkbox"/> No Evaluación detallada no estructural recomendada? <input type="checkbox"/> Si, los peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que pueden requerir la mitigación, sino una evaluación detallada no es necesaria <input type="checkbox"/> No, no hay peligros no estructurales identificados <input type="checkbox"/> DNK								
Cuando la información no puede ser verificada, se criba en cuenta lo siguiente: EST = estimado o datos fiables o DNK un = No lo sé																		
Leyenda MRF= Momento resistente marco RC= Concreto Reforzado URMINF= Mamposteria de relleno no reforzada. BR= Marco arriostrado SW= Muro de Corte TU= Levantarse MH= Casas Manufacturadas FD= Diafragma Flexible LM= Metal Ligero RD= Diafragma rigido																		

**Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.**



**Tabla 2: Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA 154**

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)			
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		Alta Sismicidad			
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.					
Nombre edificio:	Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} =$		(no se considera $S_{MIN}$ )		
Inspector:	Modificadores de irregularidad Nivel 1:	Vertical Irregularity, $V_{L1} =$	Irregularidad planta, $P_{L1} =$		
Fecha/Hora:	PUNTAJE BASE AJUSTADO: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$				
MODIFICADORES ESTRUCTURAL PARA AGREGAR A LA PUNTUACIÓN DE REFERENCIA AJUSTADA					
Tema	Declaración (Si la declaración es verdad, encierre el modificador en un círculo el "Si", sino tachar el modificador)	Si	Subtotales		
Irregularidad Vertical, $V_{L2}$	Pendiente en sitio	Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro.	-1,2		
	Vertical, $V_{L2}$	No Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro.	-0,3		
		Piso debil	Edificio W1 pared baja: Una pared baja sin refuerzo es visible en el espacio de rastreo		-0,6
	(maximo encierre en un circulo)	Y/o blando	W1 casa de garaje: Debajo de un piso que ocupa, hay una apertura de garaje sin un marco de acero y de momento hay menos de 20 cm de pared en la misma linea(para multiples pisos ocupados anteriormente ,utilizar 40 cm minimo de pared ).		-1,2
		W1 Un edificio abierto de frente: Hay aberturas en el suelo de los pisos(como para el estacionamiento) en por lo menos 50% de la longitud del edificio.	-1,2		
		No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que 50% del piso superior o la altura de cualquier piso es mas de dos veces la altura del piso superior.	-0,9		
		No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es entre el 50% y el 75% de los del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1,3 y 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,5		
	Caidas	Elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están por fuera de los del piso de abajo haciendo el desplazamiento en el diafragma a voladizo.	-1,0		
		Elementos verticales del sistema lateral en plantas superiores estan por dentro de los que estan en pisos inferiores.	-0,5		
		Hay un desplazamiento de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos en el plano.	-0,3		
Columna/Pilar Corta	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos 20% de columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tienen realciones altura/ancho de menos de 50% de la relacion altura/ancho nominal a ese nivel.	-0,5			
	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: El ancho de la columna (o ancho de pilar) es menos de la mitad del ancho de la enjuta o hay paredes adyacentes o suelos de relleno que acortan la columna.	-0,5			
Dividido	Hay un nivel de división en uno de los niveles de piso o en el techo	-0,5			
Otras	Hay otra irregularidad grave vertical observable que obviamente afecta el comportamiento sísmico del edificio	-1,0			
Irregularidad de planta, $P_{L2}$	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar al comportamiento sísmico del edificio.	-0,5			
Irregularidad Planta, $P_{L2}$	Sistema lateral no aparece relativamente bien distribuida en planta en cualquiera o ambas direcciones. (No incluya la irregularidad frente abierto W1A enumerados anteriormente).	-0,7	$V_{L2} =$ (Cap at -1,2)		
	Sistema no paralelo: Hay uno o más principales elementos verticales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0,4			
	Esquina reentrante. Ambas proyecciones, desde la esquina interior superen el 25% de la dimensión global del plan en esa dirección.	-0,4			
	Abertura de diafragma. Hay una apertura en el diafragma con una anchura de más de 50% del total al ancho de diafragma en ese nivel.	-0,2			
	Edificio C1,C2 desplazado fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano.	-0,4			
	Otra irregularidad. Hay otra irregularidad plana observable que obviamente afecta al comportamiento sísmico de los edificios.	-0,7			
Exceso	El edificio tiene al menos dos tramos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.	0,3	$P_{L2} =$ (Cap at -1,1)		
Golpeando	El edificio se separa de una estructura adyacente	Las plantas no se alinean verticalmente dentro de 60 cm		(Cap total -1,0	
	en menos del 1% de la altura de la mas corta del edificio y estructura adyacente y:	Un edificio es de 2 o más pisos más alto que el otro.		golpeteo -1,0	
Edificio S2	"K" geometría de arriostamiento es visible	El edificio se encuentra al final del bloque.		modificadores de -1.2 -0,5	
Edificio C1	Placa plana sirve como la viga en el marco de momento.			-1,0	
Edificio PC1/RM1	There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending (Do not combine with post - benchmark or retrofit modifier)			-0,4	
PC1/RM1 Bldg	El edificio tiene espacios estrechos, alturas llenas de las paredes interiores(en lugar de un espacio interior con algunas paredes interiores como en un almacen)			0,3	
URM	Gabletes de paredes estan presentes.			-0,4	
MH	Hay un sistema de soporte sísmico suplementario proporcionado entre el carro y el suelo.			1,2	
Reequipamiento	Reforzamiento sísmico integral es visible o conocido a partir de dibujos			1,4	
<b>PUNTAJE FINAL NIVEL 2, <math>SL2 = (S + VL2 + PL2 + M) \geq S_{MIN}</math>:</b>		(Trasladado al formulario de comentarios)			
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente al comportamiento sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No					
En caso afirmativo, describir la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indicar en el formulario de nivel 1 que la evaluación detallada se requiere anotar independiente de los edificios					
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES					
Ubicación	Declaración (Marque "Si" o "No")	Si	No		
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzada no arriostado o chimenea de mampostería no reforzada no arriostado				
	Hay revestimiento pesado o chapa pesada.				
	Hay una gran cubierta sobre las puertas de salida o pasarelas de peatones que parece apoyado de manera adecuada.				
	Hay un accesorio de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o zonas peatonales.				
	Hay un letrero en el edificio que indica los materiales peligrosos están presentes.				
Interior	Hay un edificio URM adyacente más alto con una pared no anclada o parapeto URM no arriostado o chimenea				
	Otros riesgos de caída exterior no estructural observado:				
Rendimiento sísmico estimado para no estructural (Marque la casilla apropiada y traslado al Nivel 1 del formulario conclusiones)					
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales potenciales con amenaza significativa para la seguridad de la vida del inquilino - Detallado no estructural evaluación recomendada					
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes - Detallado no estructural evaluación necesaria.					
<input type="checkbox"/> Baja o ninguna amenaza de peligro estructural de seguridad de la vida del ocupante- Detallado no estructural No se requiere evaluación					
Comentarios:					

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

Realizado la inspección y en base a la información obtenida se calcula una puntuación que ofrece una idea del comportamiento sísmico esperado del edificio. Existen los puntajes bases que se vincula al tipo de edificio, los puntajes calificadores que están relacionados a los atributos de comportamiento observados, los cuales se suman o se restan del puntaje base hasta obtener el puntaje final. [13]

Una inspección más detallada del edificio puede ser registrada usando la matriz opcional (Tabla 2) la cuál ajusta nuevamente el puntaje final. Todos estos puntajes relacionan la probabilidad del edificio al colapso frente a un sismo raro. El puntaje final oscila entre el rango de 0 a 7, con puntajes altos correspondientes a un mejor comportamiento sísmico esperado y bajo potencial de colapso. [13]

Los tipos de edificación FEMA considerados y puntajes base se describen a continuación:

- (W1) Estructura liviana de madera de viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
- (W1A) Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrado por planta.
- (W2) Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5.000 pies cuadrado.
- (S1) Edificio con estructura de acero resistente a momento.
- (S2) Edificio con estructura de acero arriostrado.
- (S3) Construcciones metálicas ligeras.
- (S4) Edificios con marcos de acero con muros de corte preparados in situ.
- (S5) Edificios con marco de acero y paredes de mampostería no reforzada.
- (C1) Edificios de hormigón resistentes a momentos.
- (C2) Edificio de hormigón con muros estructurales.
- (C3) Edificio con estructura de hormigón con pared de mampostería no reforzada.
- (PC1) Edificio de hormigón prefabricado.
- (PC2) Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado.
- (RM1) Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo.
- (RM2) Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo.
- (URM) Edificios de pared de apoyo de mampostería no reforzada.
- (MH) Las viviendas prefabricadas.

Una puntuación básica o base corresponde a cada tipo de edificación FEMA que refleja la probabilidad que un edificio se derrumbe si se somete a terremotos máximos considerados. Estos valores se proporcionan en el formulario de nivel 1 (tabla 3) y varían según la región de sismicidad como alta, moderada y baja. [13]

**Tabla 3:** Puntajes Básicos del Formulario de recogida de datos para alta sismicidad.

TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA (NO SE CONOCE)	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5

**Fuente:** FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

### 1.1.3.3.2 EVALUACIÓN-REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS NEC 2015

Adicionalmente la Guía Práctica 5 para evaluación y rehabilitación de estructuras descrita por La Norma Ecuatoriana de la Construcción plantea una matriz para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio (Tabla 4). Dicha matriz es basado en el FEMA 154 por lo tanto comparten ciertas características como la dirección, nombre de la edificación, sitio de referencia, tipo de uso, año de construcción, remodelaciones, datos de la persona que realiza la inspección, y al igual que el FEMA, se describe la tipología del sistema estructural que en este caso se ha dividido en 13 grupos los cuales se presentan en la mayoría del territorio ecuatoriano y se describen a continuación: [9]

- (W1) Madera.
- (URM) Mampostería sin refuerzo.
- (RM) Mampostería reforzada.
- (MX) Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón.
- (C1) Pórtico Hormigón Armado.
- (C2) Pórtico H. Armado con muros estructurales.
- (C3) Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo.
- (PC) H. Armado prefabricado.
- (S1) Pórtico Acero Laminado.
- (S2) Pórtico Acero Laminado con diagonales.
- (S3) Pórtico Acero Doblado en frío.
- (S4) Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado.
- (S5) Pórtico Acero con paredes mampostería.

**Tabla 4:** Formulario de evaluación NEC 2015

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION DE EDIFICACION	<b>DATOS DE EDIFICACION:</b>													
	Direccion:													
	Nombre de la edificacion:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:							Fecha de evaluacion:						
	Año de construccion:							Año de remodelación:						
	Area construida en m2:							Numero pisos:						
	<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>													
	Nombre del evaluador: Ing. Bolivar Chicaiza													
	C.I. 1801602879													
Registro senescyt: 7535														
Fotografía														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Portico Hormigon Armado			C1	Portico acero laminado				S1				
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con			C2	Portico acero laminado con diagonales				S2				
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin			C3	Portico acero doblado en frio				S3				
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	H. Armado prefabricado			PC	Portico acero laminado con muros				S4				
						Portico acero con paredes mamposteria				S5				
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACION														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluacion especial													
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
														Firma responsable Evaluacion
OBSERVACIONES.-														

**Fuente:** Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC

Para cada uno de los 13 grupos de tipología estructural, le corresponde un índice de peligro estructural (puntaje básico) que refleja la probabilidad de daño y pérdida de una edificación, y se puede observar a continuación (Tabla 5). [9]

**Tabla 5:** Puntaje básico de cada sistema estructural.

Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2

**Fuente:** Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC

La clasificación de los sistemas estructurales tanto del FEMA 154 como la NEC 2015, coinciden de alguna manera en la tipología del sistema estructural, la cuál es necesaria para detectar los factores modificadores que puntúan o alteran los valores bases, y junto a los valores de altura de la edificación, irregularidades en planta y elevación, código de construcción y por último el tipo de suelo, que en conjunto ofrecen un puntaje final. Todos estos valores se encuentran en cada matriz tanto para la norma FEMA 154 (Tabla 6) y la NEC (Tabla 7) respectivamente.

**Tabla 6:** Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154

NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ULTIMA Puntuación Nivel 1, SL1																		
FEMA TIPO DE EDIFICIO	No Sabemos	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMIN F)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Basico		3,6	3,2	2,9	2,1	2,0	2,6	2,0	1,7	1,5	2,0	1,2	1,6	1,4	1,7	1,7	1,0	1,5
Irregularidad Vertical Grave, VL 1		-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-1,0	-1,1	-1,0	-0,8	-0,9	-1,0	-0,7	-1,0	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL1		-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,4	NA
Plan de Irregularidad, PL1		-1,1	-1,0	-1,0	-0,8	-0,7	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	-0,6	-0,7	-0,7	-0,4	NA
Pre-Codigo		-1,1	-1,0	-0,9	-0,6	-0,6	-0,8	-0,6	-0,2	-0,4	-0,7	-0,1	-0,5	-0,3	-0,5	-0,5	0,00	-0,1
Posterior-año de Referencia		1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2,0	2,4	2,1	2,1	NA	1,2
Suelo Tipo A o B		0,1	0,3	0,5	0,4	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3
Suelo Tipo E(1-3 Pisos)		0,2	0,2	0,1	-0,2	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4
Suelo Tipo E(>3 Pisos)		0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,5	-0,7	-0,3	NA	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	NA
Puntaje Mínimo S <sub>MIN</sub>		1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1≥ S <sub>MIN</sub>																		

**Fuente:** FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

**Tabla 7:** Formulario de evaluación NEC 2015

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
<b>ALTURA DE EDIFICACIÓN</b>														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION</b>														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
<b>CODIGO DE LA CONSTRUCCION</b>														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
<b>TIPO DE SUELO</b>														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
<b>PUNTAJE FINAL, S</b>														

**Fuente:** Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC

Los puntajes básicos y modificadores se obtuvieron en base a la probabilidad de colapso que tiene una estructura, para esto se usó la metodología de HAZUS que es el programa de software de FEMA, que estima las potenciales pérdidas de construcción e infraestructura por terremotos, inundaciones, y vientos huracanados. Este sistema ofrece una base razonable para desarrollar planes de mitigación y políticas de antelación para emergencias, respuesta y recuperación. [13]

El Puntaje final ( $S$ ) se determina mediante la suma y/o resta de los valores de los modificadores antes explicados y marca el grado de vulnerabilidad de la estructura. Si  $S$  es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja; si  $S$  esta entre 2 y 2.5 se considera una edificación de vulnerabilidad media y si el puntaje final  $S$  es menor a 2, entonces será una estructura de alta vulnerabilidad y requerirá una evaluación especial realizado por un ingeniero experto en diseño estructural. [9]

De manera consecuente y partiendo del mismo principio de RVS, en el Ecuador la Norma NEC ofrece su formato y una vez se obtenga el puntaje final  $S$ , éste reflejará la condición y probabilidad de que la edificación colapse si se produce un evento sísmico. Esta estimación se basa en la habilidad del profesional a cargo para tomar los datos correctos; por lo tanto, es una calificación de vulnerabilidad frente a eventos sísmicos aproximada y dependerá mucho del criterio del calificador.

#### **1.1.3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS**

Para concluir, se argumenta que el método de análisis RVS presenta sus pro y contra, donde las principales ventajas son la velocidad y la capacidad de datos que se puedan obtener en base a una inspección. El procedimiento de estas matrices ha sido diseñado para minimizar lo que podría ser un trabajo extenso dentro de un análisis estructural, ya que otras herramientas requieren mayor esfuerzo, experiencia y costo. [13]

Contrario a esto existen ciertos problemas como lo es una inspección limitada, a menudo solo desde el exterior debido a que las estructuras tienen un acceso restringido hacia los interiores, adicionalmente no existe el beneficio de revisión de planos y cálculos, que implica que la precisión del método RVS sea menor que la de revisiones más detalladas, las cuales requieren mucho más tiempo y costos. Otro obstáculo que se presenta es que ciertos elementos estructurales estarán cubiertos por acabados arquitectónicos lo que dificultará apreciar de manera clara las fallas estructurales.[13]

#### **1.1.3.4 MÉTODOS CUANTITATIVOS**

La evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes por medio de métodos analíticos se basa en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones. Por ejemplo, edificios poco dúctiles pueden ser evaluados bajo cargas estáticas y en el rango elástico debido a que dichas estructuras no tienen la capacidad de experimentar grandes deformaciones plásticas sin antes fallar, como son el caso de edificios de hormigón construidos sin reforzamiento adecuado, los construidos en mampostería o en muros de fábrica. Por el contrario, cuando un pórtico de hormigón armado se somete a movimientos sísmicos fuertes, algunas de sus vigas y columnas pueden llegar a tener deformaciones muy importantes en el rango plástico y, por lo tanto, un análisis dinámico inelástico llega a ser un requisito indispensable para una evaluación confiable de su vulnerabilidad. [1]

##### **1.1.3.4.1 ESTRUCTURAS**

La Estructura de un edificio es el esqueleto que soporta todas las cargas. Las cargas que soporta una estructura son todos aquellos factores que inciden sobre el edificio produciendo deformaciones, la estructura de un edificio no solo soporta su peso propio sino también otras cargas y situaciones que alteran su carga total inicial. Además, una estructura puede soportar modificaciones en la distribución de cargas, en los revestimientos y quizás pueda modificar el uso o actividad. También actúan sobre la estructura aquellos fenómenos naturales como el viento, la caída de ceniza e incluso los movimientos sísmicos.

##### **1.1.3.4.2 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL**

El sistema constructivo más empleado en el mundo o por decirlo así el más popular ha sido las estructuras de Hormigón Armado, que se han difundido influenciando a casi toda la gama de edificaciones entre baja y media altura por su flexibilidad y eficacia en las construcciones. Existen también otros sistemas estructurales como pueden ser edificios con Muros Portantes, Estructuras metálicas, que, aunque no es tema de este estudio cabe mencionar que han sido sistemas de gran difusión y desarrollo en países industrializados y que está tomando fuerza en nuestro país. [14]

#### **1.1.3.4.2.1 GENERALIDADES ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

Los materiales que intervienen en la composición de este tipo de estructuras son principalmente el acero y el hormigón, y se los describe brevemente a continuación:

**Hormigón:** Es un material compuesto que habitualmente está formado por un aglomerante o cemento al que se le añade agua y agregados, dependiendo la necesidad puede incluir ciertos aditivos. El hormigón tiene resistencia a la compresión, mientras que su resistencia a la tracción es casi nula; un hormigón convencional posee una resistencia a la tracción diez veces menor que a la compresión.

**Acero:** Se encuentra presente en las varillas y/o mallas de las armaduras y cumple la misión de soportar esfuerzos de tracción y corte a los que está sometida la estructura.

El hormigón armado consiste en disponer varillas de acero en elementos de hormigón de tal forma que ambos trabajen conjuntamente, donde el acero trabaje en zonas donde el hormigón no sea capaz de resistir los esfuerzos a que está sometida la sección.

Los refuerzos de acero en el hormigón armado otorgan ductilidad al hormigón, ya que es un material que puede quebrarse por su fragilidad. En zonas de actividad sísmica regular, las normas de construcción obligan la utilización de cuantías mínimas de acero a fin de conseguir ductilidad en la estructura. [14][7]

Los principales componentes de una Estructura de Hormigón Armado son:

- **Columnas:** Las barras verticales de la estructura se denominan pilares o soportes.
- **Vigas:** Las barras horizontales de la estructura son las denominadas riostras.
- **Pórticos:** Son elementos estructurales formados por columnas y vigas en toda la altura del edificio.

#### **1.1.3.4.3 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN**

En los análisis no lineales tanto estático como dinámico, además de conocer la resistencia máxima a compresión de la sección de hormigón armado, es necesario conocer las diferentes propiedades mecánicas, como las deformaciones unitarias máximas, últimas y de esfuerzo de compresión ( $\varepsilon_{max}$  y  $\varepsilon_{ult}$ ). Estas deformaciones y



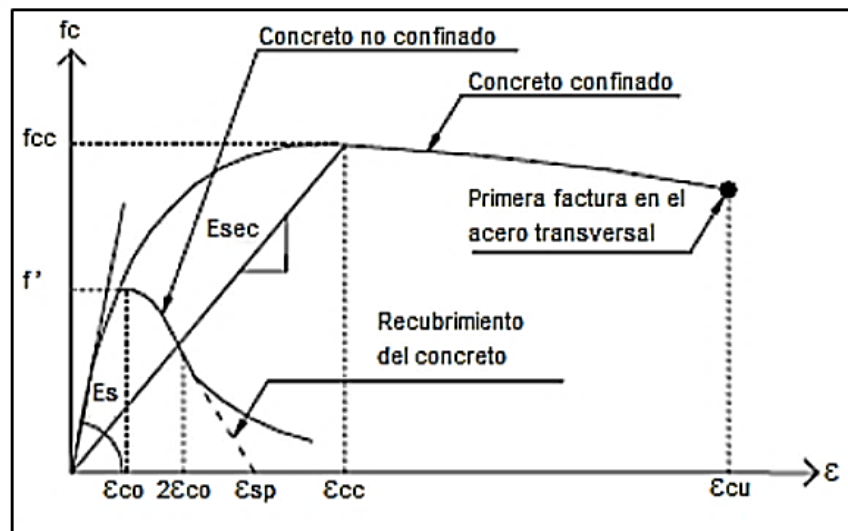
otras como el módulo de elasticidad se pueden calcular mediante su curva esfuerzo deformación. A continuación, se describe brevemente el modelo de Mander para hormigón confinado en vigas y columnas, así como el modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo.

#### 1.1.3.4.3.1 MODELO DE MANDER

Es un modelo que se emplea para el hormigón confinado (hormigón y acero) cuyos elementos estructurales son capaces de resistir grandes esfuerzos, que de manera individual no lo podrían conseguir. Un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y hace que sus deformaciones se incrementen, logrando que el hormigón sea un material más dúctil. [15]

El modelo está definido por una curva continua, donde no solo se considera el incremento de la capacidad de deformación del hormigón sino también de como el confinamiento aumenta la resistencia última a compresión. A continuación, en la figura 1 se muestra la comparación de las curvas esfuerzo deformación para hormigón confinado y no confinado, según el modelo de Mander propuesto en 1988. [15]

**Figura 1:** Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónicas para hormigón confinado y sin confinar

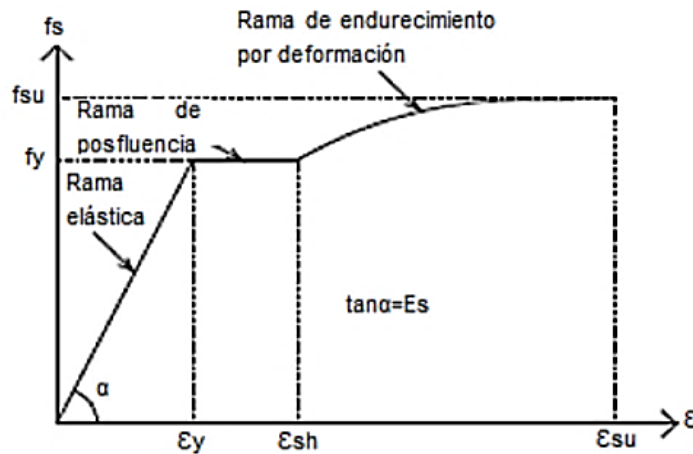


Fuente: Mander et al. 1988

### 1.1.3.4.3.2 MODELO DE PARK Y PAULAY

Es un modelo empleado para el acero de refuerzo, el cual indica que la zona de endurecimiento por deformación está definida en el intervalo  $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ , donde  $\epsilon_{su}$  es la deformación unitaria ultima y  $\epsilon_{sh}$  es la deformación unitaria donde se inicia el endurecimiento del acero. [15]

**Figura 2:** Curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión



**Fuente:** Park y Paulay 1975

### 1.1.3.4.3.3 MOMENTO CURVATURA

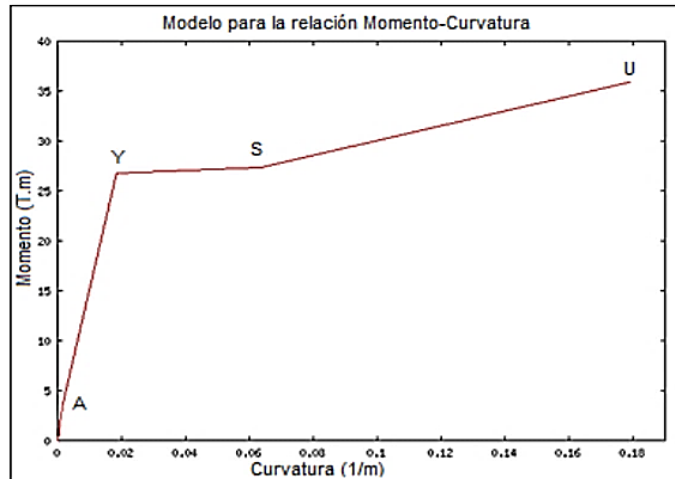
Para los análisis no lineales es primordial conocer las relaciones momento curvatura ( $M - \phi$ ), de las secciones de sus elementos estructurales, ya que da a conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura  $\mu_\phi$ , la máxima capacidad a flexión del elemento  $M_u$  y comparar estas cantidades con las demandas que se tiene. Además, las relaciones  $M - \phi$  permite encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histérico que se utiliza para definir la no linealidad del material. [15]

De manera general un elemento debe presentar gran capacidad de ductilidad por curvatura, porque esto permite que la edificación pueda disipar gran cantidad energía y así redistribuir los momentos, permitiendo a los elementos trabajar de forma correcta. Caso contrario, si la capacidad de ductilidad por curvatura es pobre, la edificación presentará una falla frágil cuando ingrese al rango inelástico. Es por esta razón la importancia de un correcto modelo del diagrama  $M - \phi$ , ya que se debe garantizar fallas dúctiles en los elementos de la edificación.[15]

### 1.1.3.4.3.3.1 ESQUEMA GENERAL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

El modelo momento curvatura desarrollado por Park (1982) para hormigón, presenta cuatro puntos notables definidos a continuación:

**Figura 3:** Momento curvatura modelo de Park et al, 1982



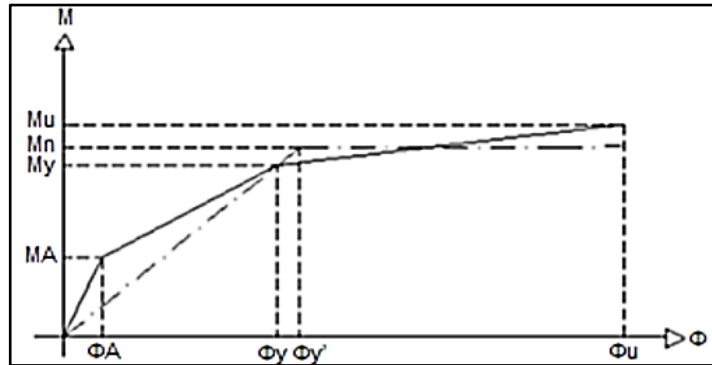
**Fuente:** Aguiar et al. 2003

- Punto A: El hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción. En la Figura 3 se observa que la capacidad a flexión del punto A es muy baja, y este punto es el comienzo del rango elástico del hormigón. [15]
- Punto Y: El acero a tracción alcanza la fluencia y está definido por el esfuerzo  $F_y$  y una deformación  $\varepsilon_y$ . En muchos casos se considera el rango elástico a la recta que une el origen con el punto Y. [15]
- Punto S: El acero a tracción se encuentra al final de la plataforma de fluencia, es decir al inicio del endurecimiento. [15]
- Punto U: El hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión  $\varepsilon_u$ . [15]

### 1.1.3.4.3.3.2 RÓTULA PLÁSTICA

Se conceptualiza a la rótula plástica como un punto donde la sección no es capaz de absorber el mayor momento a flexión producido por las cargas externas (cargas producidas por el movimiento sísmico) y solo empieza a rotar. La rótula plástica se obtiene a partir del diagrama  $M - \phi$ , y esta defina por sus cuatro puntos notables. En la figura 4 se representa el inicio de la rótula plástica con coordenadas  $(\phi_y, M_n)$ . [15]

**Figura 4:** Determinación del modelo bilineal en función de la rótula plástica



**Fuente:** Aguiar et al. 2003

#### 1.1.3.4 MODELOS HISTÉRICOS DEL HORMIGÓN ARMADO

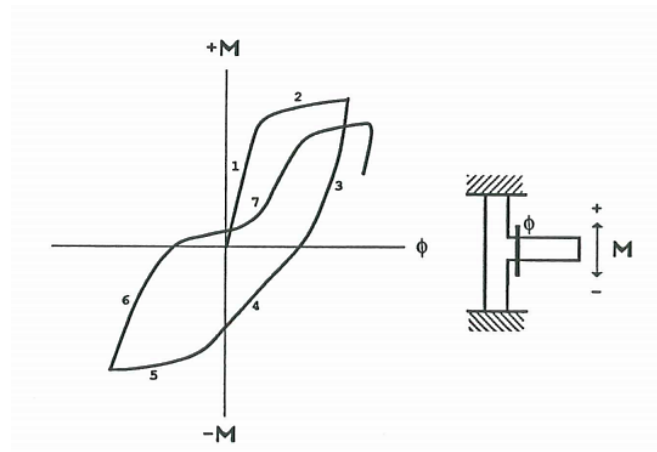
Cuando una estructura de hormigón armado se somete a un movimiento sísmico fuerte, algunas de sus vigas y columnas experimentan deformaciones inelásticas importantes. El modelo mecánico utilizado para analizar dicha estructura debe ser capaz de reproducir las deformaciones cíclicas inelásticas experimentadas por sus elementos debido a las cargas dinámicas aplicadas. La selección de este modelo depende básicamente de dos principios fundamentales: la precisión que se espera de los resultados y el costo computacional del análisis. [1]

El comportamiento de elementos de hormigón armado frente a cargas cíclicas está definido por diferentes variables que hacen muy difícil la tarea de su modelación. Este comportamiento depende, entre otros, de los siguientes parámetros:[1]

- El punto de plastificación inicial y la cantidad de armadura longitudinal sometida a tensión y a compresión.
- La cantidad de armadura de confinamiento, especialmente en la región donde se forma la rótula plástica.
- La cantidad y tipo de armadura a cortante.
- La magnitud del esfuerzo cortante.
- La máxima deformación inelástica experimentada por el elemento en cualquier dirección de carga.
- El tipo de anclaje de las barras de armadura longitudinal en el interior del nudo y de las características de la superficie de contacto acero-hormigón.
- La forma de la sección transversal

Cuando un nudo viga-columna es sometido a un momento flector aplicado dinámicamente, el elemento experimenta un comportamiento elasto-plástico, descrito en la Figura 5, donde se muestra la relación entre el momento  $M$  y la curvatura  $\phi$  del elemento durante cada una de las siguientes fases: [1]

**Figura 5:** Comportamiento histórico del hormigón armado



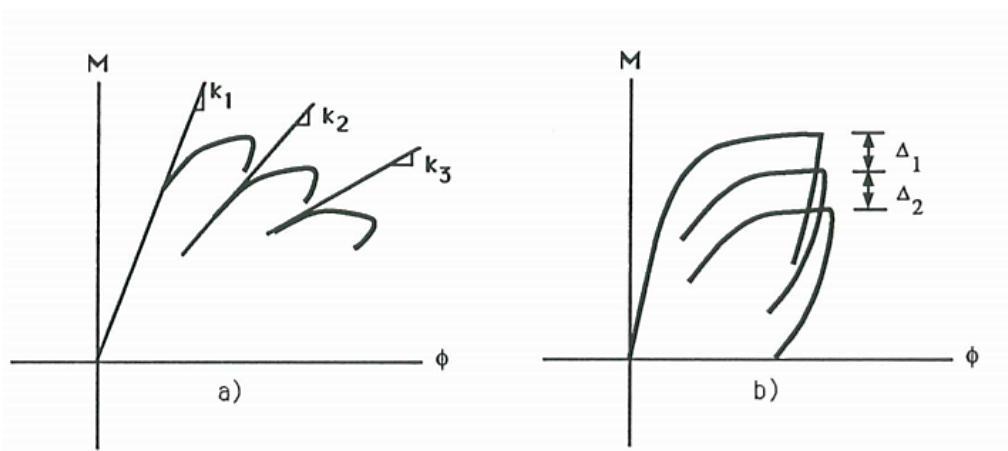
**Fuente:** Vulnerabilidad sísmica de edificios monografía CIMME IS-6 1994

1. Proceso de carga, el comportamiento es elástico hasta el punto de plastificación.
2. Comportamiento inelástico.
3. Proceso de descarga, luego del cual queda una deformación permanente como consecuencia del daño producido durante la fase anterior.
4. Proceso de carga en el otro sentido, el comportamiento es elástico hasta el punto de plastificación.
5. Comportamiento inelástico.
6. Proceso de descarga.
7. Proceso de carga en una dirección en la cual se ha excedido previamente el punto de plastificación. Este consiste en dos ramas: la primera representa la fase durante la cual se cierran las grietas y en la segunda se observa un incremento considerable de la rigidez, al entrar de nuevo el material en el rango elástico. Esta desviación de la rama de carga elástica se observa en la práctica, únicamente en los elementos sometidos a grandes esfuerzos cortantes. [1]

Existen modelaciones que incluyen dificultades adicionales, como por ejemplo si la sección transversal del elemento no es simétrica, ya sea por su geometría o por sus

diferencias en la cantidad de armadura longitudinal a tensión o compresión, el ciclo histérico deja de ser aproximadamente simétrico. El ciclo histérico se sigue repitiendo básicamente con las mismas características descritas anteriormente y el elemento se va deteriorando progresivamente hasta cuando pierde toda su capacidad de disipación de energía y falla. Esta pérdida de energía se evidencia por la disminución del área que encierra el ciclo histérico y se observa en la práctica a través de los siguientes fenómenos, que se describen en la figura 6 para mayor claridad. [1]

**Figura 6:** Definiciones de: a) Degradación de la rigidez, b) Degradación de la capacidad de carga



**Fuente:** Vulnerabilidad sísmica de edificios monografía CIMME IS-6 1994

- a) Degradación de la rigidez: se observa por la disminución progresiva va cada ciclo de la pendiente de la rama elástica en los dos sentidos de carga. [1]
- b) Degradación de la capacidad de carga: si un elemento de hormigón armado se deforma por encima de cierto nivel crítico, su capacidad de carga se deteriora. El elemento no es capaz de soportar más la misma carga, bajo un mismo nivel de deformación y dicha capacidad de carga sigue disminuyendo progresivamente durante los siguientes ciclos. [1]

#### 1.1.3.4.4.1 COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

Para análisis basados en desplazamientos, se debe garantizar que las rótulas plásticas se formen primero en vigas antes que en las columnas, ya que una falla en las columnas causaría el colapso de la edificación. En edificaciones sin aisladores sísmicos se espera que se disipe la energía ingresada por el movimiento sísmico mediante sus elementos

estructurales. La formación de rótulas plásticas en vigas da como resultado que la edificación sea dúctil o capaz de soportar desplazamientos considerables, evitando el colapso pese haber sobrepasado su resistencia. [16]

Para evitar este tipo de fallas el reglamento ACI 318RS-14 en su capítulo de diseño sísmico impone un criterio de diseño, al cual se lo conoce como "columna fuerte – viga débil" (CF-VD), garantizando la correcta respuesta de la edificación ante un movimiento sísmico. Para cumplir con el criterio CF-VD se dice que la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir con la siguiente expresión: [16]

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

Donde:

$M_{nc}$  : Momento en las columnas

$M_{nb}$  : Momento en las vigas.

Para comprobar el cumplimiento o no de este criterio se realiza los análisis no lineales, y se observa la formación de las rótulas plásticas en la edificación. [16]

#### **1.1.3.4.5 ESPECTRO DETERMINISTA Y PROBABILISTA**

Como se ha mencionado anteriormente, la ciudad de Ambato se encuentra en la zona centro de Tungurahua, que es una zona con sismicidad moderada y alta, y que efectivamente se caracteriza por la ocurrencia de eventos de alta magnitud. Las intensidades históricas máximas ocurridas en su territorio varían entre VI y VIII en la escala macro sísmica europea (EMS-98), a pesar de que existen escasos datos de aceleración registrada. [17]

Debido a una alta vulnerabilidad de los edificios en Ambato, se esperar un grado de daño considerable, y por tanto, un riesgo sísmico significativo. Para generar los escenarios de daño físico sufrido por los edificios residenciales de la ciudad, es necesario definir escenarios sísmicos esperables y determinar, para cada tipología estructural, las correspondientes matrices de probabilidad de daño, es decir, las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño. [17]

De manera general se toman en cuenta dos tipos de escenarios respectivamente, el determinista y el probabilista. El escenario determinista es representativo de la mayor intensidad sísmica que es razonable esperar que ocurra en la ciudad, mientras que el probabilista corresponde al terremoto con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, lo que equivale a un sismo con un período de retorno de 475 años. Ambos escenarios se pueden definir tanto en términos de intensidad, como en términos de valores espectrales y espectros de respuesta. Junto con estos escenarios básicos de demanda, se considera también la microzonificación sísmica que tiene en cuenta los diferentes tipos de suelo de la ciudad. [17]

Se deberá obtener los datos de probabilidad de daño específicas para el edificio de la Universidad Técnica de Ambato, tanto para el caso donde el edificio se caracterice mediante un índice de vulnerabilidad, como para el caso en que el edificio se caracterice mediante su espectro de capacidad. [17]

En el primer caso, la acción sísmica se define en términos de intensidad EMS-98, mientras que en el segundo se define por el espectro de demanda. En este último caso, el cruce de los espectros de capacidad y demanda permite estimar el punto de desempeño (performance point), que proporciona el desplazamiento espectral de demanda. Este desplazamiento espectral, junto con las curvas de fragilidad, permite estimar las matrices de probabilidad de daño. [17]

#### **1.1.3.4.6 ESCENARIOS DETERMINISTAS**

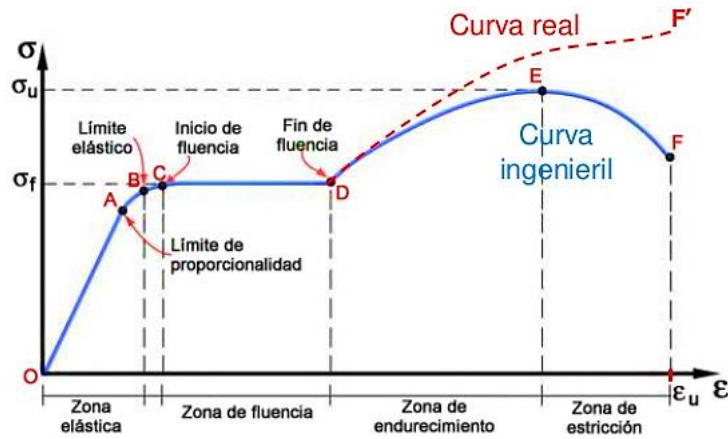
##### **1.1.3.4.6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ANÁLISIS SÍSMICO**

El análisis sísmico de una estructura consiste en determinar sus respectivas sollicitaciones como las aceleraciones, fuerza que impondrá el sismo de diseño y analizar el comportamiento que la estructura tendrá frente a dicha sollicitación.

Existen entonces el análisis lineal (elástico), en el cuál su matriz de rigidez será constante, y un análisis no lineal (inelástico), que contrasta al anterior porque su matriz de rigidez varía en función de la fuerza aplicada; los diferentes análisis corresponden al gráfico de esfuerzo vs deformación según la Ley de Hooke, donde se refleja el comportamiento del material del hormigón armado.



**Figura 7:** Esquema de Esfuerzo VS deformación



**Fuente:** Resistencia de Materiales de Miguel Cervera Ruiz

Como se puede observar, existen varias zonas y cada una corresponde a un límite dentro del comportamiento del material, esto es importante porque aquí se refleja un nivel de desempeño se será aplicado dentro del análisis de la estructura y se detallará más adelante.

**Tabla 8:** Análisis Estático VS Análisis Dinámico (LINEALES)

Análisis Estático	Análisis Dinámico
Considera que el comportamiento dinámico puede ser representado por el primer modo de vibración	Considera el efecto de modos de vibraciones superiores, es decir requiere varios modos de vibración
Considera que el 100% de la masa se excita en el primer modo de vibración.	Considera realmente cuanto de masa de excita en cada modo de vibración con sus factores de participación
Se requiere el cálculo del cortante basal estático y no todo el espectro.	Se requiere un análisis modal, es decir de cómo se mueve la masa, modos de vibración, factores de participación de masa
Se necesita conocer el periodo fundamental.	Se requiere el espectro de aceleraciones.
No es muy apegado a la realidad.	Análisis más real.

**Fuente:** Optativa III, clase dictada por el Ing. Cristian Medina de la Universidad

Técnica de Ambato en el año 2020

#### **1.1.3.4.6.2 ANÁLISIS NO LINEAL**

En un análisis No Lineal (Inelástico) existe tanto una parte estática como una dinámica, la primera se lo realiza con el llamado Pushover y para el segundo caso se aplica el análisis Tiempo-Historia, es decir, un análisis de respuesta en el tiempo. De manera general el objetivo de aplicar un análisis no lineal es el de obtener el comportamiento de la estructura y su grado de vulnerabilidad, al igual que su curva de capacidad y consecuentemente su nivel de desempeño. [18]

Los procedimientos estáticos no lineales se utilizan para estimar la respuesta de estructuras a movimientos sísmicos del suelo. Las diferencias entre los diversos enfoques se relacionan con el nivel de detalle del modelo estructural y la caracterización sísmico del suelo. En modelos estructurales detallados a menudo se puede simplificar en modelos equivalentes de varios grados de libertad (MDOF/multi degree of freedom); o, en algunos casos, modelos de oscilador de un solo grado de libertad (SDOF/single degree of freedom). [19]

El proceso genérico de análisis inelástico consiste en desarrollar un modelo del edificio o estructura, que luego es sometido a una representación del movimiento sísmico del suelo. Los resultados del análisis son predicciones de los parámetros de demanda dentro del modelo estructural que son posteriormente utilizados para determinar el rendimiento basado en criterios de aceptación. Estos parámetros de demanda normalmente comprenden los desplazamientos globales desde un punto de referencia, pisos, derivas de piso, distorsiones y componentes de fuerzas. [18]

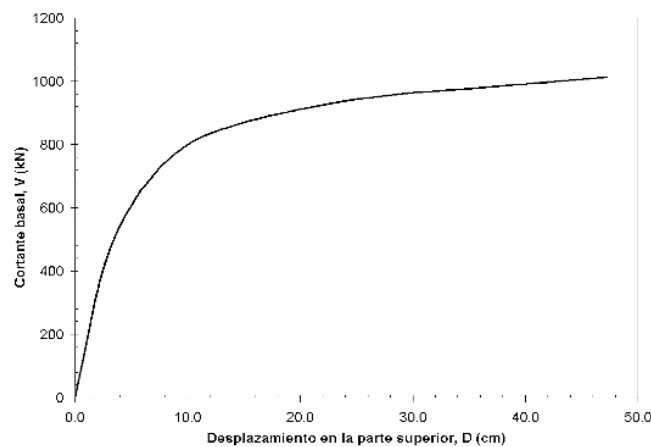
#### **1.1.3.4.6.3 CAPACIDAD ESTRUCTURAL**

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar dichas capacidades se puede utilizar algún tipo de análisis no lineal como, por ejemplo, el análisis pushover. Este procedimiento consiste en usar una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal,  $V$ ) y los desplazamientos ( $D$ ) en el nivel superior de la estructura (Figura 8). [20]

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite preestablecido. [12]

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis en la cual el modo fundamental de vibración corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar los modos más altos de vibración, por tanto, una alternativa concreta y que se aplicará en el desarrollo de este estudio es utilizar el software ETABS, sustentando un análisis Pushover más realista ya que el programa toma en cuenta modos de vibración de acuerdo con los requerimientos del usuario. [14][20]

**Figura 8:** Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior).



**Fuente:** Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda. Bonnet, Ricardo León Díaz

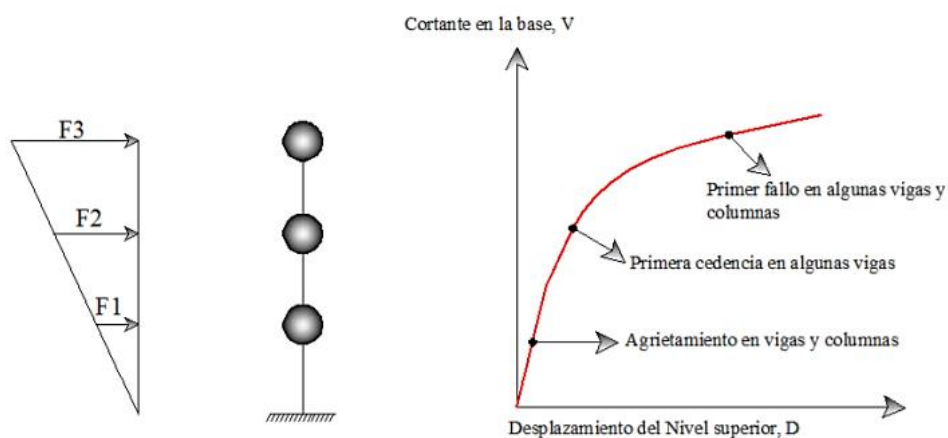
#### 1.1.3.4.6.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER

De manera concreta, el análisis pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales o desplazamientos de respuesta esperadas en la estructura. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas

laterales  $F_i$  que se incrementan de manera monotonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima (Figura 9). [20]

Utilizando este procedimiento es posible estimar el daño de la estructura frente a una acción sísmica e identificar secuencias de fallo en los componentes, al igual que los estados límites de servicio y el máximo desplazamiento espectral y cortantes que éste va a experimentar y que corresponden a la curva de capacidad. [20]

**Figura 9:** Esquema del Método Pushover



**Fuente:** Análisis del método “Modal Pushover” y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato.

Debido al deficiente desempeño de estructuras modernas durante eventos sísmicos recientes se ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes defectos. Por lo tanto el fin de este análisis es el de tratar de predecir y modelar el comportamiento sísmico de una estructura donde la principal respuesta buscada sería determinar que la intensidad de cierto evento sísmico no exceda una intensidad objetivo, la misma que estaría relacionada con el nivel de desempeño estructural (fluencia, pandeo o falla) y así ofrecer una solución de mejoramiento o reforzamiento.[21]

Finalmente se puede agregar que para el presente proyecto se empleará el análisis “Pushover”, y una vez se obtengan los datos que reflejen los elementos que estén fallando, se podrá aplicar una posible solución de reforzamiento estructural, el cual estará dirigido a incrementar la capacidad de carga y serviciabilidad de una estructura.

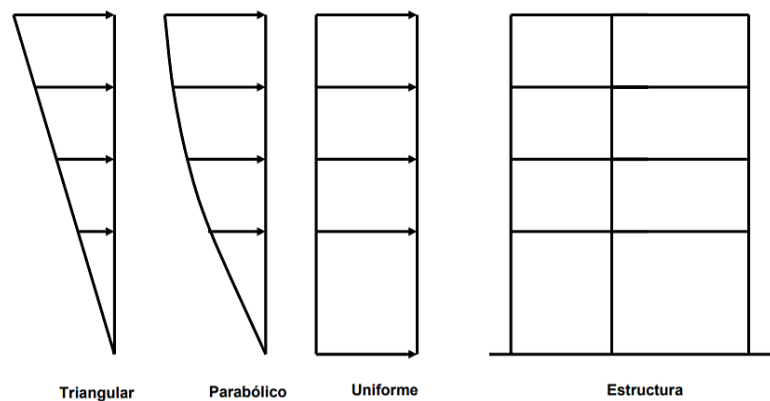
Este reforzamiento dinámico se lo realiza cuando existen nuevas solicitaciones como errores en el diseño o defectuosa mano de obra durante el proceso constructivo, el cual es uno de los objetivos de este trabajo de investigación. [22]

#### 1.1.3.4.6.5 CURVA DE CAPACIDAD

Una curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico, y usualmente se lo obtiene aplicando un análisis estático no lineal o Pushover.[23]

Durante el análisis pushover, el cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación más aproximada de los esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución lateral de las fuerzas sísmicas, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme (Figura 10). [23]

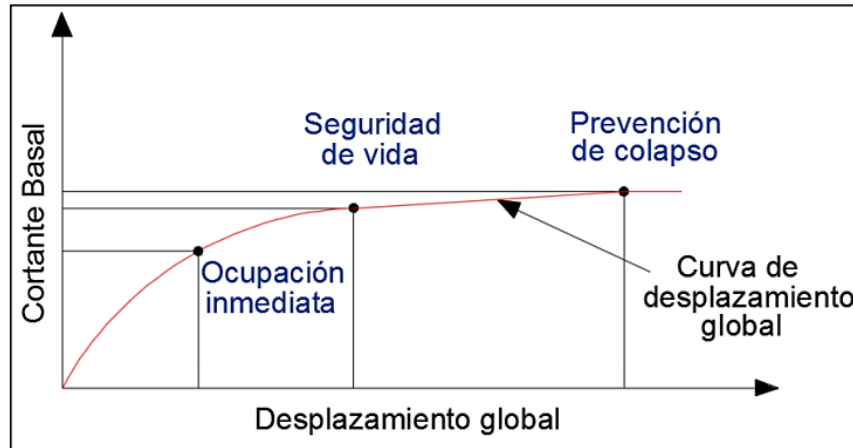
**Figura 10:** Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis Pushover



**Fuente:** Metodología para la evaluación del riesgo sísmico

De manera específica, la curva de capacidad (Figura 11) representa la respuesta no lineal de la estructura, donde se deberá analizar el rendimiento estructural, el mismo que dependerá de factores como la configuración geométrica, resistencia y deformación máxima de sus elementos estructurales. La curva refleja los umbrales de desplazamiento lateral vinculados a tres estados límites que plantea el FEMA, que son: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. [22]

**Figura 11:** Curva de capacidad de cortante Basal Vs desplazamiento global según FEMA, donde se puede visualizar los diferentes límites de desempeño: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso



**Fuente:** FEMA 440

#### 1.1.3.4.6.6 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

La representación bilineal de la curva de capacidad se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así, por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal. [20][24]

El procedimiento propuesto en el FEMA 356 (2000) planteado inicialmente en el FEMA 273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y corresponde al Criterio de las Áreas Iguales. Esta idealización se basa específicamente en que la energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva real o de pushover sea

igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico, y puede describirse mediante los siguientes pasos: [20][24]

1. Definición del desplazamiento último  $D_u$  y el correspondiente valor de cortante en la base  $V_u$  al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 12.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad  $A_{curva}$ , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de cedencia  $V_y^i$ . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real  $A_{curva}$  y la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$ . El superíndice indica el paso “i” del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial  $K_e^i$  de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen  $O$  y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a  $0.60V_y^i$  (Figura 12), Descritos en los siguientes pasos:
  - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento  $D_{0.6}^i$  correspondiente a un cortante basal igual a  $0.60 V_y^i$ .
  - La pendiente  $K_e^i$  corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

5. Cálculo del desplazamiento de cedencia  $D_y^i$  el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

6. La curva bilineal se define mediante las rectas OA, y AB, del cual el punto A de la Figura 12, corresponde a un cortante basal  $V_y^i$  y un desplazamiento  $D_y^i$ .
7. Cálculo del factor reductor ( $\alpha$ ) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1}$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB,  $A_{bilineal}$

9. Se determina el error  $\varepsilon$  en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \times 100$$

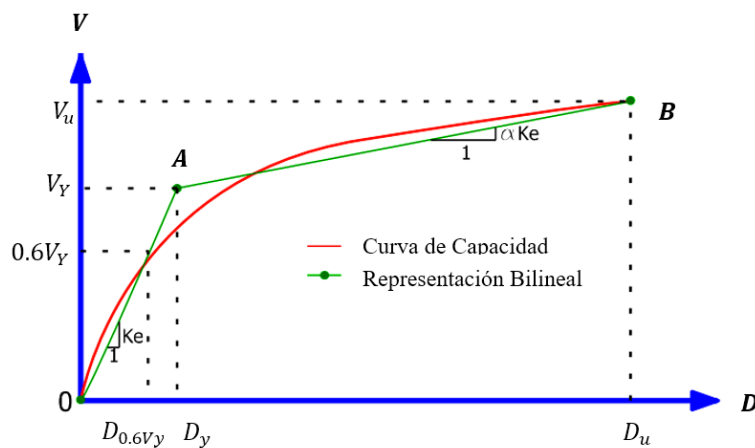
Si el error  $\varepsilon$  excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia:

$$V_y^{i+1} = V_y^i \times \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor  $V_y^{i+1}$ .

**Figura 12:** Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273.



**Fuente:** ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

#### 1.1.3.4.6.7 DEMANDA SÍSMICA

La demanda, en términos de ingeniería se define como la sollicitación impuesta a la estructura, cuyo objetivo es simular los posibles movimientos sísmicos para un correcto análisis y/o diseño de los elementos estructurales. La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual indica la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias o periodo. [9][18] [24]

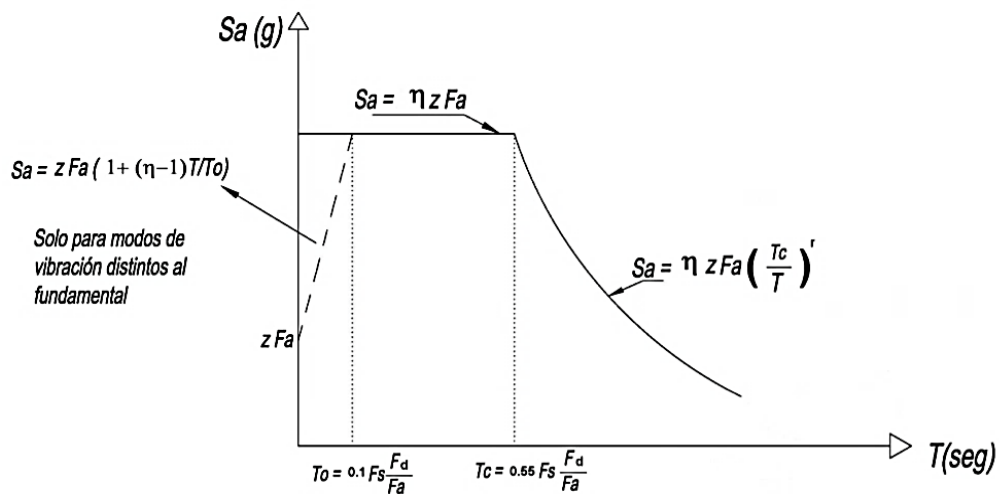


Actualmente se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño sísmico son los desplazamientos y las deformaciones, por lo que se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato de Aceleración-Desplazamiento de Respuesta Espectral (ADRS) ( $Sa$  vs  $Sd$ ) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (Figura 13). [18] [22] [24]

#### 1.1.3.4.6.8 ESPECTRO DE RESPUESTA NEC 2015

En el Ecuador la norma vigente que guía el diseño sismorresistente es la Norma ecuatoriana de la Construcción NEC -2015, el cual provee de un espectro de respuesta en base a un mapa de zonificación sísmica. El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $Sa$  (Figura 13), se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño y que contiene el factor de zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $Fa, Fd, Fs$ . [7] [9]

**Figura 13:** Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



**Fuente:** NEC SE DS (Peligro Sísmico)

Donde:

- $\eta$  = Razón entre la aceleración espectral  $Sa$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- $Fa$  = Coeficientes de amplificación de suelo en la zona de período corto.
- $Fd$  = Coeficientes de amplificación de suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

- $F_s$  = Coeficientes de amplificación de suelo, considerando el comportamiento no lineal del suelo y la degradación del período del sitio.
- $S_a$  = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependiente de período o modo de vibración de la estructura.
- $T$  = Período fundamental de vibración de la estructura.
- $T_o$  = Período de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.
- $T_c$  = Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.
- $Z$  = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño como fracción de la gravedad.

#### **1.1.3.4.6.9 MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD ATC 40**

Una vez determinada la curva de capacidad y la representación bilineal de la misma, es necesario transformar esta curva a una que relacione el desplazamiento espectral  $S_d$ , con la aceleración espectral  $S_a$ , ambos parámetros se obtienen usando las características dinámicas del modo fundamental que representa a la estructura como sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL); a esta representación se le conoce como Espectro de Capacidad (Formato ADRS “Acceleration Displacement Response Spectral”) y permite una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico (Figura 14). [24][20]

#### **1.1.3.4.6.10 CONVERSIÓN DE CURVA DE DEMANDA A FORMATO ADRS**

Como primer parámetro se selecciona un espectro con amortiguamiento inicial (generalmente del 5%) sin ningún tipo de reducción, este puede ser un espectro probabilista o determinista del lugar donde se encuentre la estructura por analizar. Este espectro se encuentra generalmente en base a la relación Aceleración – Periodo, para esto se transforma cada uno de los puntos de la curva de demanda estándar mediante la siguiente ecuación: [6][18]

$$S_{ai} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \times S_{ai} \times g$$

Donde:

$S_{ai}$  = Desplazamiento espectral en el punto i.

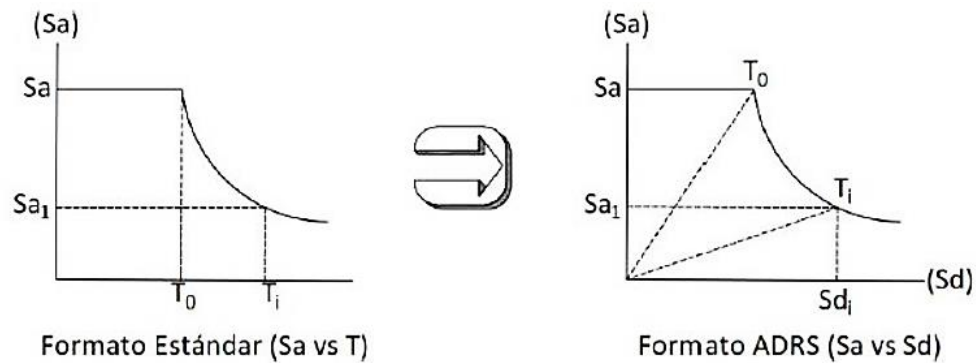
$T_i$  = Periodo en el punto i.

$S_{ai}$  = Aceleración espectral en el punto i.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

En la Figura 14 se muestra gráficamente el resultado de esta conversión del espectro estándar a uno en formato ADRS.

**Figura 14:** Transformación del Espectro Estándar al formato ADRS.



**Fuente:** ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

#### 1.1.3.4.6.11 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Para el método de la linealización equivalente es necesario que ambos espectros se encuentren en el mismo formato, tanto el de demanda como el de capacidad, por tal cual, los puntos de la curva capacidad deben ser transformados en el formato AD (Figura 15), para cumplir la relación se procede con las siguientes ecuaciones: [6][19]

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$
$$S_{ai} = \frac{\Delta_{roof}}{PF \times \phi_{roof}}$$

Donde:

$V_i$  = Cortante Basal den el punto i.

$W$  = Carga reactiva de la estructura.

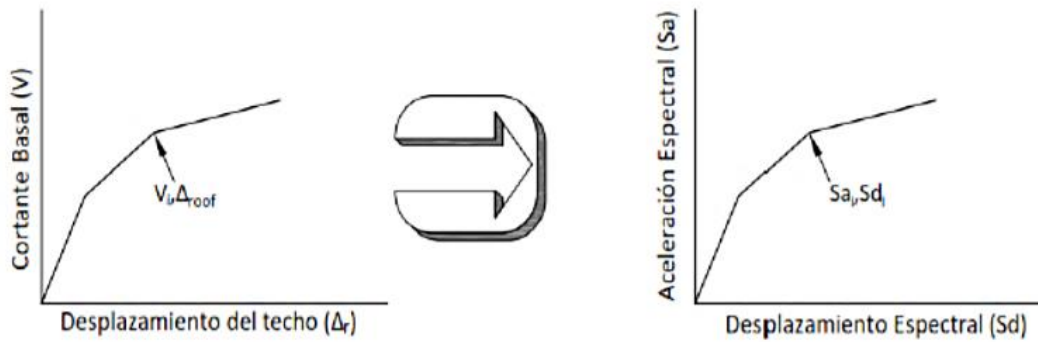
$\alpha_1$  = Coeficiente de participación modal de la masa.

$\Delta_{roof}$  = Desplazamiento de la estructura.

$PF$  = Factor de participación modal para el modo fundamental.

$\phi_{roof}$  = Amplitud a novel del techo en el primer modo.

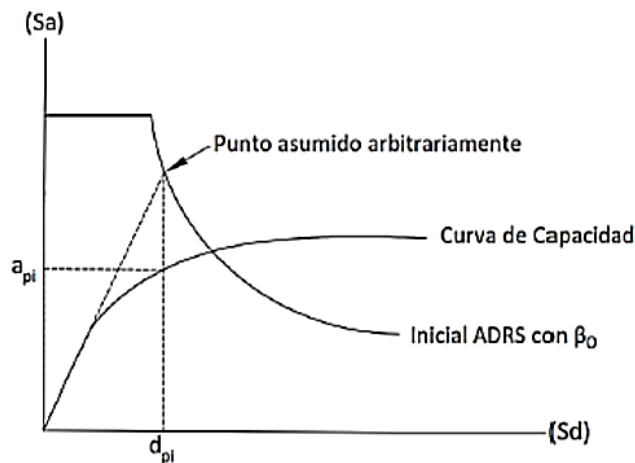
**Figura 15:** Transformación de la Curva de Capacidad.



**Fuente:** ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

Una vez realizado la transformación en el mismo formato de las curvas se procede al encuentro del punto de desempeño inicial ( $d_{pi}$ ,  $a_{pi}$ ) como se muestra en la figura 16.

**Figura 16:** Punto de Desempeño.



**Fuente:** ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

#### 1.1.3.4.6.12 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

De manera general la filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, es decir al evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. [7]

El sismo de diseño se determina a partir del análisis de peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Los efectos

dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado la norma NEC 2015. Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio. [7]

#### 1.1.3.4.6.12.1 REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es: [7]

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, durante la vida útil de la estructura.
- 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.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que: [7]

- 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.

**Tabla 9:** Síntesis de la filosofía de diseño

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos estructurales no	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

**Fuente:** NEC SE DS Peligro Sísmico

#### 1.1.3.4.6.12.2 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

Existen conceptos importantes que se deben considerar en el desempeño estructural como la demanda sísmica previamente explicado, los niveles de desempeño y los objetivos de desempeño sísmico. [25]

La normativa NEC SE DS 2015, especifica cuatro niveles de demanda definidos según su probabilidad de ocurrencia y período de retorno. Ellos son definidos como:

movimientos sísmicos de diseño frecuente, ocasional, raro y muy raro. Sin embargo, estos sismos están orientados a la realidad geo sísmica norteamericana, por lo que requieren necesariamente de una calibración de sus límites adecuándose a la realidad sísmica tectónica ecuatoriana NEC SE DS. Cada nivel de demanda queda representado por espectros elásticos (aceleración elástica espectral  $S_a$ ). Los sismos se clasifican según los niveles de peligro y período medio de retorno (Tabla 10). [7][25]

**Tabla 10:** Niveles de Amenaza Sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

**Fuente:** NEC SE DS Peligro Sísmico

Para los objetivos y niveles de desempeño se deberá cumplir: [7]

- a) Estructuras de ocupación especial: Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para el No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004). [7]
- b) Estructuras esenciales: Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211) y adicional el No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004). [7]

#### **1.1.3.4.6.13 DESEMPEÑO**

El desempeño describe una condición límite de daño que puede ser considerada satisfactoria para un edificio y para un movimiento de suelo dado. La condición límite está descrita por los daños físicos en el edificio (elementos estructural y no estructural),

la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio y el funcionamiento de este posterior al terremoto. [6][18]

El estado particular de daño se identifica como niveles de desempeño sísmico y se han seleccionado ciertos niveles de rendimiento asociados a la condición de la estructura después de un sismo. Estos incluyen la capacidad de reanudar funciones con normalidad dentro del edificio, si conviene o no ocupar el edificio después de un terremoto y el riesgo para la seguridad de vida. [6] [18] [26]

#### **1.1.3.4.6.13.1 NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL**

- NP-A. Operacional: Se espera que después de ocurrido el sismo los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúen en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- NP-B Ocupación inmediata: los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- NP-C. Seguridad: Después de ocurrido el sismo pueden ocurrir daños considerables en los componentes y sistemas no estructurales, pero no debe incluir el colapso o caída de objetos demasiado pesados como para causar lesiones graves, tanto dentro como fuera del edificio. Los peligros secundarios tampoco deberán estar presentes, además, es posible que equipos y maquinaria no funcionen sin su respectiva intervención o reparación.
- NP-D. Amenaza reducida: En este estado de daños tras ocurrir el sismo podría incurrir en grandes daños a los componentes no estructurales, pero no incluyendo la caída de objetos grandes o pesados que podrían causar lesiones en un grupo de personas, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros.
- NP-E. No considerado: Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona una designación para el caso común donde los elementos no estructurales no han sido evaluados o inspeccionados a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural.

#### **1.1.3.4.6.13.2 NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.**

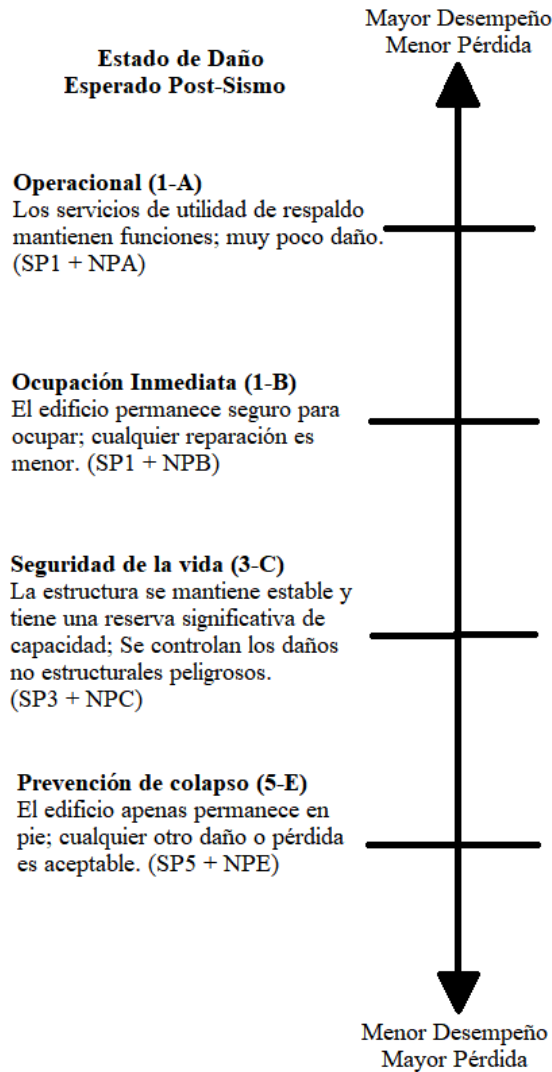
- SP-1. Inmediata ocupación: el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.
- SP-2. Daño Controlado: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad, la vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.
- SP-3. Seguridad: pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Existe amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso puede haber afectados. Presenta costos elevados en reparaciones.
- SP-4. Seguridad Limitada: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro a la vida de los ocupantes.
- SP-5. Estabilidad Estructural: corresponde a un estado de daño en el cual el sistema está por presentar un colapso total o parcial, la estructura presenta daños sustanciales con significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando el sistema resistente a cargas verticales mantenga la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes. Se necesita reparaciones estructurales significativas.
- SP-6. No Considerado: no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los elementos no estructurales.

#### **1.1.3.4.6.13.3 NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.**

La combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural dan como resultado los niveles de desempeño de un edificio, que describen las condiciones límite del daño que se esperan durante un movimiento sísmico. En la Figura 17 se muestran las posibles combinaciones. Existen cuatro niveles fundamentales o más referenciados de una edificación los cuales son: operacional (1-A), ocupación inmediata (1-B), seguridad de vida (3-C) y estabilidad estructural (5-E). [18]



**Figura 17:** Niveles de Desempeño del Edificio



**Fuente:** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40

#### 1.1.3.4.6.13.4 PUNTO DE DESEMPEÑO

Parte importante de los métodos de análisis estructural es la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico o lo que es lo mismo el Punto de Desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño. Estos procedimientos deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía. Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. [20]

#### 1.1.3.4.6.14 TIPOS DE PERFILES DE SUELO NEC 2015

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realizará a partir de la superficie natural del terreno. Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 11. [7]

##### 1.1.3.4.6.14.1 PARÁMETROS EMPLEADOS PARA PERFILES DE SUELO

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 metros superiores del mismo son: [7]

- La velocidad media de la onda de cortante,  $V_{s30}$  (m/s),
- El número medio de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT “Standard Penetration Test”) para el 60% de la energía teórica,  $N_{60}$ , a lo largo de todo el perfil, realizando ensayos en muestras tomadas a intervalos de 1.5 m hasta llegar al estrato estable (con  $N_{60} \geq 100$  y confirmado al menos 4 metros de potencia).
- Cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, se determinará:
  - el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar,  $N_{ch}$  para los estratos de suelos no cohesivos
  - La resistencia media a corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada,  $S_u$  (kPa) para los cohesivos.
- El Índice de Plasticidad (IP)
- El contenido de agua,  $w$  (%).

**Tabla 11:** Clasificación de los perfiles de suelo

<b>Perfil Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
<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 dos 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, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ 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:** Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS

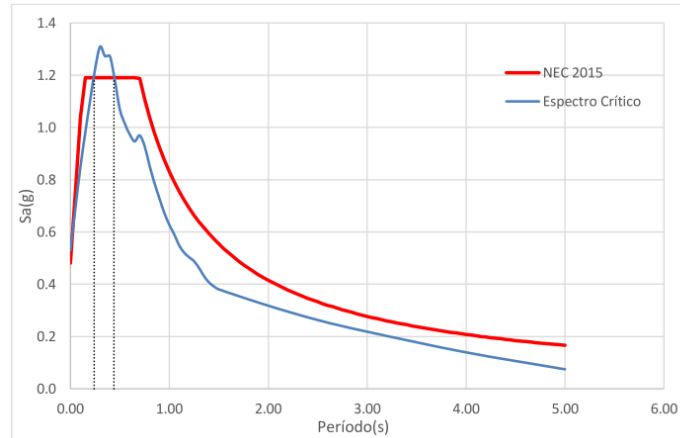
#### 1.1.3.4.7 ESCENARIOS PROBABILISTAS

Los recientes avances en la ingeniería sísmica indican que los métodos probabilistas deben ser utilizados para proporcionar bases para la mejora del diseño sismo resistente de estructuras y para establecer las condiciones de las metodologías de evaluación del daño. Las comparaciones realizadas entre los daños observados y los calculados, muestran que, a pesar de los recientes avances en el análisis dinámico no lineal y en el modelado de estructuras, hay fuertes limitaciones en utilizar métodos puramente deterministas para evaluar el daño en las estructuras después de ocurrido un sismo. Las incertidumbres tanto en los parámetros sísmicos como estructurales pueden producir discrepancias significativas entre el comportamiento observado y el calculado. Por lo tanto, los métodos probabilistas son esenciales para proporcionar una perspectiva del comportamiento estructural ante la ocurrencia de un determinado sismo. [27]

La Universidad Técnica de Ambato a través de la facultad de ingeniería Civil y Mecánica ha realizado estudios de microzonificación sísmica en la ciudad de Ambato, dando resultados de aceleraciones producidas por el espectro determinista en el rango

0.24s y 0.4s superiores a los que ofrece la Norma Ecuatoriana de la Construcción, esto influye directamente en el incremento de fuerzas cortantes y derivas de aquellas estructuras con periodos de vibración fundamental que coinciden en el intervalo crítico. En la Figura 18 y Tabla 12 se muestra el espectro crítico obtenido a través de un estudio de microzonificación para el sector de la Parroquia Celiano Monge. [28]

**Figura 18:** Espectro Crítico y NEC-2015.



**Fuente:** Karina Freire, Estudio de peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato

**Tabla 12:** Datos del Espectro Determinista.

T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)
0.00	0.5304	0.70	0.9694
0.05	0.6885	0.75	0.9293
0.10	0.8452	0.80	0.8542
0.15	0.9793	0.85	0.7872
0.20	1.1047	0.90	0.7283
0.25	1.2248	0.95	0.6723
0.30	1.3089	1.00	0.6275
0.35	1.2728	1.05	0.5904
0.40	1.2721	1.10	0.5484
0.45	1.1794	1.15	0.5209
0.50	1.0687	1.20	0.5034
0.55	1.0148	1.25	0.4882
0.60	0.9737	1.30	0.4623
0.65	0.9468		

**Fuente:** Karina Freire, Estudio de peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato

### **1.1.3.4.7.1 ANÁLISIS DE FRAGILIDAD**

#### **1.1.3.4.7.1.1 CURVAS DE FRAGILIDAD**

El campo de la fiabilidad estructural (seguridad de funcionamiento) proporciona un marco ideal para evaluar su seguridad, funcionamiento, durabilidad, y la importancia que tienen las incertidumbres de la amenaza, las cargas estructurales, la resistencia y la rigidez de la estructura. En este contexto el diseño, para determinados niveles de desempeño, requiere la conexión entre los estados límite estructurales y su probabilidad de ocurrencia, de la cual una de las formas más utilizadas para representar el funcionamiento de una estructura son las curvas de fragilidad. Éstas representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo. En otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas. [20]

La construcción de estas curvas requiere de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Generalmente para estos últimos, el comportamiento de la estructura es altamente no lineal e implica un grado de complejidad elevado, por lo tanto, se recomienda utilizar un tipo de análisis que permita modelar este comportamiento. Una buena opción consiste en definir un grupo de acelerogramas que representen las principales características de los movimientos en la zona, tanto desde el punto de vista de aceleraciones pico o efectivas como de duración y contenido frecuencial y, evaluar la respuesta de la estructura cuando se somete a estas aceleraciones, mediante un análisis dinámico no lineal. [27]

Existen diferentes maneras de obtener curvas de fragilidad, entre ellas están métodos basados en observación de campo, métodos experimentales, métodos basados en opinión de expertos y métodos analíticos; todos se ajustan a una función logarítmica normal (beta). HAZUS es una de las metodologías más populares en cuanto se refiere a estudios de vulnerabilidad sísmica y planteamiento de curvas de fragilidad, basados en la siguiente fórmula: [27]

$$P[ds/Sd] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{Sd}{Sdm, ds}\right)\right]$$

Donde:

$Sd$  = es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica.

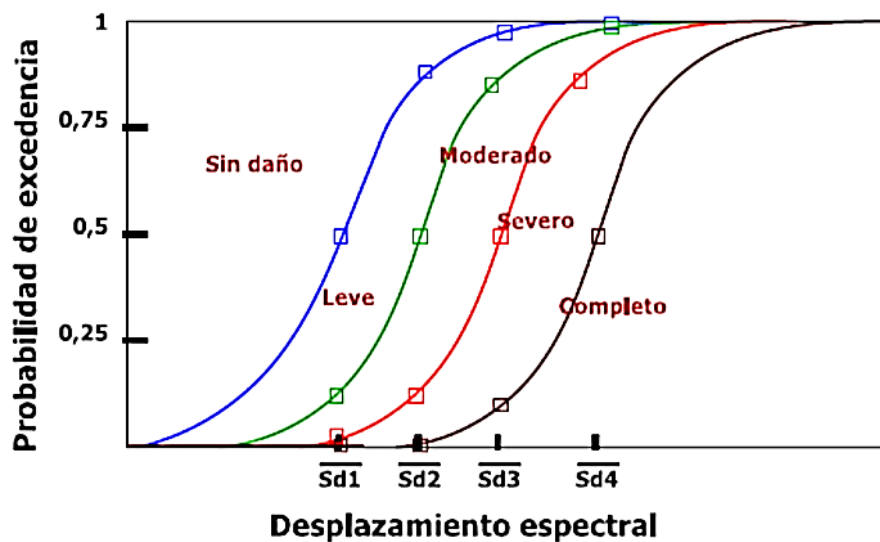
$Sdm, ds$  = es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza el umbral de estado de daño  $ds$ .

$\beta_{ds}$  = es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daños  $ds$ .

$\Phi$  = es la función de distribución acumulativa normal estándar.

Las curvas de fragilidad quedan definidas por dos parámetros, el valor medio  $Sdm, ds$  y la desviación estándar  $\beta_{ds}$ , el primero define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el daño es de 50%, y el segundo da una idea de la dispersión. La Figura 19 muestra un ejemplo de curva de fragilidad, que consta de 4 curvas para distintos estados de daño (Leve, Moderado, Severo, Completo), y su desempeño. [24]

**Figura 19:** Ejemplo de Curvas de Fragilidad.

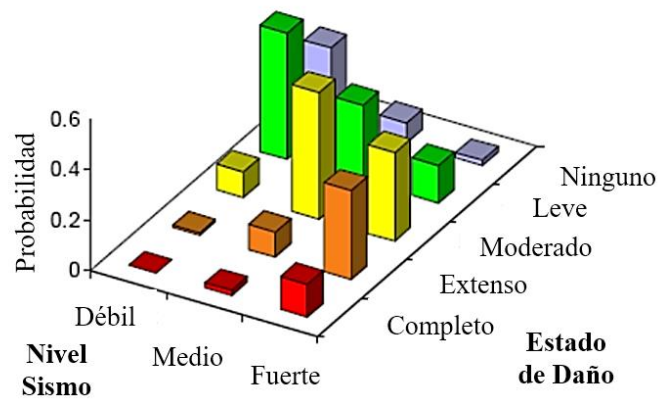


**Fuente:** Martínez, J, "Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, región de los ríos"

### 1.1.3.4.7.1.2 MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

A partir de las curvas de fragilidad es posible determinar las matrices de probabilidad de daño en base a las diferencias entre las curvas adyacentes, es decir que para cada umbral de daño se tiene un porcentaje de probabilidad de ocurrencia, en la Figura 20 se muestra un ejemplo de esta matriz donde se puede apreciar a la izquierda el tipo de evento sísmico (débil, medio, fuerte) y a la derecha los umbrales de daño usados para el análisis de fragilidad, indicando así la probabilidad de que ocurra determinado daño según la demanda utilizada. [24]

**Figura 20:** Matriz Probabilidad de Daño.



**Fuente:** HAZUZ MH 2.1 Earthquake Loss Estimation Methodology

### 1.1.3.5 VIBRACIONES

Actividades como saltar, bailar, caminar, correr y actividades rítmicas, comúnmente causan problemas de vibraciones en estructuras. Este inconveniente se ha intensificado debido a la aparición de aceros modernos de alta resistencia que permiten el diseño de estructuras más delgadas y ligeras, como las losas compuestas o Steel deck. Sin embargo, con el aumento de la esbeltez, la sensibilidad de las estructuras a las vibraciones aumenta. Es decir que los problemas son debidos a frecuencias naturales de la estructura, las cuales se encuentran en el rango de las frecuencias producidas por las personas en movimiento y representa un caso típico de resonancia. [29]

El estudio del efecto que tienen las personas sobre la estructura se basa en considerar a las personas no sólo como una fuerza externa sino como un sistema dinámico que

altera las propiedades de la estructura. Para disminuir las vibraciones en estructuras se puede modificar la respuesta al reforzar los elementos estructurales o al implementar un sistema de control mediante la adecuación del amortiguamiento del sistema o por el cambio en la frecuencia natural alejando la posibilidad de resonancia. [29]

La Guía de diseño N°11 de AISC, proporciona principios básicos y herramientas analíticas simples para determinar y evaluar en los sistemas de pisos con estructura de acero y pasarelas, su respectiva capacidad de servicio de vibración debido a actividades humanas. Adicionalmente brinda orientación sobre el desarrollo de medidas correctivas para pisos con problemas. [30]

Se han desarrollado una serie de procedimientos analíticos que evalúan la estructura del piso para la comodidad de los ocupantes para una actividad específica y la idoneidad para equipos sensibles. Generalmente, estas herramientas analíticas requieren el cálculo de la primera frecuencia natural del sistema de piso y la amplitud máxima de aceleración, velocidad o desplazamiento para una excitación de referencia. En algunos casos, también se requiere una estimación de la amortiguación en el piso. Luego se utiliza una escala de comodidad humana o un criterio de equipo sensible para determinar si el sistema de piso cumple con los requisitos de capacidad de servicio. Algunas de las herramientas analíticas incorporan límites de aceleración en una única fórmula de diseño cuyos parámetros son estimados por el diseñador. [30]

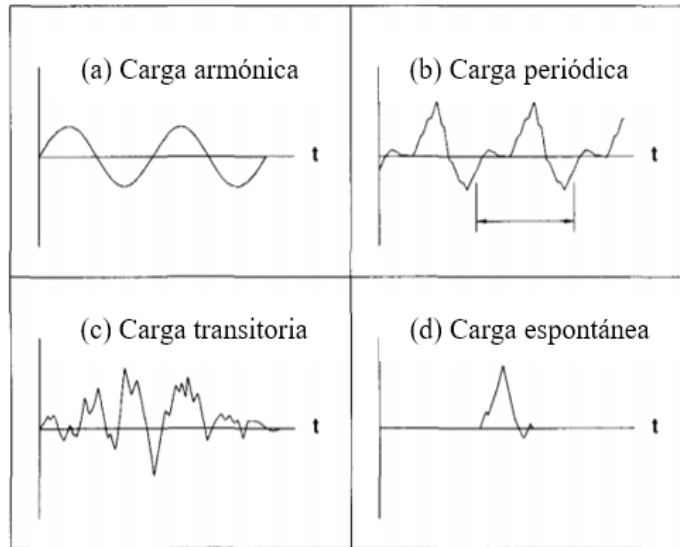
#### **1.1.3.5.1 TERMINOLOGÍA BÁSICA DE VIBRACIONES**

**Clasificación de las cargas dinámicas:** [31]

- Armónicas: son aquellas inducidas por equipo o maquinaria en funcionamiento.
- Periódicas: son las cargas inducidas por actividades rítmicas tales como baile, aeróbicos o impactos.
- Cargas de tránsito de personas: es la carga más elemental de este análisis y corresponde a la que ocasionan los peatones al caminar a través de un piso.
- Puntuales o de impulso: son cargas de impacto que pueden ser producidas por un salto, un golpe o la caída de un objeto en el piso.



**Figura 21:** Tipos de carga dinámica



**Fuente:** Steel Design Guide Series 11. Floor Vibrations Due to Human Activity

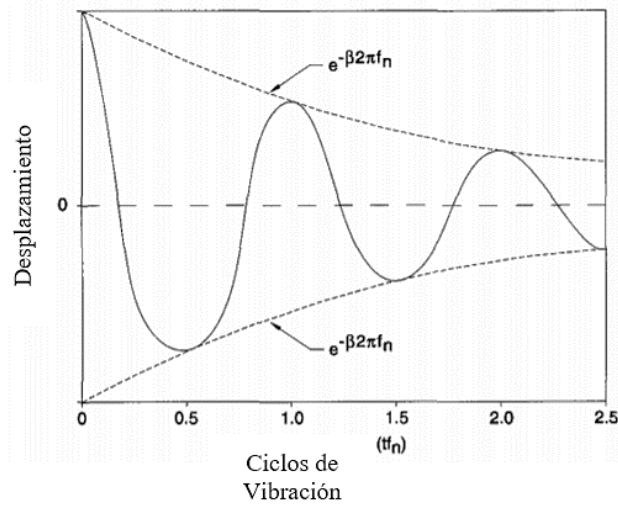
**Período y frecuencia:** El período de una oscilación es el tiempo transcurrido entre dos puntos equivalentes de la oscilación. Es el mínimo lapso que separa dos instantes en donde el sistema se encuentra exactamente en el mismo estado, sean estas mismas posiciones, mismas velocidades, mismas amplitudes. El periodo ( $T$ ) es inverso de la frecuencia ( $f$ ). [31]

**Frecuencia natural y vibración libre:** La frecuencia natural es aquella en la que un sistema mecánico seguirá vibrando aún después de haber retirado la carga que originó el movimiento y a este estado de vibración se lo conoce como vibración libre. [31]

**Amortiguamiento:** Es la capacidad de las estructuras de piso de recuperar su estado de reposo luego de que ha iniciado una vibración producida por alguna fuerza dinámica y es una capacidad del sistema de disipar energía del movimiento. [31]

**Resonancia:** cuando la frecuencia de la fuerza que se aplica a un piso es igual a la frecuencia natural del mismo, se produce el fenómeno de la resonancia. [31]

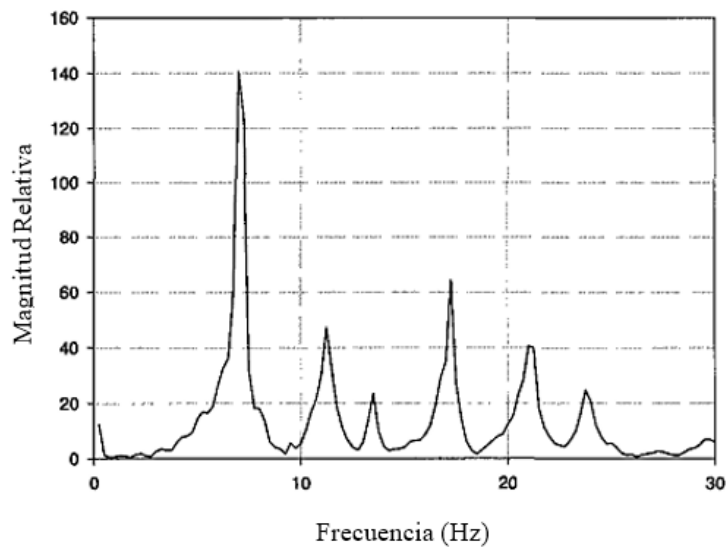
**Figura 22:** Disminución de vibración por amortiguamiento



**Fuente:** Steel Design Guide Series 11. Floor Vibrations Due to Human Activity

**Espectro.** Un espectro muestra la variación de la amplitud relativa con la frecuencia de los componentes de vibración que contribuyen a la carga o al movimiento. La figura 23 es un ejemplo de una transformación de Fourier del espectro de frecuencias. El procedimiento matemático para transformar un registro de tiempo en un espectro de frecuencia complejo (espectro de Fourier) sin pérdida de información se llama Transformación de Fourier. [30]

**Figura 23:** Espectro de frecuencia



**Fuente:** Steel Design Guide Series 11. Floor Vibrations Due to Human Activity

### 1.1.3.5.2 PRINCIPIOS DE VIBRACIÓN DEL PISO

La mayoría de los problemas de vibración del piso involucran fuerzas repetitivas causadas por maquinaria o actividades humanas. En general, estas fuerzas pueden ser representadas mediante una combinación de fuerzas sinusoidales cuyas frecuencias,  $f$ , son múltiplos o armónicos de la frecuencia base de las fuerzas repetitivas ( $P$ ), frecuencia de paso  $f_{step}$ , por actividades humanas. La fuerza repetitiva dependiente del tiempo se puede representar mediante la serie de Fourier. [30]

$$F(t) = P \left[ 1 + \sum \alpha_i \cos(2\pi i f_{step} t + \phi_i) \right]$$

Donde:

$P$  = peso de la persona ( $kgf$ )

$\alpha_i$  = coeficiente dinámico para fuerzas armónicas

$i$  = armónico múltiple (1,2, 3, ...)

$f_{step}$  = frecuencia de pasos ( $Hz$ )

$t$  = tiempo ( $s$ )

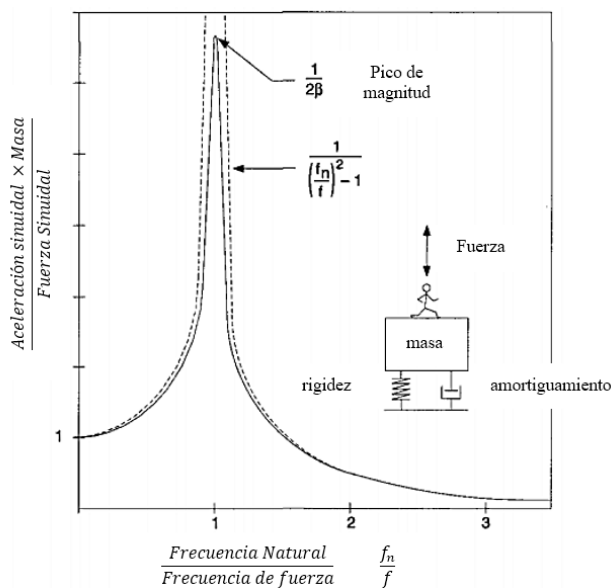
$\phi_i$  = Ángulo de la fase armónica ( $rad$ )

En teoría, si una frecuencia asociada con la fuerza sinusoidal coincide con la frecuencia natural de un modo de vibración ocurrirá una resonancia, fenómeno que amplificará un aumento significativo de la vibración. La Figura 24 muestra el efecto de resonancia, donde el piso de la estructura es modelado como una masa simple conectada al suelo con un resorte y un amortiguador; adicional una persona o maquinaria ejerce una fuerza vertical sinusoidal sobre la masa conforme ocurre el desplazamiento pudiendo causar el efecto de resonancia. El modelo puede estar representado por: [30][31]

$$Aceleración Sinoidal = \left( \frac{Fuerza}{Masa} \right) \times Factor\ de\ respuesta \quad Ec. 10$$

Donde el factor de respuesta depende fuertemente de la relación entre la frecuencia natural y la frecuencia de fuerza ( $f_n/f$ ) y, para la vibración en o cerca de la resonancia, en la relación de amortiguamiento ( $\beta$ ). Son estos parámetros los que controlan el diseño de capacidad de servicio de la vibración en la mayoría de las estructuras de piso de acero. [30]

**Figura 24:** Respuesta de fuerzas senoidales



**Fuente:** Steel Design Guide Series 11 Floor Vibrations Due to Human Activity

Debido al hecho que la frecuencia natural de los pisos de losa de concreto soportados por una estructura metálica puede ser similar, o inclusive, puede igualar la frecuencia armónica de las actividades humanas, la amplificación de la resonancia está asociada directamente con la mayoría de los problemas ocurridos en ese tipo de edificios. [31]

### 1.1.3.5.3 CRITERIOS DE CONFORTABILIDAD

El hecho de que tan cómodo o confortable se sientan las personas ante las vibraciones de piso son muy diversos, sin embargo están relacionados con la magnitud de movimiento, el ambiente que circunda a la persona que percibe el fenómeno y la persona misma. Por ejemplo, un movimiento constante puede ser más molesto que uno generado por un solo impacto. Como ejemplos se puede comparar un lugar de trabajo lleno de personas con una habitación de un apartamento relativamente vacía, así como la percepción de un anciano en un piso superior con la de un adulto joven en un piso inferior estando en un mismo edificio, para una misma cantidad de movimiento. [31]

La apreciación de la vibración depende de la actividad que las personas estén desarrollando, así, las personas en oficinas o apartamentos residenciales generalmente no estarían de acuerdo en percibir aceleraciones mayores a 0,5% de la gravedad, mientras que personas que estén tomando parte activa en acciones de mayor movimiento, podrían llegar a aceptar aceleraciones 10 veces mayores, o sea, 5% del

valor de la gravedad o más. Cuando se da el caso de que personas, están al lado de actividades que ocasionan vibraciones en los pisos, por ejemplo, al lado de lugares de levantamiento de pesas, baile o un gimnasio de aeróbicos, estarán en disposición de aceptar aceleraciones en un rango intermedio, alrededor de 1,5% del valor de g. [31]

#### 1.1.3.5.4 CRITERIOS RECOMENDADOS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

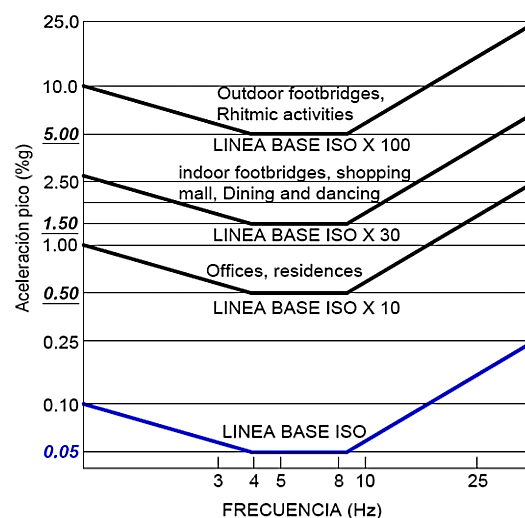
Los autores, Allen y Murray (1989) propusieron el método y criterio para determinar las propiedades requeridas del piso y los procedimientos de diseño con un amplio rango de aplicaciones. Las consideraciones generales del método para vibraciones originadas por personas caminando toman en cuenta los siguientes parámetros: [31]

##### 1.1.3.5.4.1 SOLICITACIONES POR PEATONES

###### 1.1.3.5.4.1.1 ACELERACIONES

Las aceleraciones límites recomendadas están dadas en la norma ISO 2631-2, 1998 y los valores de referencia son ajustados por cada espacio propuesto. La norma sugiere valores límites en función de la aceleración de la gravedad, como múltiplos de una línea base (Figura 25). Para propósitos de diseño, los límites se pueden suponer en un rango de 0,8 a 1,5 veces los valores indicados de referencia, sin embargo, esto depende de la duración y la frecuencia de vibración de los eventos. [31]

**Figura 25:** Aceleraciones máximas recomendadas para solicitaciones debidas a actividades humanas



**Fuente:** (Allen y Murray; ISO 2631-2; 1989)

Una componente de la fuerza armónica que está en función del tiempo y concuerda la frecuencia natural del piso en estudio es: [31]

$$F_i = P\alpha_i \cos(2\pi i f_{step} t)$$

Donde:

$P$  = peso de una persona tomado como 157 libras para diseño.

$\alpha$  = valores dinámicos según cuadro siguiente

$i$  = múltiple armónico para la frecuencia de paso

$f_{step}$  = valores dinámicos según cuadro siguiente

**Tabla 13:** Frecuencias Comunes de Fuerzas y Coeficientes Dinámicos

armónica	persona caminando		clase de aeróbico		grupo de baile	
	fn (Hz)	$\alpha_i$	fn (Hz)	$\alpha_i$	fn (Hz)	$\alpha_i$
1	1,6 a 2,2	0,5	2,2 a 2,75	0,5	1,5 a 3	0,5
2	3,2 a 4,4	0,2	4 a 5,5	0,2	-	-
3	4,8 a 6,6	0,1	6,8 a 8,25	0,1	-	-
4	6,4 a 8,8	0,05	-	-	-	-

**Fuente:** Análisis y evaluación comparativa de entresijos metálicos ante vibraciones generadas por cargas de servicio, Morales Granados

#### 1.1.3.5.4.1.2 FUNCIÓN DE RESONANCIA

Una función a la respuesta de la resonancia está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{a}{g} = \frac{R \alpha_i P}{\beta W} \cos(2\pi i f_{step} t)$$

Donde:

$a/g$  = razón entre la aceleración del piso y la aceleración de la gravedad

$R$  =factor de reducción

$\beta$  =razón de amortiguamiento

$W$  =peso efectivo del piso

El factor de reducción  $R$  toma en cuenta ciertas incertidumbres como que la oscilación continua no se logra alcanzar en un piso con una caminata y que la persona no siempre estará en el lugar donde ocurre el máximo desplazamiento. Este valor de  $R$  debe ser considerado como 0,7 para pasarelas y 0,5 para configuraciones de piso de dos sentidos

de vibración. Para efectos de evaluación, la aceleración pico debido a caminatas puede ser estimada de acuerdo con la siguiente ecuación: [31]

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g}$$

#### **1.1.3.5.4.2 FRECUENCIA NATURAL DE SISTEMAS DE PISOS SOPORTADOS POR VIGAS DE ACERO**

La variable más importante para el diseño por capacidad de servicio y la evaluación de sistemas de pisos es la frecuencia natural.

##### **1.1.3.5.4.2.1 RELACIONES FUNDAMENTALES**

Los sistemas de pisos soportados en vigas de acero son sistemas bidireccionales que tienen varios modos de vibración, con frecuencias similares en ambas direcciones, sin embargo, en la realidad, hay características particulares difíciles de modelar (acción compuesta, condiciones límites o de discontinuidad, particiones y divisiones no estructurales). [31]

Para este caso, el criterio utilizado parte de que el piso consiste en una losa de concreto soportada sobre vigas, y estas a su vez están soportadas por vigas principales entre columnas o paredes. La frecuencia natural, de un modo crítico es estimada haciendo el cálculo de ambos sentidos, como vigas independientes y luego combinar los efectos. Para una viga, la frecuencia natural puede estimarse de las siguientes fórmulas: [30][31]

$$f_n = \frac{\pi}{2} \left[ \frac{g E_s I_t}{w L^4} \right]^{1/2}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g)}}$$

Para un sistema de frecuencias, el modo combinado puede ser considerado mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2}$$

Las variables de las ecuaciones anteriores son:

$g$  = valor de la gravedad.

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero

$I_t$  = momento de inercia transformado

$L$  = longitud de claro.

$W$  = carga uniforme distribuida por unidad de longitud

$\Delta$  = deflexión en el centro del claro debida a la sobrecarga

$\Delta g, \Delta j$  = deflexiones debido al peso que soportan las vigas y paneles

$f_n$  = frecuencia natural

$f_j$  = frecuencia natural de las vigas

$f_g$  = frecuencia natural de panel

#### **1.1.3.5.4.3 ACCIÓN COMPUESTA**

En los cálculos de la frecuencia natural debe considerarse el módulo de sección transformado debido a si la losa esta adherida a las vigas de soporte principales, esta suposición se usa aunque en las vigas no se hayan adherido conectores de cortante, ya que se considera el efecto de las fuerzas de fricción entre las superficies del concreto y el acero. Para efectos de cálculo y para tomar en cuenta la rigidez del concreto sobre el metal bajo cargas dinámicas, a diferencia de las estáticas, se considera que la razón entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto como 1,35 veces. [31]

De manera similar, se debe determinar el momento de inercia transformado de la sección, para vigas se recomienda que el ancho efectivo de losa de concreto se tome como separación entre vigas, pero no más de 0,40 veces la longitud entre apoyos. Para elementos de borde el ancho efectivo de losas se toma como la mitad de la longitud entre vigas pero no más que 0,20 veces la longitud entre apoyos, más la proyección del borde libre de la losa, más allá de la línea de centro de la última viga. [31]



#### 1.1.3.5.4.4 CARGAS DISTRIBUIDAS

El peso soportado  $W$  debe ser estimado con cuidado, es decir, se debe pretender evaluar la verdadera carga muerta que queda después de haberse construido los entresijos o la edificación como tal. Para cargas vivas, se recomiendan los valores de  $0,5 \text{ KN/m}^2$  para pisos de oficinas con un mobiliario completo, si no, corresponde hacer un ajuste. Para pisos residenciales, se sugiere usar  $0,25 \text{ KN/m}^2$ . En caso de pasarelas, gimnasios y centros de compras se sugiere que la carga viva sea cero. [31]

#### 1.1.3.5.4.5 DISEÑO PARA SOLICITACIONES POR CARGA DE PERSONAS

Los sistemas tradicionales de diseño, que limitaban las deflexiones por carga viva a  $L/360$ , brindan frecuencias entre 5 y 8 Hz, sin embargo, en la actualidad, con el uso de materiales más livianos, es posible usar mayores separaciones entre apoyos para salvar mayores distancias en el caso de pisos y vigas de carga de entresijos. [30][31]

El método de diseño toma en cuenta la respuesta de las vigas a la acción de la caminata de las personas y puede ser usado para entresijos, pasarelas en oficinas, residencial, puentes peatonales y centros de compras. Para todo caso en donde el diseño sea satisfactorio, debe cumplirse con la siguiente ecuación, cuyos valores típicos se encuentran en la Tabla 14: [30][31]

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta W}$$

**Tabla 14:** Valores Recomendados para los Parámetros  $P_o$ ,  $\beta$  y límites de  $a_o/g$ .

uso del lugar	fuerza constante (lb) $P_o$	razon de amortiguamiento $\beta$	aceleración límite (ao/g)
oficinas residencias, iglesias	65	0,02 a 0,05	0,50%
centros de compras	65	0,02	1,50%
pasarelas internas	92	0,01	1,50%
pasarelas externas	92	0,01	5,00%

**Fuente:** Análisis y evaluación comparativa de entresijos metálicos ante vibraciones generadas por cargas de servicio, Morales Granados

Si la frecuencia natural obtenida es mayor que 9 o 10Hz, no se producirá una resonancia, pero la vibración obtenida resultará molesta. Pisos con frecuencias menores a 3Hz son susceptibles a movimientos de vibración muy bruscos. [30][31]

#### 1.1.3.5.4.6 PARÁMETROS REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS

Para la *ecuación* 18, los valores de  $Po$  y  $\beta$  se indican en el cuadro 6. Para pasarelas simplemente apoyadas la frecuencia natural  $f_n$  se calcula con las ecuaciones: [30][31]

$$f_n = \frac{\pi}{2} \left[ \frac{gE_s I_t}{wL^4} \right]^{1/2}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

##### 1.1.3.5.4.6.1 PESO EFECTIVO W

Los valores de  $W$ , se estiman con las consideraciones de ancho y espesor efectivo.

$$W = wBL$$

En donde:

$w$  = peso soportado por unidad de área

$B$  = ancho efectivo

$L$  = longitud del claro

Para vigas, el ancho efectivo a usar es:

$$B_j = C_j(D_s/D_j)^{1/4}L_j$$

En la ecuación 13, las variables son:

$B_j$  = ancho efectivo en vigas, no debe ser mayor que 2/3 del largo del entrepiso.

$C_j$  = constante de valor 2 para vigas en la mayoría de los casos. Se usa el valor de 1 cuando las vigas están paralelas a un extremo interno.

$D_s$  = momento de inercia transformado por unidad de espesor de la losa.

$D_j$  = momento de inercia transformado por unidad de espesor de la viga.

$L_j$  = separación de viga.

#### **1.1.3.4.4.6.2 AMORTIGUAMIENTO**

Este aspecto depende principalmente de los sistemas no estructurales, mobiliarios y ocupantes. En la tabla 14, se recomienda el rango general de uso. Estos valores son aproximadamente la mitad de los valores de referencia en criterios de diseño antes usados, ya que no incluyen los efectos de la transmisión de la vibración. [31]

#### **1.1.3.4.4.6.3 RIGIDEZ DEL PISO**

Para sistemas de piso con una frecuencia natural mayor a 9 – 10 Hz, el piso debería tener al menos una rigidez mínima bajo una carga concentrada de 1KN por milímetro. A continuación, se indica el procedimiento de cálculo para la rigidez:

$$\Delta_{jP} = \frac{\Delta_{oj}}{N_{eff}}$$

La deflexión total del piso se determina con la ecuación:

$$\Delta_P = \Delta_{jP} + \Delta_{gp}/2$$

Este valor corresponde a la máxima deflexión de la viga más flexible debida a una carga concentrada de 1KN, calculada con el mismo momento de inercia que se usa en el cálculo de la frecuencia natural. La deflexión  $\Delta_{gp}$  se estima con la fórmula:

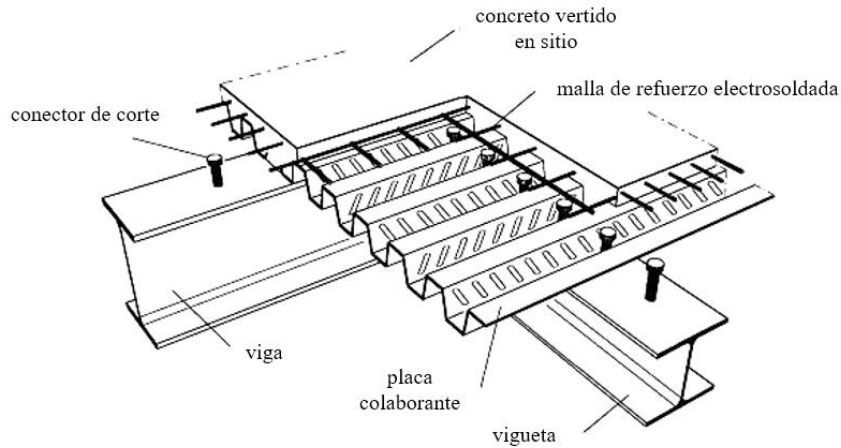
$$\Delta = \frac{P_1 L^3}{48EI_t}$$

Hay que tener cuidado de la condición de apoyos del modelo utilizado, pues el factor 1/48, puede cambiarse a 1/96 o 1/192, en función de la condición de los apoyos y la continuidad de la viga. [31]

#### **1.1.3.5.4.7 ENTREPISOS MIXTOS DE CONCRETO Y LÁMINA DE ACERO**

El sistema de entrepisos con sistema compuesto trabaja por la combinación de dos o más materiales tales como: acero de refuerzo, concreto, y lámina de acero trabajando conjuntamente en la transmisión de esfuerzos de flexión y cortantes por la acción del peso propio y las cargas impuestas (Figura 26). [31]

**Figura 26:** Esquema general de losa compuesta con placa colaborante o Steel deck



**Fuente:** Manual Técnico de Placa Colaborante TUGALT

El sistema de losa con placa colaborante consiste en una lámina de acero preformada, diseñada para soportar el peso del colado de una losa de concreto y cargas adicionales como formaleta debido al proceso constructivo de la misma. Tiene entre otras ventajas sobre los sistemas tradicionales, su aspecto, su rapidez en obra, gran resistencia, limpieza, bajo peso y economía. El sistema puede utilizarse en edificios donde la estructura principal es en concreto o en acero y debe conectarse adecuadamente a las vigas principales de apoyo para servir de diafragma estructural. [31]

#### **1.1.3.5.4.8 EVALUACIÓN DE VIBRACIONES Y POSIBLES SOLUCIONES**

Muchos de los problemas de las vibraciones son detectados hasta que la estructura ya está construida, razón por la cual, el diseñador debe tomar especial cuidado en la previsión de esta complicación y advertir a los clientes o usuarios de las estructuras, que ante un eventual cambio en el uso de un piso o entrepiso, existe, de forma asociada un aumento en las condiciones de vibración. [31]

El primer paso por seguir es determinar la fuente de la vibración, si esta se debe a personas caminando, a actividades rítmicas, equipos o fuentes externas a los pisos que transmiten las vibraciones a través del piso. [31]

El segundo paso por considerar es una evaluación del desempeño del piso, en el cual se plantea la elaboración de mediciones específicas y una revisión de las memorias de cálculo; y determinar con ello el impacto que tienen el diseño sobre las condiciones

analizadas. En este caso, es posible usar acelerómetros y determinar los valores de vibración y aceleración del entrepiso, sea en los claros entre vigas o en la mitad de estas, a fin de evaluar las condiciones límite y tomar acciones correspondientes. [31]

#### 1.1.3.5.4.8.1 MEDIDAS DE MITIGACIÓN

La principal medida de mitigación de los efectos de vibración consiste en su respectiva reducción; a pesar de que esta medida no se enfoca en resolver problemas estructurales, más bien, se atienden asuntos relacionados con el sonido y/o molestias del mobiliario que se mueve debido al movimiento del piso. [31]

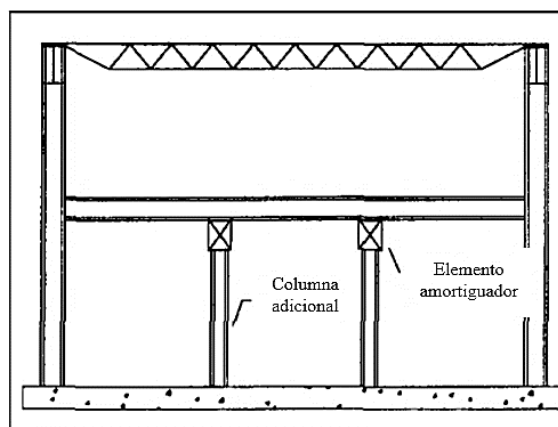
Otra medida de mitigación se relaciona con la reubicación de la fuente de vibración como las personas o cosas susceptibles a efectos de la vibración del piso y en este caso, es posible hacer un traslado físico hacia lugares con paredes o columnas cercanas. [31]

La reducción de masa de los pisos no necesariamente produce beneficios en la disminución de la vibración, sin embargo, un descenso de masa puede aumentar la frecuencia natural de la estructura y por tanto, reajustar el potencial de resonancia. [31]

Una de las soluciones más significativas en este tipo de problemas es el aumento de rigidez del piso. Por tanto, las principales medidas son las siguientes:

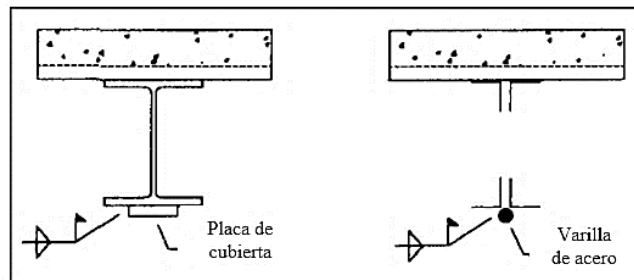
- Adicionar columnas intermedias. (Figura 27)
- Adicionar placas de acero o barras de acero en la placa inferior. (Figura 28)
- Colocar tensores inferiores. (Figura 29)

**Figura 27:** Aumento de rigidez con columnas intermedias



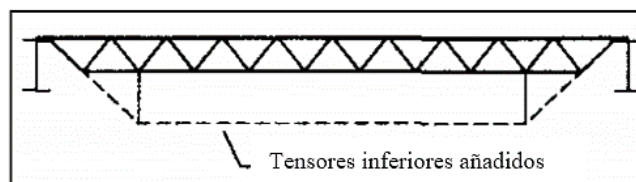
**Fuente:** AISC, CISC Floor Vibrations due to human activity. Steel Design Guide

**Figura 28:** Aumento de rigidez adicionando placas de acero o barras de acero en la placa inferior.



**Fuente:** AISC, CISC Floor Vibrations due to human activity. Steel Design Guide

**Figura 29:** Aumento de rigidez con tensores inferiores.



**Fuente:** AISC, CISC Floor Vibrations due to human activity. Steel Design Guide

La adición de amortiguadores o resortes (Figura 27) puede ser una medida efectiva para disminuir los efectos negativos de vibraciones, sin embargo, debe tenerse especial cuidado en que este mecanismo no afecte la capacidad sismo resistente del edificio. Esta condición depende en primer término de la existencia de divisiones o particiones, cielo raso, mobiliario y la misma presencia de personas. El aislamiento de la zona más susceptible a vibraciones es una medida temporal que resuelve parcialmente el problema. La reducción de vibraciones en pisos largos se logra reforzando de forma alterna las vigas, a fin de quebrar la posibilidad de resonancia de la estructura. [31]

Adicionalmente se puede mencionar que existen otras posibilidades de controlar las vibraciones como, por ejemplo:

- Los diafragmas bien colocados y contruidos permiten que las vigas trabajen de forma conjunta, haciendo una distribución efectiva de las cargas entre las vigas longitudinales, reduciendo de esta forma el potencial de vibraciones excesivas.
- El reforzamiento de vigas, mediante la colocación de platinas en la parte inferior, correctamente adheridas permite tener un aumento en la capacidad de carga de las vigas y por tanto una reducción significativa en el efecto de las vibraciones.

- Existen en el mercado reforzamientos especializados de fibras de carbono, que adheridos mediante resinas permiten aumentar la capacidad de las vigas.

En cada caso particular, se debe hacer un análisis de las cargas que tomaron parte durante el diseño y compararlos con las nuevas cargas y/o usos a las que se encuentra expuesta la estructura actualmente, a fin de garantizar que la medida de mitigación optada sea efectiva y mejore o restituya la capacidad de servicio del entrespaño. [31]

### **1.1.3.6 REFORZAMIENTO**

Parte imprescindible de los trabajos de ingeniería civil es el de construir obras resistentes y duraderas; pero debido a diferentes deficiencias constructivas o simplemente estructuras que ya han cumplido su vida útil, ha desembocado en que se deban realizar trabajos de reparación, rehabilitación y mejora de edificaciones existentes. Hasta hace unos años estas labores implicaban un reto debido a que no existía un método seguro y económico para reforzar y reparar los elementos de hormigón armado, lo que traía como consecuencia la demolición o el reemplazo de los mismos. La aparición de resinas de alta resistencia y otros adhesivos para estructuras cambió esta situación, ya que podemos unir material adicional de un modo rápido y sencillo a elementos de hormigón aumentando así su resistencia y rigidez. [32]

Por lo general, el alcance de la rehabilitación se determina abordando directamente las deficiencias determinadas por la evaluación, ya que estas dejan de cumplirse cuando los elementos estructurales de la edificación no cumplen con los requisitos mínimos estructurales de seguridad y estabilidad, problemas de pandeo, presencia de fisuras o cambio de uso de la edificación que afecten negativamente la capacidad resistente que se espera y que eventualmente puedan llevar al colapso. [32]

El objetivo del reforzamiento entonces es asegurar que la edificación pueda seguir funcionando bajo la acción de cargas de gravedad y efectos de sismos al que se encuentre sometido. Esto se logra mediante el refuerzo de los elementos estructurales existentes o incorporando elementos estructurales adicionales para mejorar los niveles de resistencia. En nuestro país la norma que rige este ejercicio es la Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. [9][32]

### 1.1.3.6.1 DEFINICIONES BÁSICAS

Es imprescindible revisar ciertos términos que puedan causar cierto grado de confusión, como; reforzamiento, reparación y restauración, descritos a continuación:

- **Reforzamiento:** son las acciones necesarias para aumentar la capacidad resistente de un elemento estructural o estructura completa.
- **Reparación:** son las acciones necesarias para restituir la capacidad resistente de una estructura dañada, es decir el proceso de reemplazar o corregir los elementos dañados de una estructura.
- **Restauración:** son las acciones necesarias para conseguir que una edificación antigua se encuentre en condiciones óptimas y se la pueda volver a utilizar.

Adicionalmente se puede describir que un Refuerzo Sismorresistente, consiste en aportar modificaciones a las estructuras, para darles mayor resistencia frente a sismos, movimientos del terreno, apertura de una falla o al derrumbe de un terreno. Para normalizar estos términos, se adopta tres campos principales de aplicación. [32]

- a) **Rehabilitación:** Relacionada a aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- b) **Refuerzo:** Atribuido al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyecto y de la capacidad portante por un aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso.
- c) **Refuerzo Sísmico:** Representa aquellas situaciones de aumento en la resistencia de un elemento estructural o una estructura, cuya pérdida está directamente relacionada con acciones sísmicas, se consigue por incremento de la ductilidad y de la resistencia a corte de los elementos estructurales, esto permite la disipación de la energía y mejora la capacidad de deformación de estos elementos.

Finalmente se puede concluir que los procesos de refuerzos se orientan en aumentar la resistencia a flexión, compresión o aumentar la ductilidad del elemento estructural según sea necesario, es decir para que resista cualquier esfuerzo simple o combinado al que se le someta al elemento estructural o en su conjunto a toda la edificación. [32]



#### **1.1.3.6.2 DISEÑO DE REHABILITACIÓN BASADO EN LA RESPUESTA NO LINEAL**

Los métodos no lineales están destinados a predecir el rendimiento estructural de la manera más confiable, y mediante un análisis de desempeño poder obtener el o los elementos que no estén trabajando correctamente al igual que los puntos críticos de la edificación en estudio, y tomar las respectivas medidas de corrección. [33]

El análisis y proyecto de reforzamiento estructural, debe evaluar el comportamiento y cuantificar los esfuerzos a los cuales están sometidas cada una de las secciones y elementos que conforman el sistema estructural; este análisis puede estar basado en un método elástico o dinámico, donde se pueden incluir elementos disipadores de energía. Posteriormente se llevará una nueva verificación del diseño de los nuevos elementos estructurales o cualquier modificación que se haya realizado, donde se obtendrá una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente. [33]

Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis estructural, deben obtenerse las nuevas derivas de la estructura y que se compararán con los requisitos de diseño sismo resistente, con lo cual se determinará un índice de flexibilidad tanto por efectos horizontales como verticales, como el máximo cociente entre las derivas obtenidas del modelo estructural y las derivas límites, así mismo debe determinarse las deflexiones permitidas por la normativa de los elementos principales de sistema estructural. [33]

Considerando los resultados obtenidos, se realizará un informe con el análisis del correcto comportamiento del sistema de refuerzo estructural, expresando la eficiencia y rendimiento en la estructura analizada; generando conclusiones y recomendaciones del diseño de reforzamiento estructural, justificando que tendrá una buena resistencia y un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones requeridas. [9]

#### **1.1.3.6.3 PROCESO PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**

1. El primer punto es reconocer la necesidad de evaluar la seguridad estructural de una edificación, los cuales pueden ser:
  - Se tengan indicios de que la estructura haya sufrido algún daño.

- El edificio vaya a experimentar alguna modificación.
- La estructura cambie su uso.
- Se requiera verificar el cumplimiento de la normativa vigente

## 2. Identificación de daños

En el caso de estructuras dañadas, el estudio de evaluación iniciará con la identificación detallada de los daños por medio de una inspección in situ, se puede aplicar el método cualitativo antes mencionado. Si se detectan daños que puedan poner en riesgo la estabilidad de la estructura, deberá controlarse el acceso a la misma y procederse a su rehabilitación temporal en tanto se termina el estudio de evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente. [34]

**Tabla 15:** Niveles de daño con respecto a elementos estructurales

Nivel de daño	Daños en elementos
Daño Ligero	Las columnas, muros de corte o muros no estructurales están ligeramente dañados
Daño Moderado	Se encuentran agrietamientos típicos de corte y flexión en columnas, agrietamientos de corte en muros de corte o daño severo en muros no estructurales.
Daño Severo	Desprendimientos de concreto, pandeo del refuerzo y aplastamiento o falla por cortante en columnas, La resistencia lateral de los muros de corte es reducida debido al agrietamiento severo por corte
Daño Parcial	La edificación es parcialmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas
Daño Total	La edificación es totalmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas.

**Fuente:** Programa de Capacitación para la Estimación del Riesgo - PCER

## 3. Seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación deberán verificarse sus características actuales. Las propiedades de los materiales se podrán determinar por medio de procedimientos destructivos, siempre que no se deteriore la capacidad resistente de los elementos estructurales, como es el caso del martillo esclerométrico. En caso de que existan daños o modificaciones que incidan en la cimentación, se verificarán las características del suelo mediante ensayos como un SPT. [34]

#### **4. Capacidad resistente**

La capacidad resistente se podrá determinar mediante los métodos de análisis estáticos no lineales como el Pushover, y estará definida por el cual la estructura o su cimentación alcanza un primer estado límite de falla o de servicio. En estructuras con daños, no deberá considerarse la participación de los elementos afectados. En edificaciones inclinadas, deberá incluirse en el análisis el efecto del desplome. [34]

#### **5. Defectos, problemas y ubicación**

En la evaluación de la seguridad estructural deberán considerarse los defectos de estructuración y de cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso a que se destine. [34]

#### **6. Restauración de un elemento estructural.**

Será necesario restaurar un elemento estructural dañado cuando se requiera recuperar su capacidad resistente original, aun en el caso de aquellos elementos que posteriormente vayan a verse sujetos a un refuerzo adicional. Usualmente para restaurar un elemento estructural de concreto reforzado, podrá recurrirse a la inyección de resinas en los agrietamientos, o bien, morteros que cumplan el mismo fin. [34]

#### **7. Reestructuración**

Será necesario reestructurar un inmueble cuando se requiera corregir un defecto de estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. Se debe tener especial cuidado que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original, es decir que el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original sean capaces de transmitir los esfuerzos que garanticen su unión. Así mismo deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede plantear la necesidad de modificarla. [34]

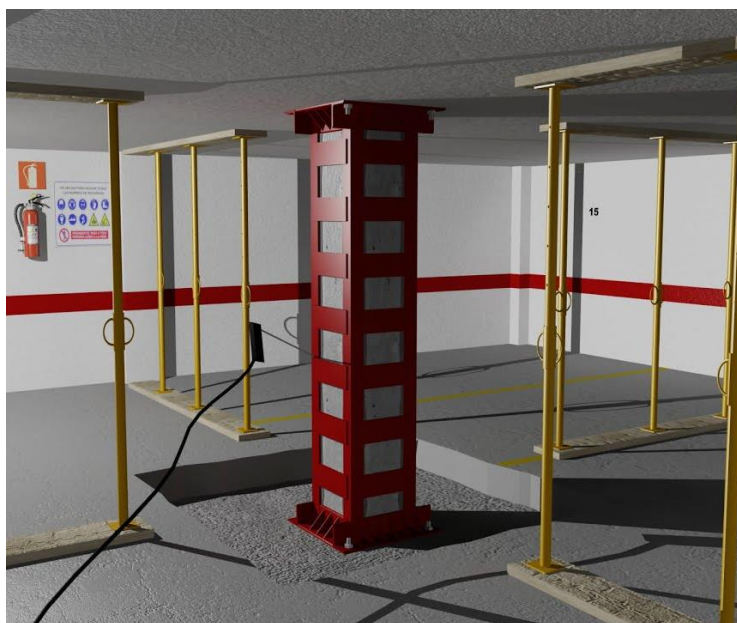
#### **1.1.3.6.4 PROYECTO DE REHABILITACIÓN.**

Cuando del estudio de evaluación de la seguridad estructural de una edificación se concluya que ésta cumple la normativa vigente y sólo presenta daños ligeros y locales, se hará un proyecto de rehabilitación que considere la restauración de dichos elementos. Si por el contrario, se presentan daños graves o se detectan situaciones que

ponen en peligro la estabilidad de la estructura, se deberá elaborar un proyecto de rehabilitación que considere no sólo la restauración de los elementos dañados sino el refuerzo y la reestructuración del inmueble. El estudio de evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura. [34]

Una Rehabilitación temporal o apuntalamiento se la realizará cuando el nivel de daño así lo requiera, y deberá proporcionar la capacidad resistente provisional necesaria para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble y de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la capacidad resistente de algún elemento estructural. [34]

**Figura 30:** Apuntalamientos en un trabajo de reforzamiento



**Fuente:** Reforzamiento estructural, Habitissimo

#### **1.1.3.6.5 DEMOLICIÓN TOTAL O PARCIAL.**

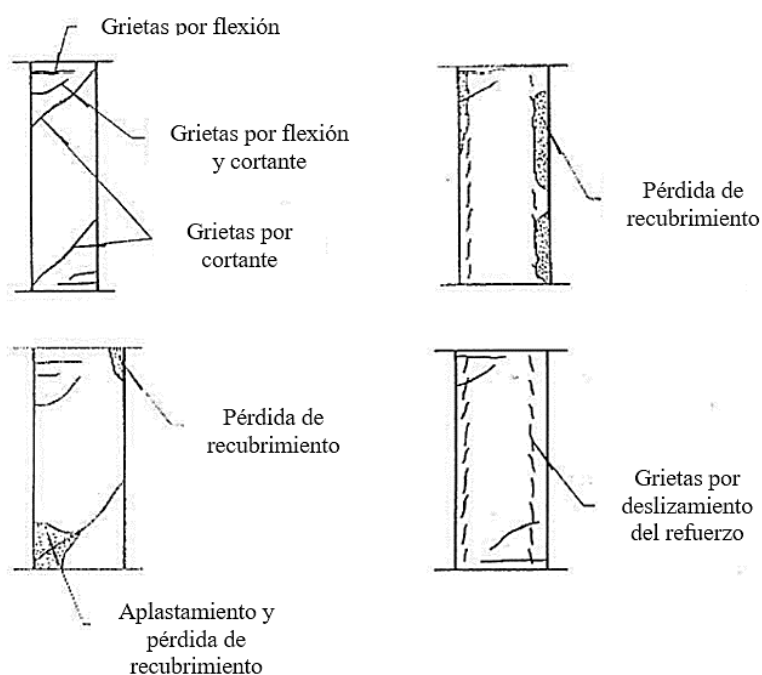
Será necesario proceder a la demolición total o parcial de una estructura cuando el nivel de daños observado así lo requiera, o bien cuando esto sea necesario por una modificación al proyecto original. Las obras de demolición podrán efectuarse utilizando procedimientos convencionales o mediante explosivos. En ambos casos, deberán efectuarse los estudios y las obras de protección temporal necesarios para garantizar la seguridad de los vecinos y de los peatones en las zonas aledañas a la obra.

### 1.1.3.6.6 METODOLOGÍA DE REFORZAMIENTO

Para el ejercicio del reforzamiento estructural se debe identificar sus principales elementos, que son: cimientos, columnas, vigas, losas, escaleras y muros. Para cada elemento se requiere realizar una recopilación de información sobre las técnicas empleadas en obra para mejorar su condición estructural, tanto empíricas como técnicas. Luego del análisis de sus posibles soluciones se definen cuáles son los métodos más eficientes y fáciles de aplicar, de manera que logren su objetivo sin consumir tantos recursos económicos, ya que ésta es la principal limitante en comparación con la dimensión de la obra. [35]

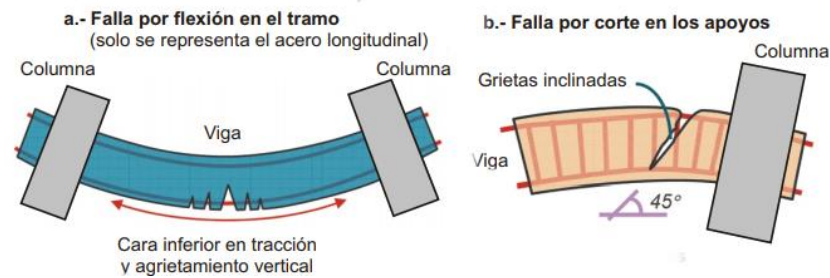
Parte importante en el desarrollo de reparaciones o reforzamientos es necesario aplicar productos especiales que se encuentran en el mercado. Existen varias empresas que se dedican a fabricar y comercializar diferentes productos; ya que en las técnicas de reforzamiento se dan varias tareas que requieren de los mismos, como por ejemplo trabajos donde sea necesario obtener una máxima adherencia entre el concreto existente y el nuevo, se logra con un tipo de epóxico, o por ejemplo para realizar rellenos de concreto se propone un concreto expansivo de alta resistencia. [35]

**Figura 31:** Ejemplos de agrietamientos típicos en columnas de concreto



**Fuente:** IIT-MTPC, Earthquakes Tips, New Delhi

**Figura 32:** Ejemplos de agrietamientos típicos en vigas de concreto



**Fuente:** IIT-MTPC, Earthquakes Tips, New Delhi

#### 1.1.3.6.1 ATRIBUTOS DE UNA BUENA CONFIGURACIÓN SÍSMICA.

Aplicar un reforzamiento, indiferentemente del método, implica cambios en la estructura, tanto en la configuración estructural como en sus propiedades por lo que es importante considerar los siguientes conceptos: [36]

- Resistencia. - Es una característica mecánica que determina la capacidad de un sistema estructural permitiéndole resistir cargas sin que esta colapse.
- Rigidez. - Se considera como la capacidad de un elemento a oponerse a deformaciones lineales y angulares. Es así como en una edificación que vaya a ser reforzada, se debe cuantificar su rigidez para poder controlar los excesos de deformaciones que se puedan presentar ante un sismo.
- Ductilidad. - Se le considera como la capacidad que posee un elemento para deformarse sin perder su capacidad resistente, es decir el lograr que los elementos se deformen en un rango elástico.
- Continuidad. - Siempre se debe conseguir la continuidad de la rigidez de masa al igual que los sistemas resistentes, esperando un comportamiento adecuado de la estructura ante un evento sísmico.

#### 1.1.3.6.7 TIPOS DE REFORZAMIENTO

La selección de la técnica o solución de reforzamiento toma en cuenta la sismicidad de la zona, las condiciones geotécnicas, condiciones climáticas, la facilidad de acceso al sitio y el tipo de material constructivo disponible en la zona. En este caso en particular se enfocará en el refuerzo de elementos estructurales ya existentes debido al motivo de estudio. Adicionalmente se citan algunos de los métodos más utilizados de manera informativa, ya que no todos son alternativas viables para el presente proyecto:

- Inclusión de muros de corte.
- Enchapado de paredes de mampostería.
- Pórticos de concreto armado.
- Pórticos metálicos o adición de arrostamientos.
- Adición de contrafuertes.
- Sistemas de disipación de energía.
- Recrecido de secciones de hormigón armado en elementos estructurales.
- Encamisado en secciones de concreto armado.
- Refuerzo con FRP (Polímeros reforzados con fibras).
- Reducción de cargas

#### **1.1.3.6.7.1 MUROS DE CORTE**

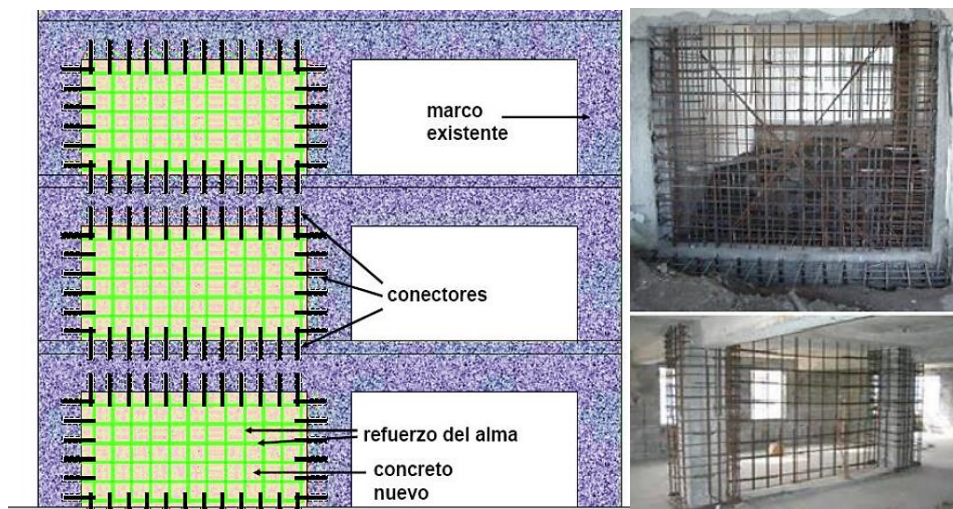
Los muros de corte son elementos estructurales hechos de hormigón armado capaces de soportar cargas verticales y horizontales. Por su naturaleza, las estructuras tienen mayor facilidad para soportar cargas verticales, por tal motivo son una gran ayuda para soportar cargas horizontales. Su característica radica en que su ancho es mucho menor que las otras dos direcciones. Siendo así, proporcionan una alta rigidez en la dirección paralela a la cara del muro, por lo tanto son capaces de soportar los esfuerzos cortantes producidos por cargas horizontales como son vientos y sismos. [37]

Como parte del proceso constructivo para incluir muros de corte en una estructura existente, será necesario realizar una evaluación completa de la estructura existente, y verificar que el pórtico a reforzar se encuentre en buenas condiciones tanto físicas como químicas ya que debe existir una buena conexión entre el pórtico existente y el muro de corte de refuerzo. [37]

Se iniciará realizando perforaciones en las vigas y columnas del pórtico existente para colocar conectores de acero, los cuales ofrecerán un mejor desempeño estructural y permitirá unir de manera óptima el muro con el pórtico. Antes de realizar las perforaciones se debe tener claro la ubicación del acero de refuerzo en vigas y columnas para evitar daños en el mismo, para lo cual se puede revisar planos estructurales o realizar ensayos a fines. Una vez realizadas las perforaciones, se procede a la construcción del muro. [37]

Para una correcta unión entre el muro y el pórtico, además de usar los conectores, se coloca un pegamento epóxico en las superficies de contacto, a fin de lograr una buena adherencia entre hormigones y que la nueva unión permita que el pórtico y el muro trabajen en conjunto. Cabe resaltar que la evaluación estructural previa debe servir para un diseño adecuado del muro con el fin de rigidizar la estructura lo necesario y no provocar problemas de torsión. [37]

**Figura 33:** Adición de muros de corte



**Fuente:** Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono, Maldonado Daniel

### 1.1.3.6.7.2 ENCHAPADOS DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA

El método de enchapado de paredes de mampostería se compone de dos elementos: la mampostería de bloque y el enchapado de hormigón armado. La mampostería de bloques huecos se encuentra unida por mortero; el enchapado está conformado por una capa de hormigón proyectado y refuerzo en forma de varillas corrugadas o mallas electrosoldadas, las cuales se las coloca a los dos lados de la pared. [38]

Las paredes de mampostería brindan rigidez en su plano a los pórticos pero no aportan a la resistencia de la estructura. El reforzamiento mediante enchapados permite conformar paredes portantes que además de aportar rigidez, mejoran la resistencia a carga vertical y sísmica. Por lo tanto se puede concluir que el sistema también funciona para “reforzar estructuras ya existentes colocando el enchape mortero-malla a los dos lados de las paredes y perforando orificios por donde pasen los conectores, los cuales se deben anclar a la pared con un epóxico. [38]



**Figura 34:** Enchapados de paredes de mampostería



**Fuente:** Reforzamiento estructural, Habitissimo

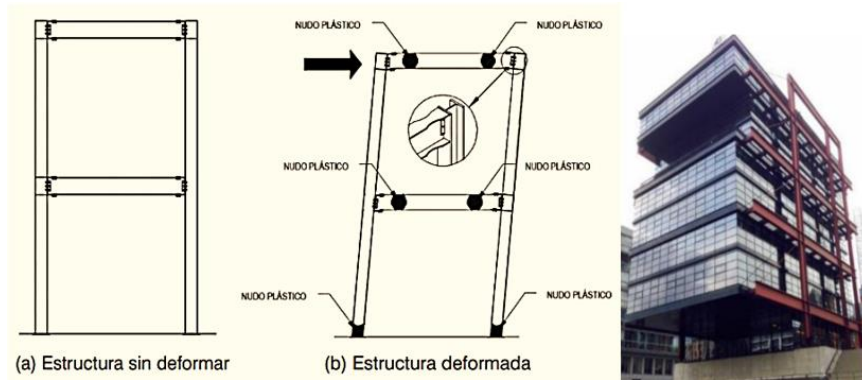
### **1.1.3.6.7.3 SISTEMAS SISMORRESISTENTES UTILIZANTO PÓRTICOS**

Los sistemas de arriostramiento son elementos necesarios en los edificios de altura para garantizar la estabilidad lateral de los mismos. Los sistemas de arriostramiento se relacionan a menudo con celosías trianguladas, núcleos o con pantallas de hormigón, y suelen ser un problema a lo hora de realizar el diseño del edificio, ya que hay que sacrificar huecos, son poco vistosos y además encarece la estructura. [32]

#### **1.1.3.6.7.3.1 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO**

En un pórtico a momento, la conexión entre vigas y columnas es hecha con conexiones rígidas. La resistencia a cargas laterales se da por flexión y cortante en vigas y columnas, es decir, por acción de pórtico. La principal fuente de ductilidad proviene de la formación de nudos plásticos en las vigas. La Figura 35 muestra un pórtico de momento sujeto a cargas sísmicas. Según se puede observar en la figura, la carga lateral forma nudos plásticos en las vigas, mientras que las columnas permanecen elásticas, excepto en la base del pórtico. De igual manera, las conexiones son lo suficientemente resistentes, de modo tal que su capacidad estructural no se ve afectada considerablemente. [39]

**Figura 35:** Comportamiento de un pórtico a momento sometido a cargas sísmicas



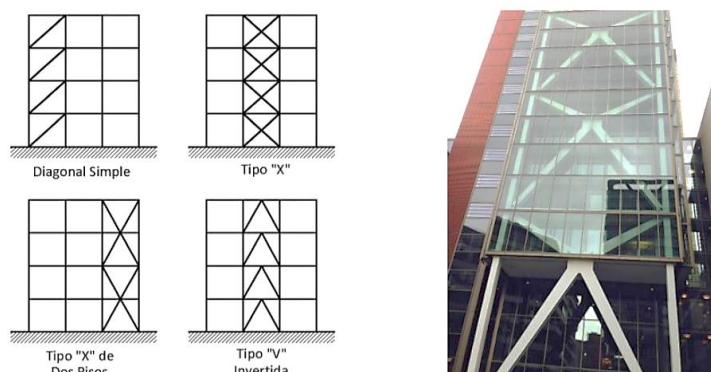
**Fuente:** Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Los parámetros de diseño junto con los chequeos de los elementos estructurales de este tipo de pórtico se encuentran en la norma NEC-SE-AC, donde describe los estados límite para dimensionar los componentes de un pórtico de estas características. [39]

### 1.1.3.6.7.3.2 PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS

Son sistemas en los que elementos diagonales proveen la resistencia necesaria para soportar las cargas sísmicas. Como su nombre lo indica, estos arriostramientos son elementos que se juntan en un punto en común, que además de cumplir las funciones estructurales, los arriostramientos aportan a la estética del mismo. Según se observa en la Figura 36, existen variantes al sistema que pueden ser implementados, dependiendo del caso específico que se esté diseñando, tomando en cuenta incluso, las consideraciones de tipo arquitectónico. [39]

**Figura 36:** Tipos de pórticos con arriostramiento concéntrico



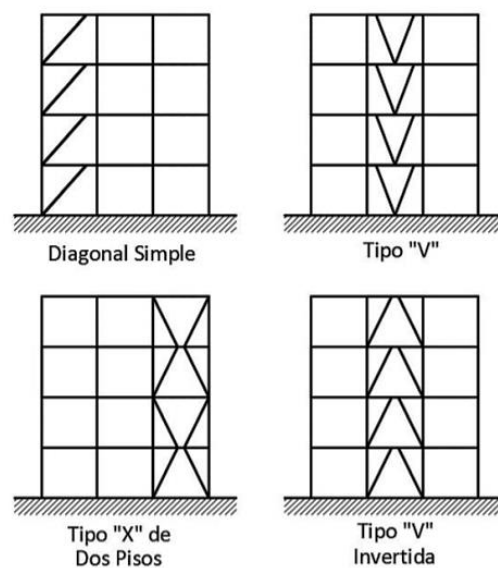
**Fuente:** Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Los sistemas con arriostramientos concéntricos son muy efectivos resistiendo sismos, y dado a que se comportan como una armadura, tienen una alta rigidez lateral. Por esta razón y contrario al comportamiento de los pórticos de momento, en este tipo de estructuras es la resistencia de los arriostramientos lo que generalmente controla el diseño. Por tal motivo, cuando se diseña este tipo de sistema, en primer lugar, se dimensionan los arriostramientos y luego se chequea que las derivas estén dentro de los rangos permisibles. La principal desventaja de este tipo de sistema es que tiene una menor versatilidad desde el punto de vista arquitectónico, pero en general, el sistema es muy eficiente para el diseño de estructuras sismorresistentes, razón por la cual es ampliamente utilizado en la construcción de estructuras de acero. [39]

### 1.1.3.6.7.3.3 PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS

Son sistemas con una particularidad: las líneas de eje entre arriostramientos, vigas y columnas no se intersecan, este detalle hace que se comporte de manera diferente a los pórticos con arriostramientos concéntricos. La característica principal es la excentricidad que existe entre el eje del arriostramiento y el punto de intersección del resto de elementos del pórtico. La sección de viga que queda delimitada por la excentricidad de la riostra y los otros componentes es el elemento que provee la ductilidad al sistema, que le permite disipar la energía sísmica efectivamente. [39]

**Figura 37:** Tipos de pórticos con arriostramientos excéntricos



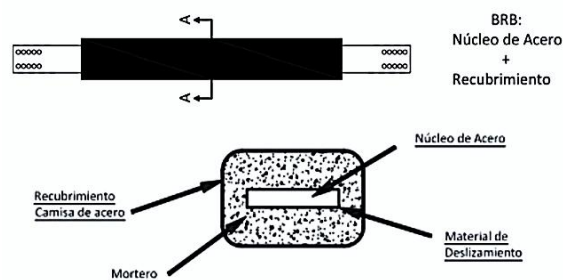
**Fuente:** Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

El segmento de viga entre los extremos de las riostras es el conector o “link” que provee la ductilidad al sistema. Cuando el sismo se presenta, el pórtico se mueve, pero sus elementos permanecen dentro del rango elástico. El conector disipa energía sísmica por cortante, por flexión o por una combinación de los dos, lo cual depende de la longitud del mismo o, en otras palabras, de la excentricidad de la riostra. Sin embargo, en la mayoría de los casos, se diseña este componente con una excentricidad relativamente pequeña, para que funcione como un miembro cuya ductilidad proviene por deformaciones a cortante. [39]

#### 1.1.3.6.7.3.4 PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS A PANDEO

Tienen el mismo comportamiento de los pórticos con arriostramientos concéntricos, con la particularidad de que su estabilidad estructural depende tanto de las riostras sujetas a tracción, como de aquellas sometidas a compresión, que también aportan al sistema. La limitación de este tipo de pórtico radica precisamente en que cuando pandean producto de la compresión, las riostras pierden su capacidad estructural y se deforman considerablemente, lo que produce un fenómeno de fatiga, que puede producir la fractura de las riostras. La Figura 38 muestra esquemáticamente el concepto detrás de la riostra resistente al pandeo, denominada en el idioma inglés como buckling restrained brace, BRB. Según se puede ver, la riostra tiene un núcleo de acero que está cubierto por una camisa, que se rellena con un mortero. Entre el mortero y el núcleo de acero hay un material que permite que estos dos componentes no interactúen estructuralmente. Al estar confinado, el núcleo de acero no puede pandear y por lo tanto funciona como un elemento dúctil, que puede llegar a ser sometido al esfuerzo de fluencia. El núcleo se contrae y se expande, según el tipo de esfuerzo y sus propiedades en tracción son básicamente iguales a las de compresión. [39]

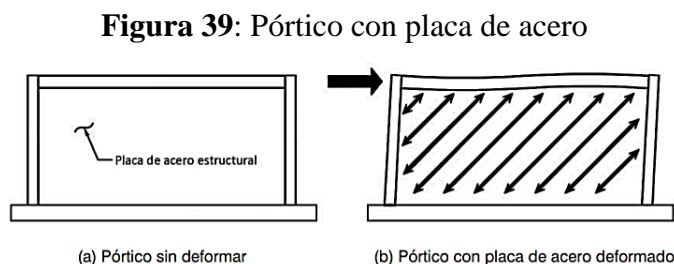
**Figura 38:** Representación esquemática de un arriostramiento resistente a pandeo



**Fuente:** Guía para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la NEC2015

### 1.1.3.6.7.3.5 PÓRTICOS DE PAREDES A CORTE CON PLACA DE ACERO

La pared de cortante con placa de acero es otro sistema utilizado para resistir las cargas sísmicas. Según se ilustra en la Figura 39, una placa de acero se suelda a las columnas y vigas del pórtico. Ante las cargas sísmicas, la estructura se deforma lateralmente, provocando esfuerzos de tracción en la placa. [39]



**Fuente:** Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

### 1.1.3.6.7.4 REFUERZO MEDIANTE CONTRAFUERTE EXTERIORES

La solución mediante contrafuertes de hormigón armado, colocados en uno o dos lados del edificio, permiten resistir los esfuerzos sísmicos horizontales y garantizar el descenso de las cargas a la cimentación. Las zapatas de los contrafuertes también contribuyen a reforzar los cimientos de la estructura. Este tipo de refuerzo presenta la ventaja de requerir únicamente una intervención externa sin perturbar la actividad en el interior del edificio. Puede aportar muchas ventajas si se combina con la instalación de vigas o zunchos de borde perimetrales pretensados. [40]

**Figura 40:** Contrafuertes exteriores en edificios existentes

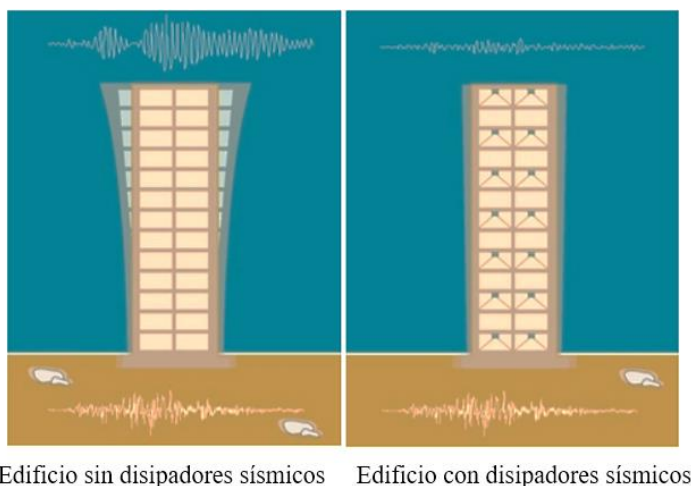


**Fuente:** Reparación-refuerzo a sismos de edificios existentes, FOREVA Solutions

### 1.1.3.6.7.5 SISTEMAS DE DICIPACIÓN DE ENERGÍA

Son dispositivos de control pasivo, es decir, no alteran la energía de entrada, por lo que manifiestan su eficiencia absorbiendo gran parte de la energía sísmica, es decir, disipan la energía convirtiéndola en calor o por la transferencia de energía entre modos de vibración. La disipación de energía se logra mediante la introducción de dispositivos especiales en una estructura, con el fin de reducir las deformaciones y esfuerzos sobre ella. Estos dispositivos reducen la demanda de deformación y esfuerzos producidos por el sismo mediante el aumento del amortiguamiento estructural. Como resultado los esfuerzos inducidos por el sismo en la estructura pueden ser hasta un 50% menores que los correspondientes a la estructura sin disipadores, reduciendo sustancialmente las incursiones inelásticas (daño) de la estructura. [32] [41]

**Figura 41:** Modelo comparativo entre un edificio con y sin disipadores sísmicos



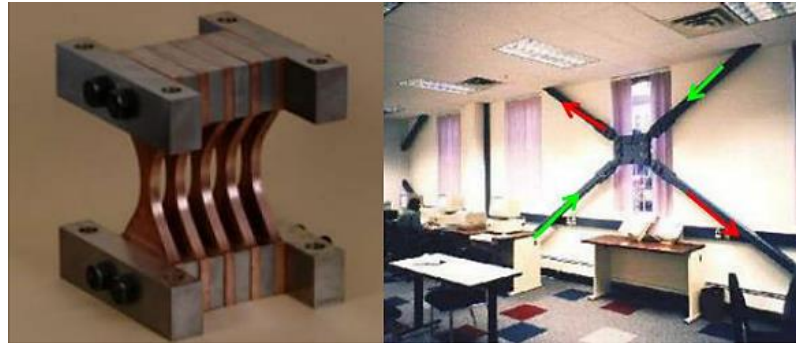
**Fuente:** El portal de los expertos en prevención de riesgos de Chile, SIGWEB

Existen una variedad de dispositivos que se pueden aplicar, que en general se clasifican en 3 categorías:

- Disipadores por deformación (metálicos)

Se caracterizan por tener un comportamiento histérico dúctil que es, en gran medida, independiente de la velocidad de deformación. El principio básico de estos disipadores consiste en utilizar la deformación relativa entre dos puntos de una estructura para disipar energía a través de fricción. [32]

**Figura 42:** Disipadores por deformación (metálicos)

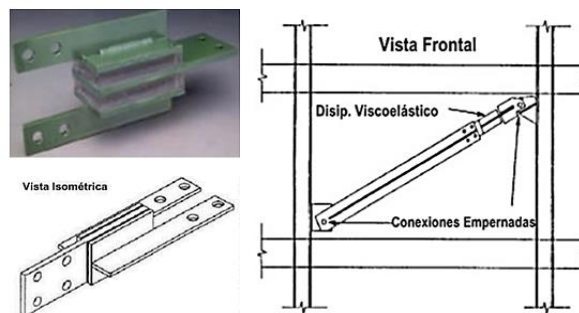


**Fuente:** Reforzamiento de una estructura aporticada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo, Carranza y Calderón, 2015

- Disipadores de comportamiento viscoelásticos

El principio básico de funcionamiento consiste en movilizar un elemento a través de un material viscoelástico. Esto genera fuerzas que se oponen al movimiento del elemento, de magnitud proporcional a la velocidad. [32]

**Figura 43:** Disipadores Viscoelásticos

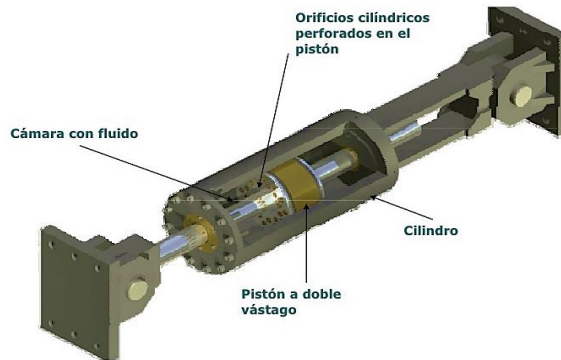


**Fuente:** Reforzamiento de una estructura aporticada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo, Carranza y Calderón, 2015

- Disipadores de comportamiento Fluido-Viscoso

Un amortiguador de fluido viscoso disipa la energía, empujando el líquido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento que crea una fuerza, la cual no aumenta significativamente las cargas sísmicas para un grado comparable de la deformación estructural.

**Figura 44:** Disipadores por deformación (metálicos)



**Fuente:** Reforzamiento de una estructura aporticada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo, Carranza y Calderón, 2015

#### 1.1.3.6.7.6 RECRECIDO DE HORMIGÓN ARMADO

Los elementos estructurales se encuentran sujetos a distintos esfuerzos y que cuyo buen comportamiento influye directamente en la seguridad de una estructura, por lo que posteriormente necesitarán una reparación o un reacondicionamiento debido a diferentes causas como pueden ser impactos, terremotos, cambio de usos, etc. Por lo que una de las mejores opciones para el reforzamiento es la del recrecido de concreto armado para un elemento estructural. [42]

Este sistema presenta la ventaja de tener una gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos, que posibilita la necesaria transferencia de esfuerzos. Por ello, es posible aumentar considerablemente la sección de hormigón e incorporar una generosa cuantía de nuevas armaduras que, en caso necesario, pueden conectarse con las armaduras originales mediante algún tipo de anclaje. El resultado final va a ser un elemento monolítico, capaz de incrementar notablemente la resistencia y rigidez del elemento original. [42]

Una ventaja adicional de este tipo de sistema es que debido a su baja conductividad térmica el concreto hace que los daños producidos por exposiciones al fuego, o temperaturas extremas, se limiten a las zonas superficiales del concreto, ofreciendo un suficiente aislamiento térmico para las armaduras, siempre que se dispongan los recubrimientos adecuados. [42]



Parte importante de este tipo de reforzamiento es mencionar que debido a la amplia gama de productos que se pueden adicionar al cemento o a los morteros, puede variar dependiendo de las propiedades que se requieran en obra.

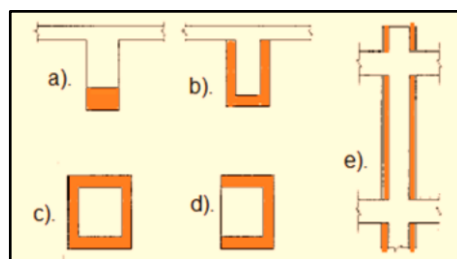
De manera general el recrecido con concreto armado consiste en colocar un espesor de un concreto de adecuada resistencia, cemento polimérico, hidráulico, etc. y además armaduras de cuantía similar a las existentes. Para así aumentar su trabajabilidad y por tanto facilitar la puesta en obra, este concreto deberá llevar aditivos super fluidificantes. Tener las características de fluidez y consistencia adecuadas. [42]

#### 1.1.3.6.7.7 REFORZAMIENTO APLICANDO MÉTODOS DE ENCAMISADO

El encamisado de concreto armado es una técnica elaborada que refiere al aumento de la sección transversal a través de la adición de armaduras suplementarias de acero cuyos espacios entre la camisa y el elemento deberán ser rellenos con un mortero estabilizado o hecho con resinas; cuyo producto final da un acabado arquitectónico favorable, ya que el trabajo de refuerzo puede ser cubierto. [34]

En otros casos, la técnica de refuerzo con encamisados de concreto armado es llamado “Recrecido del concreto”, y es una de las técnicas más antiguas que existen, de la cual, se ha llegado a afirmar que si se ejecuta correctamente, la eficacia y garantía que aporta este refuerzo puede ser superior a otras técnicas de refuerzo. [32]

**Figura 45:** Formas de Encamisados de concreto armado (aumento de sección)



**Fuente:** Refuerzo de estructuras de hormigón armado con encamisado de secciones (Appleton & Gomes, 2007)

La idea del encamisado es lograr una sección monolítica entre el concreto existente y el concreto nuevo. El encamisado de concreto es preferible colocarlo en todas las caras del elemento, pero muchas veces no se tiene acceso y por ello se aplica solamente en

una, dos o tres caras, y adicional requiere preparación cuidadosa de la superficie del concreto existente para evitar que ésta se rompa por contracciones volumétricas durante el fraguado. Se utiliza cuando el elemento está muy dañado y requiere una mayor capacidad resistente, aumentando para ello su sección transversal. Debido al aumento en la sección de la columna, la resistencia axial, flexión y cortante, se incrementan. El encamisado no sólo permite reparar elementos, sino que logra aumentar su resistencia y rigidez originales. [32]

Campos de aplicación:

- Aumentar la resistencia de zonas comprimidas.
- Necesidad de grandes aumentos de resistencia/rigidez.
- Necesidad de garantizar la protección del fuego a las armaduras de refuerzo.
- Refuerzo de losas, vigas, columnas y paredes para todos los esfuerzos, en especial los debidos a la acción sísmica.

#### **1.1.3.6.7.1 PARÁMETROS DE DISEÑO**

Los elementos encamisados se pueden analizar como elementos compuestos suponiendo una perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el existente, asegurando así un comportamiento monolítico. Para este método se deben considerar ciertos aspectos como:

Si sólo se encamisa la columna en el entrepiso se obtiene un incremento en resistencia ante carga axial y fuerza cortante, y un comportamiento dúctil, pero no se altera la resistencia original a flexión. Para incrementar la resistencia a flexión es necesario extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal y añadiendo algunos estribos que atraviesen el alma de las vigas. [32]

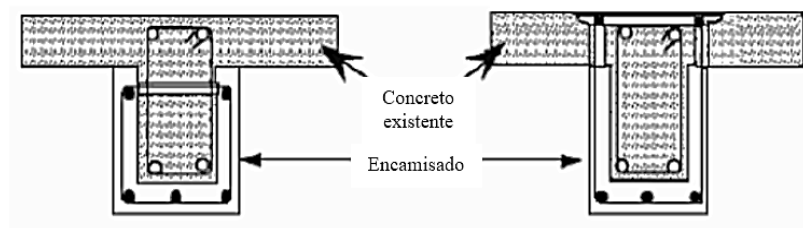
Cuando existen restricciones de espacio, es posible encamisar uno, dos o tres lados únicamente. En tal caso se puede recurrir al uso de ganchos, estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal. Si la columna es de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir confinarlo con estribos, o bien se distribuye de manera uniforme uniendo el refuerzo nuevo al existente mediante conectores soldados. Adicionalmente, se debe considerar una probable redistribución de las cargas en la estructura, y posibles cambios en los mecanismos de falla. [32]

### 1.1.3.6.7.2 ENCAMISADO DE VIGAS

El encamisado de vigas incrementa la capacidad a flexión y cortante, pero también se puede utilizar para dar continuidad al encamisado de columnas, o incrementar la resistencia y rigidez de la estructura. Si solamente se quiere incrementar la resistencia a flexión positiva, el encamisado se coloca en la cara inferior de la viga. Si el encamisado se coloca en tres o cuatro caras de la viga, se incrementa la resistencia a momento positivo y negativo, así como la resistencia a cortante. [32]

El encamisado se debe extender sobre toda la longitud de la viga, y el refuerzo longitudinal debe ser continuo, esto se puede lograr pasando el refuerzo adicional a través de la unión viga-columna. También se debe considerar un espesor mínimo de encamisado de 8 cm si es concreto premezclado y de 4 cm si es concreto lanzado. Cuando la cuantía de refuerzo longitudinal del elemento existente no se conoce, la cuantía de acero del encamisado se debe limitar al 50% del área total de la sección compuesta. [32]

**Figura 46:** Encamisado de viga



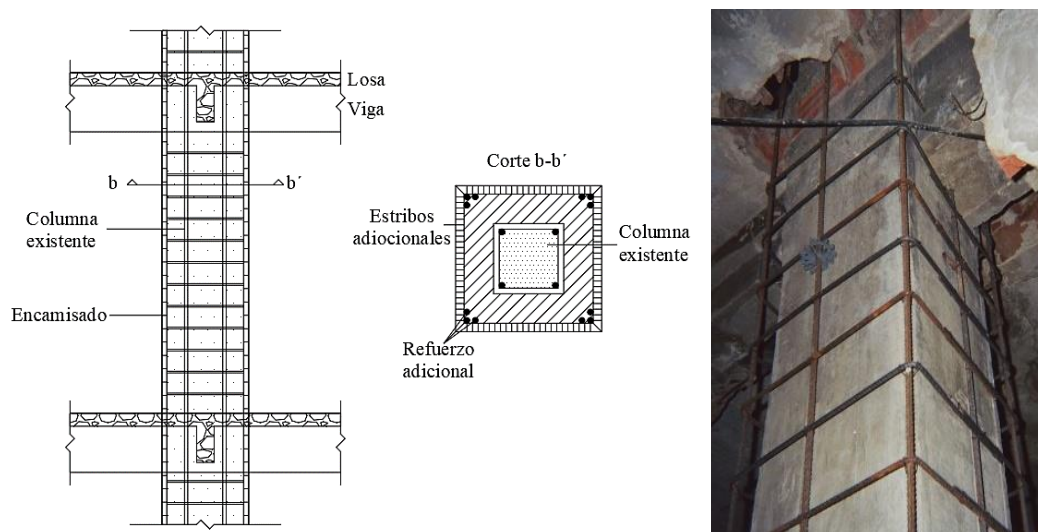
**Fuente:** Rehabilitación de estructuras de concreto. Emma Soto

### 1.1.3.6.7.7.3 ENCAMISADO DE COLUMNAS

La respuesta de una columna es controlada por una combinación de carga axial, flexión, y fuerza cortante. Esta técnica consiste en envolverlas con barras y estribos adicionales o con malla electrosoldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o premezclado. El encamisado con malla electrosoldada es una técnica muy popular para prevenir la falla por cortante en columnas. Se utiliza para incrementar la capacidad a cortante de la columna, intentando así, lograr un mecanismo columna fuerte - viga débil. Este tipo de métodos presenta excelentes resultados en el intervalo inelástico, así pues, el objetivo es prevenir la falla por cortante de la columna e incrementar la ductilidad, o incrementar la resistencia a flexión para así incrementar el desempeño sísmico del edificio. [32]

Los parámetros más importantes en el diseño es considerar si es posible encamisar los cuatro lados de la columna, puesto que se supone un comportamiento monolítico de las columnas compuestas. El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado. La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada debe estar limitado entre 0.015 y 0.04, y por lo menos, se deben utilizar barras del #5 en cada esquina de los cuatro lados del encamisado. Adicional, la resistencia a compresión ( $f'_c$ ) del concreto nuevo debe ser mayor que la del concreto existente por 50 kg/cm<sup>2</sup>. [32]

**Figura 47:** Encamisado de una columna hasta la losa



**Fuente:** Rehabilitación de estructuras de concreto. Emma Soto

El funcionamiento y la eficiencia de un refuerzo por encamisado depende fundamentalmente de la adherencia entre los materiales, a fin de garantizar que el elemento reforzado funcione como un único elemento (monolíticamente) y no como la asociación de dos partes que funcionan independientemente uno del otro. [32]

#### **1.1.3.6.7.8 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON SISTEMAS FRP**

Existen recomendaciones generales que se basan en los principios convencionales de diseño para el concreto reforzado indicados en los requerimientos del ACI 318 y el comité ACI 440.2R-081 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”. El refuerzo FRP (Fiber Reinforced Polymer) debe ser diseñado para resistir fuerzas a tensión mientras mantiene la compatibilidad de deformación entre el FRP y el sustrato de concreto. [32]

No se debe responsabilizar al refuerzo FRP para resistir las fuerzas a compresión. Es aceptable, sin embargo, para el refuerzo FRP en tensión experimentar compresión debido a inversión de momento o a los cambios en los patrones de carga. No obstante, la resistencia a compresión del refuerzo FRP debe ser despreciada. [32]

#### **1.1.3.6.7.9 REDUCCIÓN DE CARGAS**

Finalmente, una de las opciones más sencillas que se pueden aplicar es realizar una reducción de la carga muerta, por medio de una remodelación de los pisos de concreto o cambiando los elementos no estructurales por unos menos pesados. [36]

#### **1.1.4 HIPÓTESIS**

La aplicación de un análisis de vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, podría reflejar diferentes grados de daño y desempeño estructural.

### **1.2 OBJETIVOS**

#### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica mediante la medición de vibraciones del edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato.

#### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Identificar el estado actual y datos del sistema estructural del edificio con un análisis cualitativo de evaluación visual rápida de la misma.
- Obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño mediante el método estático no lineal Pushover en función de las vibraciones propias de la estructura.
- Evaluar los resultados obtenidos con un plan de reforzamiento estructural dinámico en caso de ser necesario.

## **CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA**

### **2.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN**

#### **2.1.1 Investigación Aplicada**

El siguiente trabajo de investigación tiene como finalidad determinar el grado de vulnerabilidad sísmica bajo dos parámetros de aplicación que son un análisis cualitativo y cuantitativo, ambas metodologías basadas en normas técnicas nacionales e internacionales con el objetivo de encontrar un punto de desempeño y ofrecer una alternativa de reforzamiento si la estructura la requiere.

#### **2.1.2 Investigación Exploratoria**

El análisis del grado de vulnerabilidad sísmica mediante las metodologías cuantitativa y cualitativa nunca ha sido aplicado en el edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato.

Como primer punto se desarrolló el nivel exploratorio, con el motivo de empaparse con toda la información requerida, metodologías de análisis, y normas fundamentadas principalmente en la NEC, FEMA 440, FEMA 356, ATC-40, Comité Visión 2000, entre otros reglamente necesarios para desarrollar correctamente el tema de investigación.

#### **2.1.3 Investigación de Laboratorio**

Una vez realizado el reconocimiento de la estructura de manera visual y comprobación de planos, se procede a la recolección de datos sustentada en visitas de campo y la aplicación de algunos ensayos. El primero de ellos es el Ensayo Esclerométrico, que permite obtener un valor aproximado de la resistencia a compresión de los elementos estructurales; el segundo de ellos es el Ensayo de Penetración Estándar “SPT”, el cual permite obtener un valor de la resistencia de suelo y que junto a las muestras de suelo extraídas aplicar los ensayos de granulometría y límites de Atterberg para finalmente identificar el Tipo de Suelo en el que se encuentra cimentada la estructura.

## 2.2 MATERIALES Y EQUIPOS

### 2.2.1 Materiales



**Tabla 16:** Materiales

<ul style="list-style-type: none"><li>• Equipos de Oficina</li></ul>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Muestra de Suelo</li></ul>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Agua destilada</li></ul>


**Fuente:** Danilo Miranda

### 2.2.2 Equipos

**Tabla 17:** Especificaciones técnicas de los equipos

<b>EQUIPOS PRINCIPALES</b>	<b>ESPECIFICACIONES TECNICAS</b>
<p><b>Martillo esclerométrico</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>• Modelo PROCEQ.</li><li>• El martillo de Schmidt – esclerómetro digital, presenta los valores automáticamente de rebote y de la resistencia a compresión en su pantalla gráfica.</li><li>• Energía de impacto estándar. Espesor mínimo del objeto de ensayo: 100 mm (3.9”) y debería estar fijado firmemente en la estructura.</li></ul>
<p><b>Trípode de ensamble</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>• Trípode de SPT, liviano.</li><li>• Patas conformada de dos secciones hechas de aluminio.</li><li>• Incluye motor de gasolina con acoples para ser ajustado en cualquiera de las patas del trípode.</li></ul>



<p><b>Martillo de perforación o martinete y tubo guía</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Consta de un peso de 65 kg.</li> <li>• Equipado con cadena.</li> <li>• El tubo guía está equipado con un cabezal en un lado con rosca de varilla de perforación estándar y una tapa en el segundo lado.</li> </ul>
<p><b>Muestreador de tubo partido</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Normas ASTM D 1586   INV E 111.</li> <li>• Utilizada en perforación de suelos y obtención de muestras de: 50,8 mm x 35 mm (2" Ø ext. x 460 mm de largo).</li> </ul>
<p><b>Copa de casa grande</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Normas: INV E 125, ASTM D 4318, NTC 4630 para determinar límite líquido en suelos.</li> <li>• Peso: 2,2 kg.</li> <li>• Cuenta golpes de cinco dígitos.</li> <li>• Copa fabricada en bronce de 185 g a 215 g.</li> <li>• Mecanismo de ajuste de altura.</li> <li>• La base cumple con el requisito de residencia exigido por la norma.</li> </ul>
<p><b>Tamices / Tamizadora</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El tamiz granulométrico de arenas es un conjunto de 6 tamices.</li> <li>• Posee su tapa y una base o fuente.</li> <li>• La máquina tamizadora posee su propio sistema de cronómetro manual y automático.</li> </ul>

<p style="text-align: center;"><b>Etabs 2016</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ETABS Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User).</li> <li>• Duración de la licencia: 1 año</li> <li>• Contraseña de Activación: *1BW JGK2 5R26 4PQN.</li> <li>• Usuario ID: Danilo Miranda.</li> <li>• Nombre de usuario: Universidad Técnica de Ambato.</li> </ul>
<p style="text-align: center;"><b>GPS</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mapa base mundial.</li> <li>• Pantalla monocroma de 2,2" , fácil de leer en cualquier situación de iluminación.</li> <li>• Satélites GPS y GLONASS para adquirir la posición de forma más rápida.</li> <li>• Autonomía de la batería de 25 horas con 2 pilas AA.</li> </ul>

**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 18:** Especificaciones de Equipos e Instrumentos Secundarios

<b>EQUIPOS O INSTRUMENTOS SECUNDARIOS</b>
• Cámara
• Cinta métrica / Flexómetro
• Flexómetro
• Computador
• Balanza digital
• Termómetro
• Recipientes
• Pipeta
• Picnómetro

**Fuente:** Danilo Miranda

## 2.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

### 2.3.1 Población

La evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica, y adicionalmente los respectivos ensayos esclerométricos y SPT se los realizará en el edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría (FCA), Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato, sector Huachi Chico.

**Figura 48:** Ubicación de la Facultad de Contabilidad y Auditoría, UTA



**Fuente:** Danilo Miranda

El área de la Universidad Técnica de Ambato se refleja en la figura 48, mientras que el punto donde se encuentra ubicado la estructura en estudio se presenta en la tabla 19 con sus respectivas coordenadas.

**Tabla 19:** Coordenadas Edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría Bloque 2

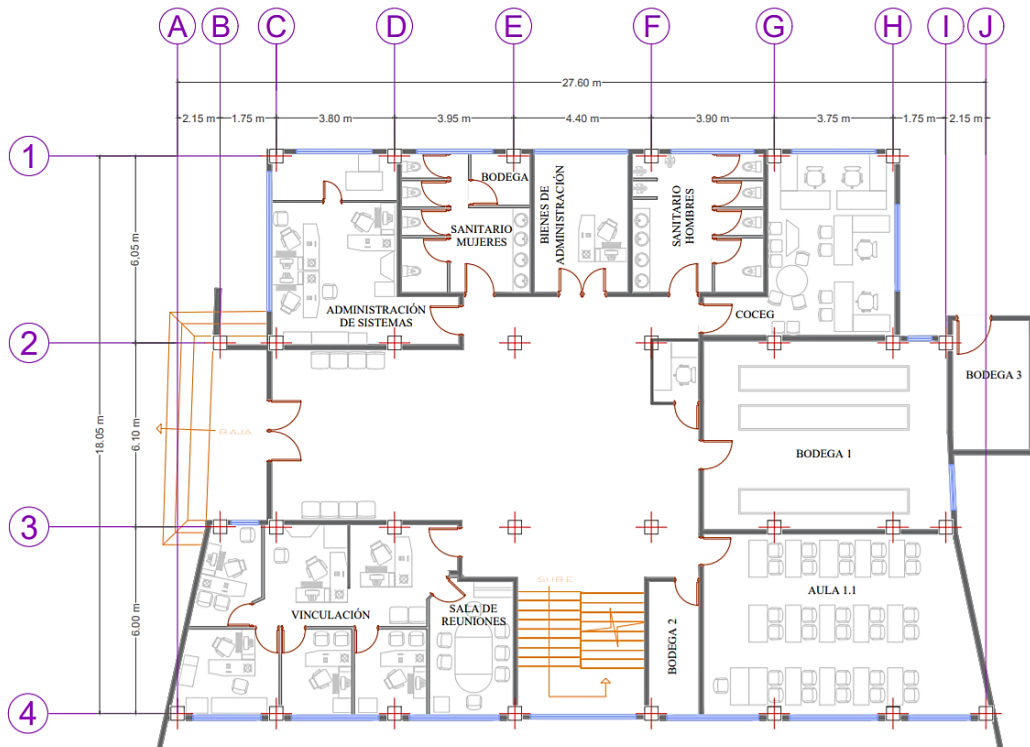
PUNTO	COORDENADAS (ZONA 17 M)	
	ESTE	NORTE
1	764338.00 m	9859599.00 m

**Fuente:** Google Earth Pro

El edificio en estudio de la FCA es el Bloque 2, que funciona como oficinas, aulas y laboratorios de dicha Facultad; la estructura posee oficinas administrativas en la planta baja, mientras que en los dos niveles superiores trabajan como aulas de laboratorio, además posee una terraza accesible, como se muestran en el literal 2.7.2. Adicionalmente en la Tabla 17 se muestra el número de elementos estructurales de cada piso, de los cuales se obtiene el número de muestras necesarios para la toma de datos de campo, mismo que consta de el ensayo esclerómetro para determinar la resistencia a compresión del hormigón; Finalmente se corroboró que los planos utilizados equivalen a la estructura actual tanto como elementos estructurales como uso de cada espacio Arquitectónico.

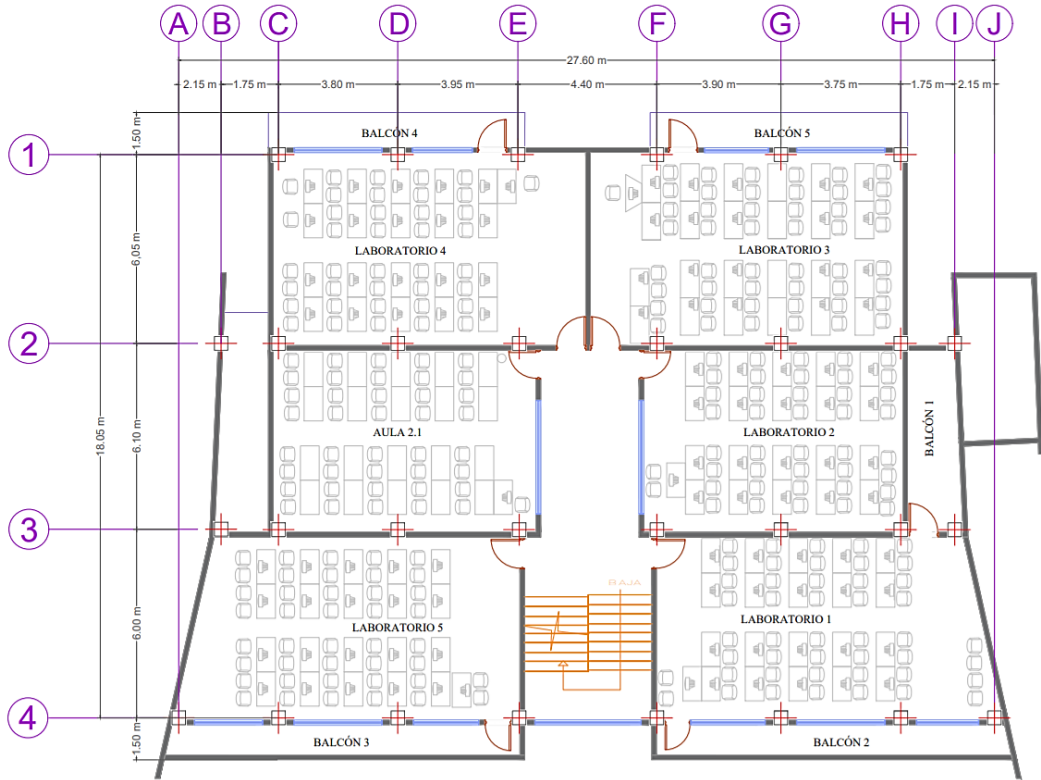
### 2.3.2 Planos

**Figura 49:** Planta Baja Nivel +0.00



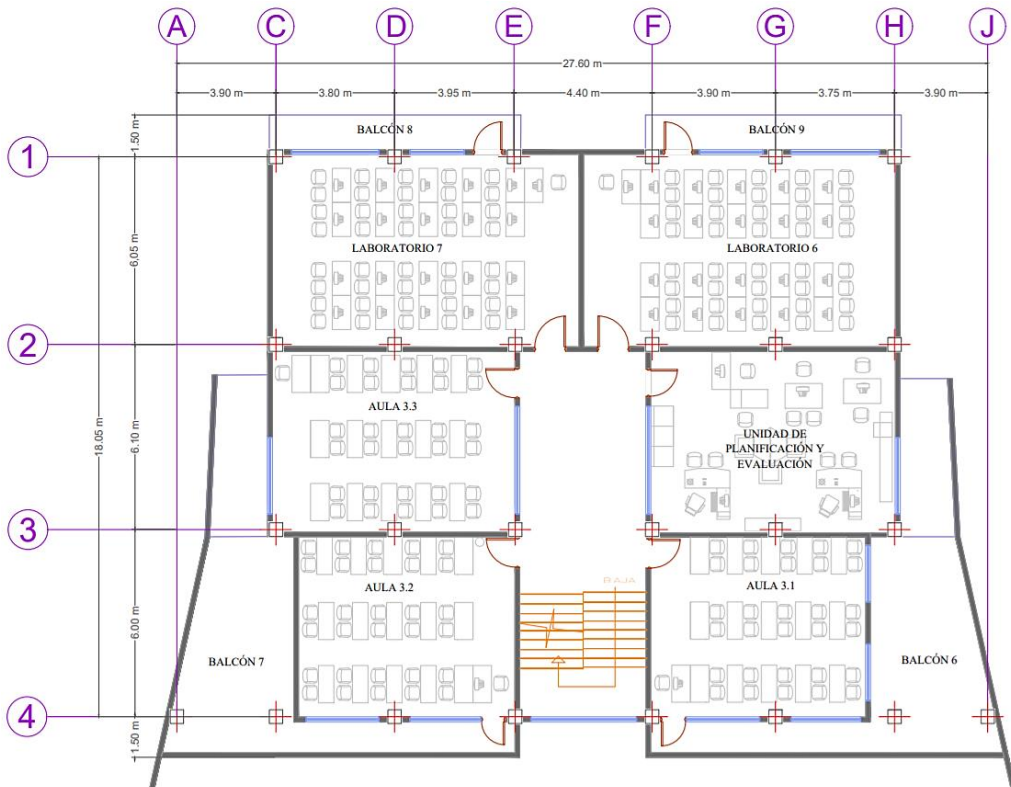
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 50: Primer Piso Nivel +3.00**



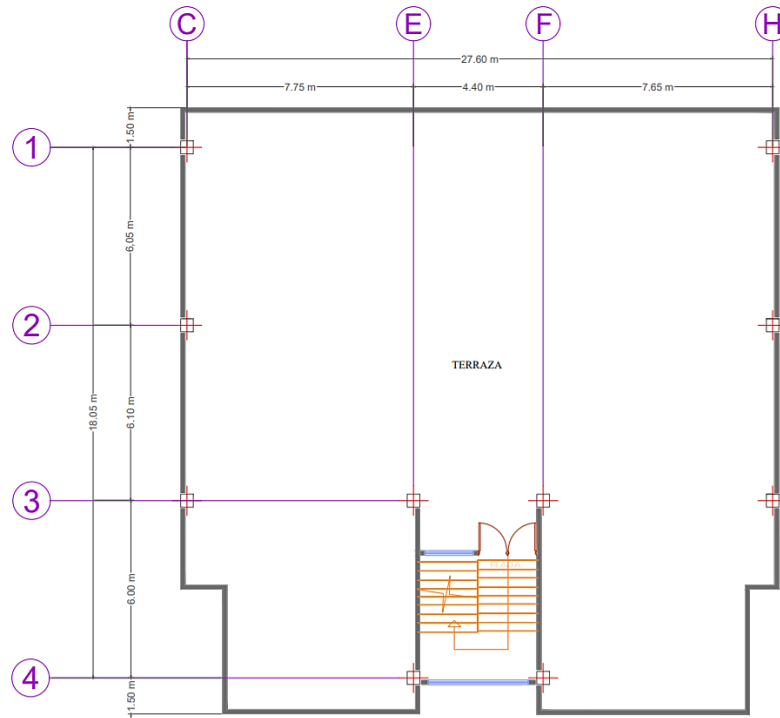
**Fuente: Danilo Miranda**

**Figura 51: Segundo Piso Nivel +5.90**



**Fuente: Danilo Miranda**

**Figura 52:** Terraza Nivel +8.80



**Fuente:** Danilo Miranda

Parte importante que se debe mencionar es que el edificio se encuentra con todos sus acabados, por lo que la selección de los elementos estructurales para los ensayos fue un tanto limitado; afortunadamente el cielo raso cubría una gran parte de las uniones columna/viga, por lo que facilitó la toma de muestras en estos puntos, ya que estos elementos poseían muy poco recubrimiento siendo así puntos concretos para el ensayo esclerométrico y toma de medidas de elementos estructurales.

**Figura 53:** Estado general (acabados) de la estructura



**Fuente:** Danilo Miranda

### **2.3.3 Muestra**

La estructura para analizar en la presente tesis consiste en un edificio porticado de hormigón armado, con una distribución arquitectónica mayoritariamente regular. La estructura posee losas nervadas bidireccionales de 25 cm de espesor en todos sus niveles y una terraza accesible con una cubierta para las gradas y antepechos para el contorno del mismo. Su distribución arquitectónica y uso se lo puede apreciar en la tabla 23, en la cual se redacta las características de la misma.

## **2.4 MÉTODOS**

### **2.4.1 Plan de Recolección de Datos**

Como Normativa base para la recolección de datos se tomará a la NEC 2015.

- Inquirir en documentos bibliográficos referentes a métodos de análisis de vulnerabilidad sísmica, tanto cualitativas (FEMA P-154 y la Guía 5 de la NEC 2015) como cuantitativas; vibraciones de entrepisos (Guía 11 AISC) y tipos de reforzamiento, en base a normas nacionales como internaciones que también ofrecerán parámetros importantes para su respectiva modelación.
- Determinar las características sismogénicas de la zona y suelo de cimentación usando la normativa NEC-SE-DS 2015 (Tipo de suelo, capacidad portante, factores de sitio y coeficiente de amplificación espectral: Sismo de Diseño, zona sísmica y factor de zona sísmica).
- Determinar las propiedades del sistema estructural, irregularidades en planta y elevación, secciones y materiales en base a la NEC-SE-DS 2015.
- Determinar las Cargas gravitacionales y carga sísmica a las que estará sometida la edificación. como Carga Viva y Carga muerta por piso, Período fundamental estimado  $T_a$ , Cortante Basal Estático, Espectro Elástico y Reducido mediante la metodología de la NEC-SE-DS 2015.

#### **2.4.2 Plan de Procesamiento y Análisis de Información.**

De manera concreta, el plan de procesamiento y análisis de información se la ha dispuesto de la siguiente manera:

- Identificar de manera visual las características propias de la estructura.
- Determinar la resistencia a compresión del hormigón en los elementos estructurales mediante un ensayo esclerómetro in situ.
- Determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura de manera cualitativa aplicando la metodología FEMA 154.

Respecto al análisis cuantitativo, el presente trabajo de tesis se apoyará en el software Etabs 2016 para las respectivas modelaciones y obtención de datos, lo que incluye:

- Realizar modelos de la estructura en el software Etabs, definiendo las propiedades lineales y no lineales para el acero y el hormigón, secciones de columnas, vigas, losas, y paredes.
- Definir la carga sísmica, la fuente de masa, patrones de carga, casos de carga dinámicos, caso modal, y las combinaciones de carga.
- Rigidizar los nudos de la estructura.
- Asignar rótulas plásticas en vigas y columnas.
- Verificar el cumplimiento de los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015 como Período de vibración, Derivas elásticas e inelásticas máximas, Cortante dinámico total y Torsión en planta.
- Determinar la curva capacidad y el espectro de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no línea, así como el punto de desempeño de la misma.
- En el caso en que el modelo no cumpliera con los parámetros establecidos según la norma NEC-SE-DS 2015, se desarrollará un modelo adicional donde se aplique alguno de los métodos de reforzamiento estructural, alguna alternativa viable y óptima, con el fin de obtener una respuesta sísmica adecuada de la estructura.
- Comparar y Tabular los resultados de los dos escenarios: modelación del estado actual de la estructura; y con la modelación aplicado el reforzamiento en el caso de que ésta la requiera.



## 2.5 RECOLECCIÓN DE DATOS

### 2.5.1 Ensayo Esclerométrico

Como primer parámetro de recolección de datos se realizó un ensayo esclerométrico, el cual permite estimar la resistencia del hormigón in situ; este método entra en la categoría de ensayos no destructivos ya que no causa un daño estructural significativo en el concreto, y se destaca por su relativa simplicidad, rapidez y posibilidad de realizar un gran número de toma de muestras sobre la estructura sin alterar su resistencia y funcionalidad a un bajo costo. [43]

El método de evaluación de dureza superficial utiliza un equipo denominado esclerómetro Schmidt y consiste en impactar una superficie con una cierta energía; está basado en el principio de que la reflexión de una masa elástica, lanzada contra la superficie, depende de la dureza de esa superficie. [44]

El equipo pesa cerca de 1,8 kg y tiene dentro un resorte principal y un embolo, el mismo que cuando se golpea por medio de un vástago de punta semiesférica contra la superficie del hormigón en el ensayo, este sale y empuja el resorte, después que golpea en la superficie, esta retorna por la ley simple de la física que refiere que a toda acción, existe una respuesta de reacción de la misma intensidad y en sentido contrario. La distancia del rebote es registrada como un “número de rebote”, ese valor es llamado el “índice esclerométrico” (IE) o índice de reflexión. La relación entre el número de rebote y la resistencia del hormigón ( $f'c$ ) es proporcionada por los fabricantes del instrumento, aunque podría necesitar una calibración dependiendo de la región o si se ha realizado una relación propia entre el aparato y núcleos extraídos. [44]

El ensayo se realizó bajo ciertas consideraciones mencionadas en la norma ASTM C805, las cuales se describen a continuación:

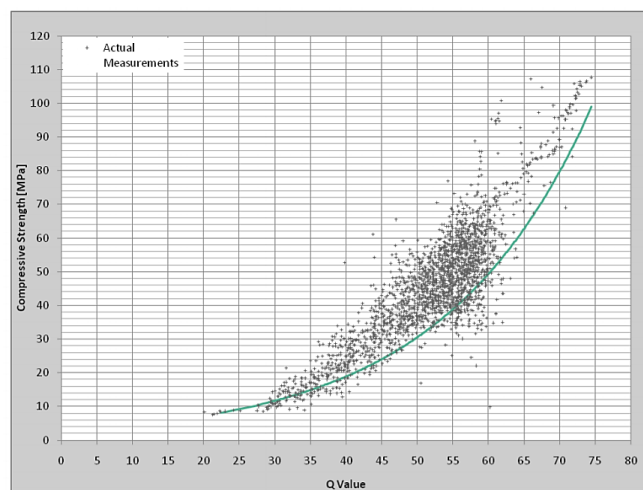
- Los elementos deben tener un espesor mínimo de 100mm.
- La superficie del elemento o lugar de ensayo debe estar lisa y seca.
- El esclerómetro debe estar perpendicular a la superficie de ensayo.
- Los puntos de ensayo deben estar distanciados 25 mm uno del otro.
- Se debe realizar un total de 10 repeticiones por punto ensayado.

Como primer punto se verificó que el esclerómetro esté en condiciones y a continuación se eligió los elementos estructurales y se procedió con los siguientes pasos como procedimiento para realizar el ensayo. (Anexo B – Ensayo Esclerométrico)

- Se preparó la superficie de prueba con una piedra abrasiva, que consiste en pulir el área donde se aplicará el martillo esclerométrico.
- Se dibujó una cuadrícula reticulada de 3x4 cada una de 2.5 cm aproximadamente donde se distribuirán los 10 golpes con el martillo esclerométrico.
- Para la toma de muestras se debe sostener firmemente el instrumento, en una posición que permita que el émbolo golpee perpendicularmente la superficie.
- Se procedió a tomar 10 lecturas por cada elemento ensayado mostrando en cada uno su respectivo valor de Q Value o Índice de Rebote.
- Posterior a los 10 golpes, el esclerómetro muestra en su pantalla principal el valor final de la resistencia del hormigón en  $kg/cm^2$ .

De manera general existe una curva que los esclerómetros usan por defecto conocida como la curva del percentil 10 inferior (Lower 10th percentile curve). Los estándares principales de la norma ASTM (2018c) la recomiendan debido a que se debe proporcionar un margen de seguridad que tome en cuenta factores que puedan afectar las pruebas in situ. El objetivo de esta curva es proporcionar una estimación conservadora y se la recomienda cuando no se conoce los detalles de la mezcla de hormigón, para edificios existentes (hormigón con más de 28 días). En la Figura 54 se muestra la nube de puntos con la que grafica la curva 10 percentil. [43]

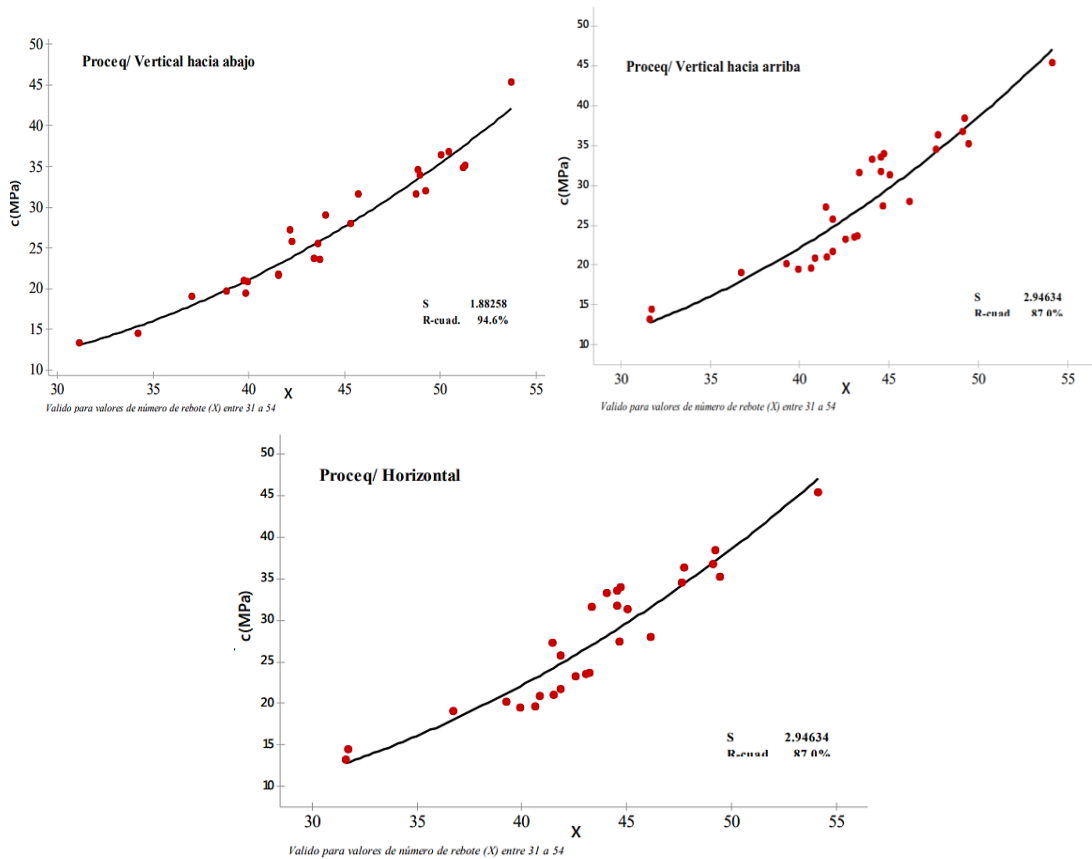
**Figura 54:** Lower 10th percentile curve



**Fuente:** The SilverSchmidt Reference Curve, p.1

Es importante recalcar que por seguridad se aplicará una curva de regresión para obtener los valores de resistencia a compresión del hormigón, debido a las inseguridades que puede presentar el martillo esclerométrico con respecto a su calibración. Para obtener los valores se aplicará las ecuaciones de la curva de regresión, cada una para la orientación en la que se utilizó el martillo. En la figura 55 se puede observar la curva con los puntos perteneciente al estudio de Neira Iveth y Palacios Rubén (2018) con el tema: “Obtención de correlaciones para determinar la Resistencia a la compresión y Módulo de rotura del hormigón mediante Ensayos Esclerométricos”.

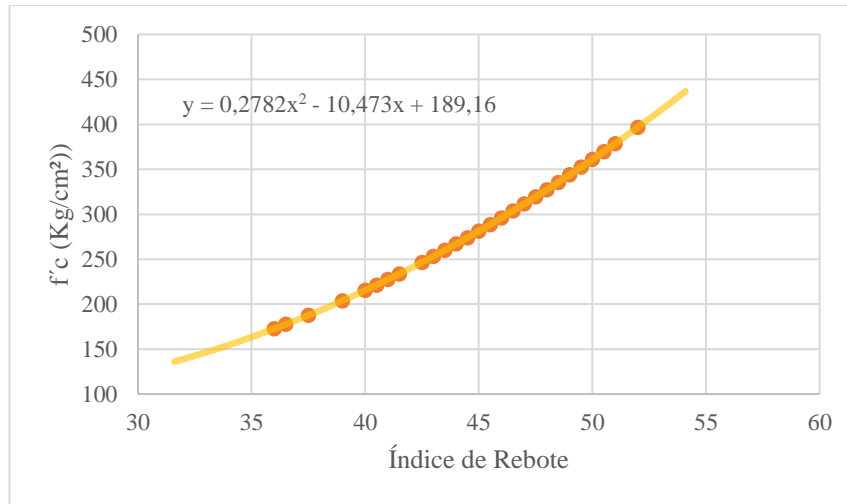
**Figura 55:** Curva de regresión para estimar  $f'c$  (MPa) Proceq / Vertical y Horizontal



**Fuente:** NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018)

A continuación, se muestra la Tabla con los valores del Índice de Rebote para cada elemento ensayado, y en la figura 56 se establecerá la curva con los valores obtenidos de la tabla y aplicando la ecuación cuadrática de la curva de regresión para la posición del martillo esclerométrico en vertical.

**Figura 56:** Curva de regresión para Proceq/Vertical



**Fuente:** Danilo Miranda

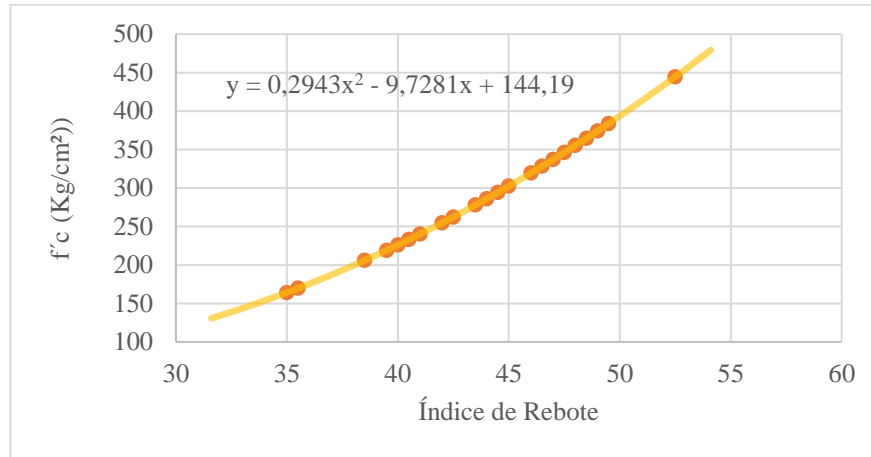
**Tabla 20:** Valores de Índice de Rebote y  $f'c$  para Vigas

Elemento	VIGA 1 Primer Piso Vertical Arriba		VIGA 2 Primer Piso Vertical Arriba		VIGA 3 Segundo Piso Vertical Arriba		VIGA 4 Segundo Piso Vertical Arriba	
	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión
1	45.00	281.21	45.50	288.56	41.50	233.64	45.00	281.21
2	45.50	288.56	39.00	203.84	42.00	240.02	44.00	266.92
3	38.50	198.30	38.50	198.30	41.00	227.40	43.50	259.99
4	43.00	253.19	44.60	275.43	45.50	288.56	40.00	215.34
5	42.50	246.54	44.50	274.00	39.00	203.84	38.50	198.30
6	42.50	246.54	38.50	198.30	41.00	227.40	37.00	182.50
7	41.00	227.40	39.00	203.84	36.50	177.52	42.00	240.02
8	39.50	209.52	44.50	274.00	45.00	281.21	41.00	227.40
9	38.00	192.89	45.50	288.56	41.00	227.40	37.50	187.63
10	42.50	246.54	41.00	227.40	42.00	240.02	41.50	233.64
<b>Valor Final <math>f'c</math> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>239.07</b>		<b>243.22</b>		<b>234.70</b>		<b>229.30</b>	
<b>PROMEDIO (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>237</b>							

**Fuente:** Danilo Miranda

De manera similar se establece una curva de regresión para columnas, utilizando la ecuación para el golpe del martillo esclerométrico en forma horizontal, presentando los siguientes resultados.

**Figura 57:** Curva de regresión para Proceq/Horizontal



**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 21:** Valores de Índice de Rebote y f'c para Columnas

Elemento	COLUMNA 1 Primer piso Horizontal		COLUMNA 2 Primer piso Horizontal		COLUMNA 3 Segundo piso Horizontal		COLUMNA 4 Segundo piso Horizontal	
	Índice de Rebote	f'c (Kg/cm²) Curva de Regresión	Índice de Rebote	f'c (Kg/cm²) Curva de Regresión	Índice de Rebote	f'c (Kg/cm²) Curva de Regresión	Índice de Rebote	f'c (Kg/cm²) Curva de Regresión
1	36.00	175.38	37.50	193.23	41.00	240.04	35.50	169.72
2	35.00	164.21	41.00	240.04	41.50	247.31	37.00	187.13
3	43.50	277.89	43.50	277.89	39.50	219.10	41.00	240.04
4	46.00	319.41	40.00	225.93	39.00	212.41	42.00	254.74
5	35.50	169.72	41.00	240.04	41.50	247.31	42.50	262.31
6	39.50	219.10	45.50	310.81	46.00	319.41	42.00	254.74
7	42.50	262.31	43.50	277.89	39.00	212.41	45.50	310.81
8	42.50	262.31	40.00	225.93	38.50	205.87	39.00	212.41
9	40.50	232.91	39.50	219.10	38.50	205.87	40.50	232.91
10	40.00	225.93	42.50	262.31	44.00	285.90	41.50	247.31
Valor Final f'c (Kg/cm²)	<b>230.92</b>		<b>247.32</b>		<b>239.56</b>		<b>237.21</b>	
PROMEDIO (Kg/cm²)	<b>238.75</b>							

**Fuente:** Danilo Miranda

Finalmente se utiliza las mismas curvas para establecer los valores que corresponden a los otros elementos ensayados.

**Tabla 22:** Valores de Índice de Rebote y  $f'c$  para Losas

Elemento	LOSA 1 Primer piso Vertical Arriba		LOSA 2 Segundo piso Vertical Arriba		LOSA 3 Terraza Vertical Arriba	
	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión
1	37.00	182.50	42.00	240.02	41.50	233.64
2	41.50	233.64	40.00	215.34	43.00	253.19
3	42.50	246.54	40.50	221.30	47.00	311.45
4	44.00	266.92	42.50	246.54	41.00	227.40
5	41.50	233.64	38.50	198.30	42.00	240.02
6	42.00	240.02	39.00	203.84	38.50	198.30
7	42.50	246.54	38.50	198.30	39.00	203.84
8	45.00	281.21	42.50	246.54	42.00	240.02
9	42.50	246.54	35.50	167.96	43.50	259.99
10	39.50	209.52	45.00	281.21	42.50	246.54
Valor Final $f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	238.71		221.93		241.44	
PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )	234.03					

Fuente: Danilo Miranda

**Tabla 23:** Valores de Índice de Rebote y  $f'c$  para Gradadas

Elemento	GRADA 1 Primer piso Vertical Arriba		GRADA 2 Primer piso Vertical Arriba	
	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión	Índice de Rebote	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) Curva de Regresión
1	44.00	266.92	40.00	215.34
2	45.50	288.56	39.00	203.84
3	41.00	227.40	42.50	246.54
4	38.50	198.30	45.00	281.21
5	44.50	274.00	47.00	311.45
6	45.00	281.21	46.50	303.68
7	41.00	227.40	36.50	177.52
8	36.50	177.52	42.50	246.54
9	41.50	233.64	40.00	215.34
10	42.00	240.02	36.00	172.67
Valor Final $f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	241.50		237.41	
PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )	239.45			

Fuente: Danilo Miranda

Una vez obtenido los respectivos datos se deberá descartar aquellas lecturas diferentes de la media de 10 lecturas por más de 6 unidades y determinar 10 nuevas lecturas dentro del área de prueba. En la Tabla 23, se muestran los datos de índice de rebote para una viga de la primera planta y se aplicarán las fórmulas para comprobar que los datos están dentro de los parámetros correctos. [45]

**Tabla 24:** Índice de Rebote correspondientes al ensayo Esclerométrico

Número de golpes	VIGA 1
<b>DESCRIPCIÓN / ORIENTACIÓN ESCLERÓMETRO</b>	<b>ÍNDICE DE REBOTE</b> Primer piso Vertical
1	45.00
2	45.50
3	38.50
4	43.00
5	42.50
6	42.50
7	41.00
8	39.50
9	38.00
10	42.50
Media Q	41.80
<b>Total / Resistencia en kilogramos/cm<sup>2</sup></b>	<b>237.01</b>

**Fuente:** Danilo Miranda

Para determinar si los datos obtenidos son válidos para la muestra, se determina la media de los 10 golpes, luego el valor máximo y mínimo de los mismos, al final se calcula la diferencia o error entre estos valores máximo y mínimo con la media, si los dos son mayores a 6 unidades la muestra no es válida, caso contrario el valor es correcto. [6]

$$Q_{media} = \frac{\sum_{i=1}^n (N^{\circ} \text{ de golpes } i)}{n}$$

$$Q_{media} = \frac{45 + 45.5 + 38.5 + 43 + 42.5 + 42.5 + 41 + 39.5 + 38 + 42.5}{10}$$

$$Q_{media} = 41.80$$

Valor Mínimo (E-)

$$E- = Q_{media} - V_{min}$$

$$E- = 41.8 - 38$$

$$E- = 3.8$$

Valor Máximo (E+)

$$E+ = V_{max} - Q_{media}$$

$$E+ = 45.5 - 41.8$$

$$E+ = 3.7$$

De estos resultados se puede observar que tanto el valor de error mínimo (E-) como el error máximo (E+) no sobrepasan las 6 unidades, por lo que este conjunto de datos puede ser tomado para obtener un valor a la resistencia de hormigón. Por consiguiente esta verificación se la realizará para todos los datos obtenidos del ensayo esclerométrico y filtrar aquellos resultados erróneos.

Finalmente se deberá obtener un valor promedio de la resistencia a la compresión  $f'c$  (Tabla 25), la cual se la obtendrá por una Media Aritmética ( $\bar{y}$ ) y por la Mediana  $M_e$ .

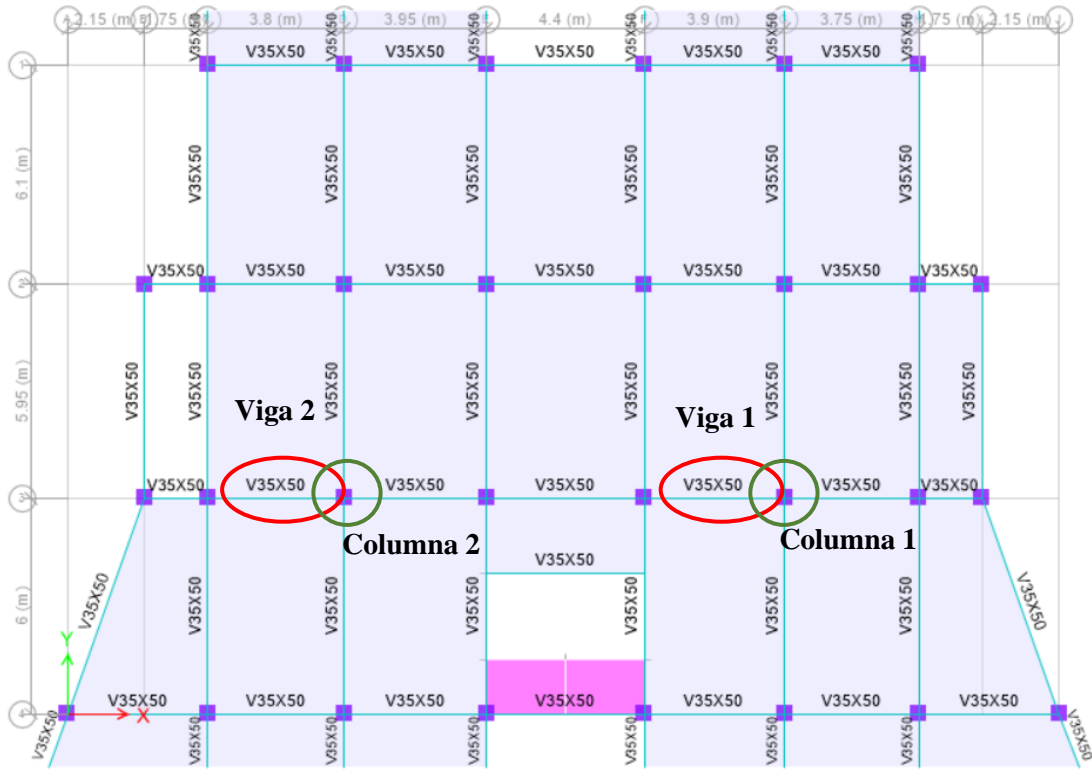
**Tabla 25:** Valores de  $f'c$  con respecto a cada elemento

ELEMENTO	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
VIGA 1	239.07
VIGA 2	243.22
VIGA 3	234.70
VIGA 4	229.30
COLUMNA 1	230.92
COLUMNA 2	247.32
COLUMNA 3	239.56
COLUMNA 4	237.21
LOSA 1	238.71
LOSA 2	221.93
LOSA 3	241.44
GRADA 1	241.50
GRADA 2	237.41

**Fuente:** Danilo Miranda

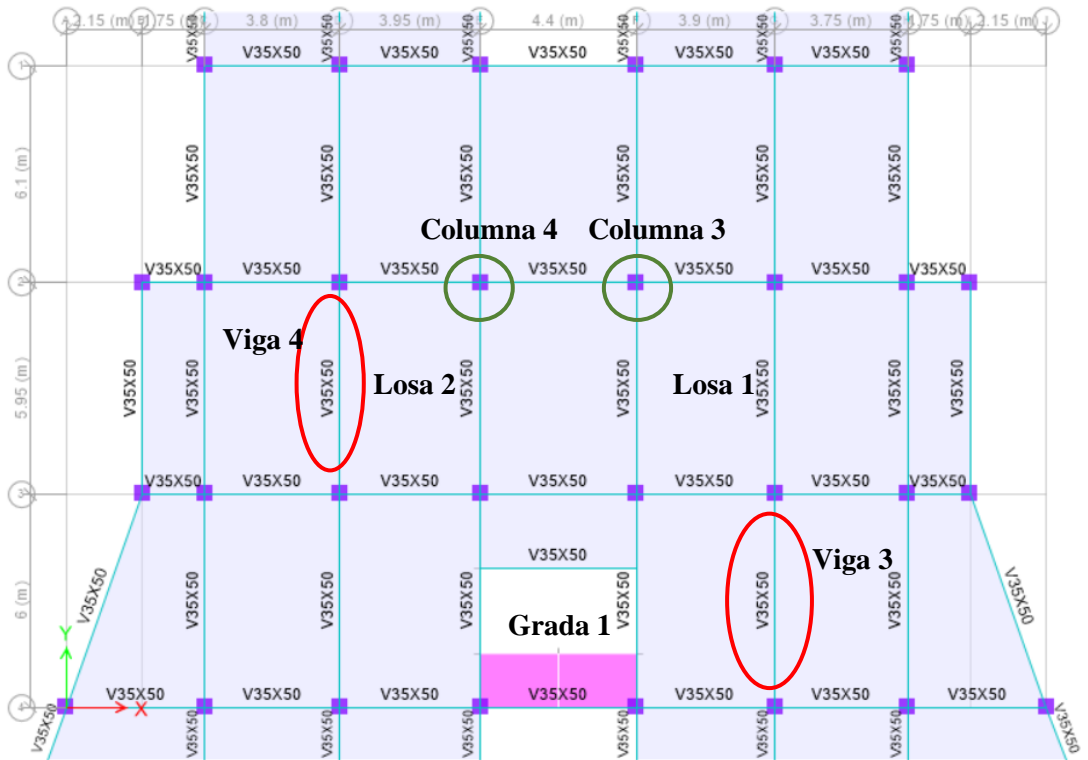


**Figura 58:** Modelo Etabs 16 con los elementos estructurales del Primer piso



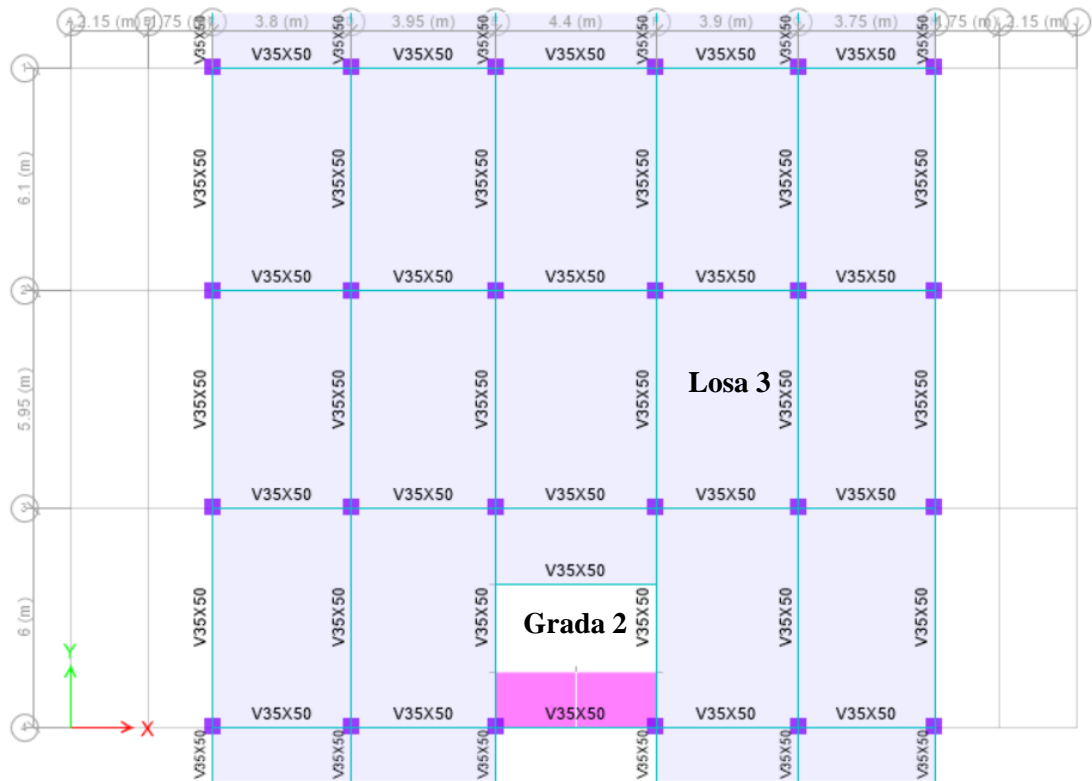
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 59:** Modelo Etabs 16 con los elementos estructurales del Segundo piso



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 60:** Modelo Etabs 16 con los elementos estructurales de la terraza



**Fuente:** Danilo Miranda

### Media Aritmética ( $\bar{y}$ )

Esta es la alternativa más conocida aplicada a un conjunto de datos y que se la puede emplear con una fórmula sencilla.

$$(\bar{y}) = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n}$$

$$(\bar{y}) = \frac{239.07+243.22+234.7+229.3+230.92+247.32+239.56+237.21+238.71+221.93+241.44+241.5+237.41}{13}$$

$$(\bar{y}) = 237.10 \text{ kg/cm}^2$$

### Mediana ( $Me$ )

Corresponde a una medida de tendencia central, por esa razón se ordenan los valores de mayor a menor o viceversa (Tabla 26). Cuando el número de datos es impar la mediana pasaría a ser el valor central y cuando es par se busca dos valores en el centro de la serie y se promedia los mismos, en este caso son 13 valores, por lo que se toma el valor intermedio que corresponde a 238.71 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 26:** Valores de  $f'c$  ordenados de manera descendente

ELEMENTO	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
COLUMNA 2	247.32
VIGA 2	243.22
GRADA 1	241.50
LOSA 3	241.44
COLUMNA 3	239.56
VIGA 1	239.07
LOSA 1	238.71
GRADA 2	237.41
COLUMNA 4	237.21
VIGA 3	234.70
COLUMNA 1	230.92
VIGA 4	229.30
LOSA 2	221.93

**Fuente:** Danilo Miranda

Para concluir, el valor a optar será el de la media aritmética ya que considera todos los datos referentes al ensayo esclerométrico, con un valor de 237.10 kg/cm<sup>2</sup>; por tanto, tomando en cuenta un margen de error por una calibración deficiente del equipo, el valor final para modelación será de  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup>. Cabe mencionar que existen estudios similares aplicados en predios universitarios, donde se obtienen resistencias similares, pudiendo resaltar que el valor obtenido está dentro de los rangos estimados. Cabe recalcar que el valor obtenido corresponde a las curvas de regresión para cada tipo de orientación utilizado por el martillo esclerométrico, ya sea vertical u horizontal, pudiendo obtener un valor más apegado a la realidad que las obtenidas directamente del equipo esclerométrico. A continuación, se presenta parte de la metodología utilizada. (Anexo B)

**Figura 61:** Preparación de la superficie y aplicación del esclerómetro respectivamente.



**Fuente:** Danilo Miranda

### 2.5.2 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Parte importante para el desarrollo de esta tesis es reconocer el tipo de suelo en el que se encuentra cimentado la estructura, por tanto se ha optado por realizar un Ensayo de Penetración Estándar, el cual consiste en contar el número de golpes necesarios para hincar un muestreador a una profundidad determinada, mediante el peso de un martinete que desciende desde una altura definida, de este modo se obtiene un valor aproximado de la resistencia del suelo in situ y se puede extraer muestras de suelo para un posterior análisis de laboratorio. [46]

El procedimiento realizado tuvo base en la Norma INEN 689, donde establece ciertos parámetros a considerarse durante el ensayo, y se describe a continuación: (Anexo B)

- Primero se preparó el equipo a utilizar, es decir se armó el equipo de perforación que en este caso consta de un trípode acoplado con una polea, y donde irá apoyado el martinete. Las patas del trípode deben estar correctamente hincados en el suelo con el fin de evitar cualquier accidente ya que el ensayo implica mucho ajeteo.
- Se debe armar el muestreador o tubo partido, y consiguiente se deberá marcar medidas que ayudará a tener puntos de referencia cuando se esté realizando el hincado del mismo y no sobrepasar en número de golpes.
- A continuación se apoya el muestreador en el sitio de estudio y mediante golpes en caída libre del martinete, (una altura de  $75 \pm 5$  cm) hincar el muestreador. [46]
- El levantamiento del martinete utilizó un cabo de manila con un accionado mecánico, la norma menciona que el cabo no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate del motor. [46]
- Durante el hincado del muestreador se debe considerar mantener perfectamente vertical la barra rígida de acero ya que esta sirve de guía para el descenso del martinete con el fin de evitar la pérdida de energía en los golpes a causa de la fricción. [46]
- Se penetró con el muestreador 50 cm que sirven como preparación, ajuste y limpieza para el ensayo. [46]
- Se registró separadamente en tramos de 20,15 y 15 cm respectivamente a partir del nivel  $N - 0.50m$  y el número de golpes necesarios para penetrar el muestreador la longitud necesaria. [46]

- Si durante la penetración en el tramo de 30 cm se sobrepasa los 50 golpes, se debe anotar el número de golpes efectuados y la longitud de penetración del muestreador. [46]
- Para la extracción del muestreador se debe girar al menos dos vueltas, con el fin de cortar la muestra en el fondo. [46]
- Una vez la muestra se encuentre en la superficie se determina la longitud de la muestra recuperada, se extrae la muestra de suelo, sin tomar en cuenta la parte de suelo superior que no se considera representativa. [46]
- Cada muestra obtenida se debe pesar y etiquetar correctamente para los posteriores ensayos en laboratorio.

El ensayo de penetración estándar para la obtención y análisis de muestras se lo realizó en un punto específico de la parte trasera de la estructura, donde se obtuvieron los siguientes datos:

**Tabla 27:** Resultados obtenidos del SPT en la FCA-UTA

TIPO DE SUELO EN BASE AL NÚMERO DE GOLPES				
PROFUNDIDAD (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT Media	Tipo de Perfil
N-0.50	Limpieza		39	D
N-0.70	7	22		
N-0.85	8			
N-100.00	14			
N-120.00	26	35		
N-135.00	17			
N-150.00	18			
N-170.00	18	61		
N-185.00	26			
N-200.00	35			

**Fuente:** Danilo Miranda

El ensayo SPT muestra a partir del sondeo un número de golpes promedio (NSPT Media) de 39, valor que se encuentra de los parámetros establecidos por la NEC-SE-DS que debe estar entre el rango de  $(50 > N \geq 15.0)$ , de este modo el suelo es clasificado como tipo D (Tabla 11). [7]

La norma NEC-SE-DS también dispone de otro parámetro para clasificar al suelo en perfiles rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante ( $V_s$ ); La velocidad de onda de cortante se realizará a partir de las ecuaciones establecidas por Kirar et al. 2016, las cuales se obtuvieron a partir de una correlación del  $V_s$  medido por medio del análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) y el número de golpes  $N$  utilizando el ensayo SPT en varios sitios en la región de Roorkee perteneciente al Norte de la India. Las ecuaciones se presentan a continuación: [47]

$V_s$  para todo tipo de suelo

$$V_s = 99.50 \times N^{0.345}$$

$V_s$  para suelo arenoso

$$V_s = 100.30 \times N^{0.338}$$

$V_s$  para suelos arcilloso

$$V_s = 94.40 \times N^{0.379}$$

De este modo más adelante se presentan los datos granulométricos en la Tabla 28 (Anexo B) donde refleja que de las muestras extraídas, el suelo es en preponderancia arenoso, por tanto se procede a aplicar  $V_s$  para dicho tipo de suelo:

**Tabla 28:** Velocidad de Onda Cortante  $V_s$

SONDEO	PERFIL TIPO	NSPT	$V_s$ ARENA (m/s)
1	D	39	346.00

**Fuente:** Danilo Miranda

Según la NEC-SE-DS los suelos clasificados como perfil de suelo tipo D, deben cumplir con el criterio de velocidad de onda cortante en el intervalo ( $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ ); siendo que la velocidad promedio encontrada en base a las correlaciones se ajusta a este requerimiento damos por validado el valor de 346.00 m/s como la velocidad de onda cortante en la zona de estudio. [7][19]

### 2.5.3 Ensayo Granulométrico

A partir del ensayo SPT se pudo obtener 3 muestras, de las cuales cada una de ellas fueron sometidas a un análisis granulométrico con base a lo dispuesto por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), como se presenta en la tabla 30:

Como procedimiento se puede describir que:

- Cada una de las muestras fue filtrada primero por el tamiz #4, de este modo, si más del 50% de la muestra es retenida se considerará como grava, y por el contrario, si más del 50% pasa dicho tamiz se considera arena; para las 3 muestras los datos reflejaron que son arenas.
- A continuación, las muestras deberán ser sometidas a la maquina tamizadora con distintas aberturas de tamices, cuyo objetivo es pesar cada uno de los pesos retenidos y acumulados a fin de realizar una tabla que deberá representar la curva granulométrica.
- El último tamiz, correspondiente al #200 y que también establece un parámetro importante, ya que si más del 50% de la muestra pasa dicha abertura se considerará suelo fino, y por el contrario si más del 50% es retenido será suelo grueso.

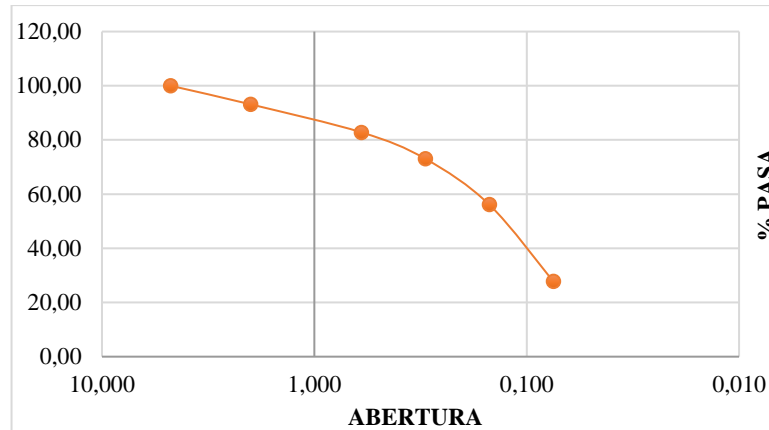
A continuación se presenta la Tabla 29, de los porcentajes por cada tamiz de la muestra #1, y en la Figura 62 la esquematización de la curva granulométrica, cuyos datos reflejan que es un suelo arenoso; En el Anexo B (Ensayo Granulométrico) se presentan las tablas y datos para las demás muestras obtenidas en campo.

**Tabla 29:** Ensayo Granulométrico, Muestra 1

NIVEL DE PENETRACIÓN Nv.- 1.00					
TAMIZ #	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA (gr)	% RETENIDO	%RETENIDO ACUMULADO	% PASA
4	4.750	0	0	0	100.00
10	2.000	20.5	6.84	6.84	93.16
30	0.600	31	10.35	17.20	82.80
50	0.300	29.3	9.78	26.98	73.02
100	0.150	50.6	16.89	43.87	56.13
200	0.075	84.9	28.35	72.22	27.78
BASE		83.2	27.78	100.00	0.00
TOTAL		299.5	100.00		
% GRAVAS		0.00			
% FINOS		27.78			
% ARENAS		72.22			

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 62:** Curva Granulométrica, Muestra 1



**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 30:** Clasificación de suelo según SUCS

Sub-Tipos		Identificación		Símbolo de Grupo	
SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N° 200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N° 4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GW
			Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP
		GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	GM
			Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH	GC
	ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arene bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200	SW
			Arene mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200	SP
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arene limosa; mezcla de arena grava y limo	Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	SM
			Arene arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH	SC
	SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200	LIMO Y ARCILLA Límite Líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.	ML
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.	CL
		Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.	OL		
Mayor de 50%		Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	MH		
		Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad.	CH		
		Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	OH		
ALTAMENTE ORGANICO		Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa	P <sub>t</sub>		

**Fuente:** SUCS



## 2.6 ANÁLISIS CUALITATIVO

### 2.6.1 Inspección Visual Rápida FEMA 154

Anteriormente se presentó al VRS del FEMA 154 como una alternativa para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica, por lo tanto, hay que recalcar que Ambato es una zona de alta sismicidad; adicional, se considera otro parámetro importante como la clasificación del sistema estructural, por lo que después de realizado la inspección, se le encasilla en el tipo C1, es decir, con pórticos de hormigón armado resistentes a momentos. [13]

#### 2.6.1.1 Nivel 1

En este nivel se debe ir completando ciertos parámetros, los cuáles se describen a continuación:

1. El primer punto que se debe cubrir es una imagen de la edificación y adicional un esquema de la estructura, que en este caso se omite debido a que se adjuntan los planos arquitectónicos en el Anexo D.

**Figura 63:** Paso 1, Fotografía, Inspección Visual Rápida FEMA 154



**Fuente:** Danilo Miranda

2. Se procede a completar todos los datos requeridos por el formulario; Al ser esta metodología de origen americano existe un punto donde se solicita colocar los coeficientes sísmicos  $S_1$  y  $S_s$ , que para nuestro caso se pueden omitir debido a que no son necesarios para estudios posteriores, en cuyo caso sean requeridos, se puede hacer mención en base a las curvas de peligro sísmico de la NEC DE SE.

**Figura 64:** Paso 2, Datos Generales, Inspección Visual Rápida FEMA 154

<b>Dirección:</b> Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi Chico, Av. Los Chasquis y Río Payamino							
<b>Código Postal:</b> 180206							
<b>Otra Identificación:</b> Sector Central de la Universidad, junto al Coliseo UTA							
<b>Nombre del Edificio:</b> FCA-UTA, BLOQUE 2							
<b>Uso:</b> Edificio Educativo							
<b>Latitud:</b> -1.269165°				<b>Longitud:</b> -78.624559°			
<b>Ss:</b> _____				<b>S1:</b> _____			
<b>Inspector:</b> Danilo Miranda				<b>Fecha/Hora:</b> 24 de Septiembre de 2020 / 09:00			
<b>N° de Pisos:</b> Sobre NP: 3		<b>Bajo NP:</b> 0		<b>Año de Construcción:</b> 2006		<input checked="" type="checkbox"/> ESTIMADO	
<b>Superficie total de Piso (m²):</b> 450.00				<b>Año código:</b> 2005			
<b>Ampliaciones/remodelaciones:</b> <input checked="" type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Si, año de construcción: _____							
<b>Ocupación:</b>		Recreacional		Comercial		Serv. de Emergencia	
		<input type="checkbox"/> Histórico		<input type="checkbox"/> Refugio			
		Industrial		Oficinas		Escuela	
		Serv. Públicos		Almacenamiento		Residencial, # Unidades: _____	
<b>Tipo de Suelo:</b>		<input type="checkbox"/> A		<input type="checkbox"/> B		<input type="checkbox"/> C	
		<input checked="" type="checkbox"/> D		<input type="checkbox"/> E		<input type="checkbox"/> F	
		Roca		Suelo		No se Conoce (NSC)	
		Dura		Rígido		Si NSC, asumir Suelo Tipo D	
		Promedio		Suave			
		Denso		Pobre			
<b>Peligros Geológicos:</b> Licuefacción: Si/No/NSC Delizamiento: Si/No/NSC Rupt Superf: Si/No/NSC							
<b>Adyacentes:</b> <input type="checkbox"/> Golpes <input type="checkbox"/> Peligro de caída de objetos de edificios altos cercanos							
<b>Irregularidad:</b> <input type="checkbox"/> En Elevación (Tipo/Severidad): Las plantas presentan niveles regulares							
<input type="checkbox"/> En Planta (Tipo): Presenta una leve irregularidad en el piso dos							
<b>Peligros de caída Exteriores:</b> <input type="checkbox"/> Chimeneas no Ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos Pesados							
<input checked="" type="checkbox"/> Barandas o antepechos <input type="checkbox"/> Apéndices/Uniones							
<input type="checkbox"/> Otros: _____							
<b>Comentarios:</b> De manera general el edificio presenta volados en el piso y dos, adicional tiene una terraza accesible con antepechos; en planta presenta irregularidades.							
Comentarios o bosquejos adicionales en páginas separadas							

**Fuente:** Danilo Miranda

- Por consiguiente, se deberá asignar un puntaje de todos los parámetros considerados; el puntaje base se obtiene de la clasificación según el tipo de edificación, que este caso es una estructura clasificada como C1, es decir, con pórticos de hormigón armado resistentes a momentos, y adicional ir marcando las casillas según sea el caso y finalmente obtener un puntaje final.

**Figura 65:** Paso 3, Puntaje Final, Inspección Visual Rápida FEMA 154

TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA (NO SE CONOCE DNK)	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, PL1	-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	DNK	-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0
Post Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de Suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de Suelo E ( 1-3 Pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de Suelo E (> 3 Pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, Smin (Score minimum)	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
<b>PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin</b>	<b>SL1 = 1.5 - 0.6 + 1.9 = 2.8 &gt; 0.3 (Smin)</b>																

**Fuente:** Danilo Miranda

4. Finalmente, se procede a completar los últimos campos respecto a este formulario que compete al alcance de la revisión, otros peligros y acciones requeridas.

**Figura 66:** Paso 4, Parámetros Finales, Inspección Visual Rápida FEMA 154

<b>ALCANCE DE LA REVISIÓN</b> Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos Revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de Tipo de Suelo: <b>Ensayo SPT y Granulométricos</b> <b>Suelo Tipo D</b> Fuente de Peligros Geológicos: _____ Persona Contacto: _____	<b>OTROS PELIGROS</b> <b>Existen otros peligros que implique una Evaluación Estructural Detallada?</b> <input type="checkbox"/> Golpes potenciales, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable). <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes. <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o Suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/Deterioro significativo en el Sistema Estructural	<b>ACCIONES REQUERIDAS</b> <b>Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?</b> <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otra edificación <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input checked="" type="checkbox"/> No <b>Se recomienda una Evaluación No Estructural?</b> <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> NSC
<b>INSPECCIÓN DE NIVEL 2 REALIZADA?</b> <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____ <input checked="" type="checkbox"/> No Peligros No Estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No		

**Fuente:** Danilo Miranda

5. Para concluir, y poder determinar la Vulnerabilidad de la estructura, se debe tomar en cuenta el puntaje Final SL1, de la cual, la Norma sugiere que presenten un valor de SL1 de 3, lo cual indica que la estructura tiene una probabilidad de colapso de 1 en 1000, si este valor es de 2 la probabilidad es de 1 en 100, por lo que nuestro puntaje se encuentra entre estos dos parámetros se puede agregar que la estructura tiene una baja probabilidad de colapso.

### 2.6.1.2 Nivel 2

El Nivel 2 del formato del FEMA 154, hace referencia a un análisis más detallado de la edificación, pero como se ha podido observar, la estructura posee un nivel de probabilidad de colapso bajo; por consiguiente, se procederá a omitir el nivel 2 y a continuar con el formulario de la Norma Ecuatoriana.

### 2.6.2 Inspección Visual Rápida NEC 2015

Como se indicó anteriormente, la NEC 2015 presenta una Guía Práctica de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de estructuras, que se basa en el FEMA 2002 pero con sus propios formatos y parámetros, por lo tanto, se procedió de la siguiente manera:

- 1 En la parte superior derecha existen parámetros que se deben completar, el primero de ellos hace referencia a los datos de la edificación, y a continuación los datos del profesional; Acompañando a estos datos existe un área para una fotografía y esquema de la estructura, que para este caso se deberá observar en el Anexo D para una mejor apreciación.

**Figura 67:** Paso 1, Datos de la Edificación e Inspector, Guía 5 NEC 2015

ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN ADJUNTO EN ANEXOS	<b>DATOS DE LA EDIFICACIÓN:</b>	
	Dirección: <b>Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi Chico, Av. Los Chasquis y Río Payamino</b>	
	Nombre de la Edificación: <b>FCA-UTA, BLOQUE 2</b>	
	Sitio de referencia: <b>Sector Central de la Universidad, junto al Coliseo UTA</b>	
	Tipo de uso: <b>Educativo</b>	Fecha de evaluación: <b>24 / 09 / 2020</b>
	Año de construcción: <b>Estimado 2006</b>	Año de remodelación: <b>-----</b>
	Área construida en m <sup>2</sup> : <b>450.00</b>	Número de pisos: <b>3</b>
	<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>	
	Nombre del evaluador: <b>Danilo Miranda</b>	
	C.I.: <b>180434873-6</b> Registro senescyt:	
		

**Fuente:** Danilo Miranda

- 2 Como segundo punto, se debe reconocer el esquema del sistema estructural, que en este caso es C1, que corresponde a elementos estructurales, vigas y columnas de hormigón armado, en base a este dato, se obtiene un puntaje básico, que se va completando con otros parámetros en esta columna, es decir, obtener así sus respectivos puntajes modificadores y concluir un puntaje final. En la siguiente figura se puede observar que los parámetros seleccionados se encuentran resaltados de color amarillo, todo esto en base a las características de la estructura y cada uno de ellos se adjudica un puntaje que modificará el puntaje básico.

**Figura 68:** Paso 2, Puntajes básico, modificadores y Final, Guía 5 NEC 2015

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL															
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado			C1	Pórtico Acero Laminado									S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales			C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales									S2
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo			C3	Pórtico Acero doblado en frío									S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX					Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado									S4
		H. Armado prefabricado			PC	Pórtico Acero con paredes mampostería									S5
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S															
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5		
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0		
ALTURA DE EDIFICACIÓN															
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4		
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8		
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION															
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0		
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5		
CODIGO DE LA CONSTRUCCION															
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2		
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0		
TIPO DE SUELO															
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4		
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4		
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8		
<b>PUNTAJE FINAL, S</b>					2.8										

**Fuente:** Danilo Miranda

- 3 El paso final corresponde al grado de vulnerabilidad sísmica, donde ya nos indica un rango de calificación en el mismo formulario, donde también se puede agregar cualquier dato de observación y firma de responsabilidad.

**Figura 69:** Paso 3, Grado de vulnerabilidad sísmica, Guía 5 NEC 2015

GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA		
$S < 2.0$	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	
$2.0 > S > 2.5$	Medía vulnerabilidad	
$S > 2.5$	Baja vulnerabilidad	X
		Firma responsable de evaluación
<b>OBSERVACIONES.- De manera general el edificio presenta volados en el piso y dos, adicional tiene una terraza accesible con antepechos; en planta presenta irregularidades.</b>		

**Fuente:** Danilo Miranda

Para concluir, se deberá obtener un valor final (S), según los puntajes básicos y puntajes modificadores seleccionados, para finalmente obtener un grado de vulnerabilidad sísmica.

## 2.7 ANÁLISIS CUANTITATIVO

Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica aplicando el método cuantitativo se debe considerar un análisis dinámico, un análisis no lineal o Pushover y finalmente analizar la curva capacidad de la estructura; esto en conjunto con el análisis cualitativo se podrá apreciar y comparar las diferencias entre estos dos análisis, para finalmente obtener las respectivas conclusiones.

Para iniciar con el análisis se ha propuesto dos modelos estructurales, del cual, el primero respetará las condiciones actuales de la edificación y un segundo donde se aplicarán los requisitos sismorresistentes que presenta la NEC SE DS. Posteriormente se aplicarán dos tipos de demanda: el primero consiste en el espectro de respuesta de la NEC y el segundo el espectro Determinista.

### 2.7.1 Características de la Edificación

El bloque 2 de la Facultad de Contabilidad y Auditoría se encuentra conformado por las siguientes características que se representan en los Planos Arquitectónicos:

**Tabla 31:** Descripción de Niveles y Usos de la Edificación FCA Bloque 2

N° de Piso	Nivel de Referencia	Altura de Piso (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Uso
Planta Baja	N+0.00	0.00	431.17	Entrada principal, Administración de sistemas, Sanitarios hombres y Sanitarios Mujeres, Bodegas (4), COCEG, Vinculación, Sala de Reuniones, Bienes de Administración
Primer Piso	N+3.00	3.00	431.17	Laboratorio B1, B2, B3, B4, B5; Aula 2.1, Balcones (4)
Segundo Piso	N+5.90	2.90	423.05	Unidad de Planificación y Evaluación; Laboratorio C6, C7; Aula 3.1, 3.2, 3.3; Balcones (4)
Terraza	N+8.80	2.90	417.80	Terraza Accesible

**Fuente:** Danilo Miranda

### 2.7.2 Acero de Refuerzo de Elementos Estructurales

Debido a la ausencia de Planos Estructurales se asumirán el acero tanto en vigas como en columnas tomando en cuenta los límites de cuantía establecidos en la NEC SE HM.

#### 2.7.2.1 Cuantía de Acero en Vigas

Según la norma ecuatoriana NEC-SE-HM en su sección 4.2.5. del refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión, los valores de las cuantías del refuerzo deben proporcionar una falla en flexión controlada por la tracción, cuyo esquema se presenta en la Figura 70: [48]

Donde:

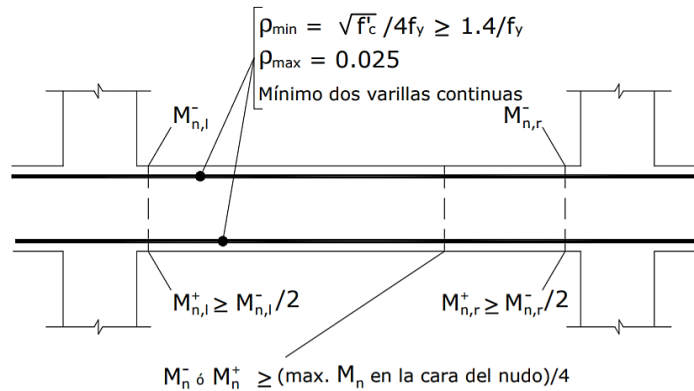
$\rho_{min}$ : Cuantía del refuerzo mínimo

$\rho_{max}$ : Cuantía del refuerzo máximo

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

$f_c$ : Resistencia especificada a la compresión del Hormigón

**Figura 70:** Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión



**Fuente:** NEC-SE-HM 2015

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

La normativa internacional ACI 318-19 en la sección 9.6.1 refuerzo mínimo para flexión en vigas no preesforzadas menciona que se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión **Asmin** en toda sección donde el análisis requiere refuerzo a tracción. El **Asmin** debe ser mayor al valor obtenido de la siguiente expresión: [16]

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * bw * d$$

Donde:

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

$bw$ : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).

Primero se establecerá el valor de  $d$  considerando todas las características de la viga:

**Tabla 32:** Dimensiones de Vigas

Vigas Principales	
Ancho (cm)	Altura (cm)
35	50

**Fuente:** Danilo Miranda

## Viga Principal

$$d = h - r + \phi_{EST} + \frac{\phi_{long}}{2}$$

Donde:

h: Altura de la Viga

r: Recubrimiento

$\phi_{EST}$ : Diámetro de Varilla de Estribo

$\phi_{long}$ : Diámetro de Varilla Longitudinal

$$d = 50cm - 2.5cm - 1cm - \frac{1.6cm}{2}$$

$$d = 45.70 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 35cm * 45.70cm$$

$$A_{smin} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Acero superior propuesto es de 6Ø 16 mm con un valor de  $A_{sup} = 12.06 \text{ cm}^2$ , se calcula el valor de la cuantía:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{12.06 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 45.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00689 = 0.69 \%$$

Para el cálculo del acero máximo se determina la cuantía de refuerzo que no puede exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b$$



$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6300}{6300 + 4200}$$

$$\rho b = 0.024451$$

$$\rho_{max} = 0.5 (0.024451)$$

$$\rho_{max} = 0.012225 = 1.22\%$$

Finalmente se compara con la cuantía mínima y máxima:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.0033 < 0.0069 < 0.0122 \text{ **Cumple**}$$

Acero inferior propuesto es de 3Ø 16 mm con un valor de  $A_{sinf} = 6.03 \text{ cm}^2$ , por lo que debe ser por lo menos el 50% del acero superior, se calcula el valor de la cuantía:

$$\rho = \frac{6.03 \text{ cm}^2}{35\text{cm} * 45.70\text{cm}}$$

$$\rho = 0.003769$$

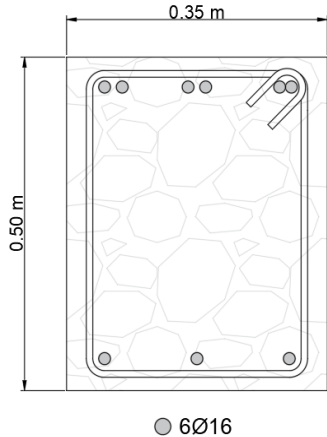
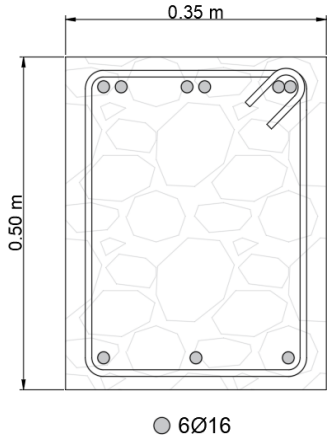
De manera similar se compara con la cuantía mínima y máxima:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.0033 < 0.003769 < 0.0122 \text{ **Cumple**}$$

A continuación se presenta un resumen de los elementos estructurales con sus dimensiones considerando que estas fueron tomadas en campo; adicional su armadura se la calculó aplicando la respectiva Normativa Ecuatoriana NEC SE HM, cabe mencionar que no existieron planos estructurales por lo que su respectivo armado se aplicó en base a sus mínimos con respecto a sus cuantías y considerando las cargas para la edificación, de las cuales obtiene un armado de un 50% de la cuantía máxima para el acero superior, los respectivos valores se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 33:** Secciones y Acero de refuerzo en Vigas.

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
Viga Principal	Ejes C,D,E,F,G,H, 1,2,3,4, Nivel N+3.00, N+5.90, N+8.80, N+11.70	35x50	Acero Superior: 6Ø 16 mm Cuantía: 0.69% Acero Inferior: 3Ø 16 mm Cuantía: 0.38% Estribos 1E Ø 10 @ 10 y 15 cm Recubrimiento: 2.5 cm	 ● 6Ø16
Viga Principal	Ejes B2-C3; B2-B3; B3-C3 Ejes H2-I3; H2-H3; H3-I3 Nivel N+3.00 y N+5.90	350x50	Acero Superior: 6Ø 16 mm Cuantía: 0.69% Acero Inferior: 3Ø 16 mm Cuantía: 0.38% Estribos 1E Ø 10 @ 10 y 15 cm Recubrimiento: 2.5 cm	 ● 6Ø16

**Fuente:** Danilo Miranda

### 2.7.2.2 Cuantía de Acero en Columnas

La cuantía establecida por la norma ecuatoriana para el refuerzo longitudinal en columnas se encuentra en la sección 4.3.3 de la NEC-SE-HM, con una cuantía mínima del 1% y una máxima de 3%: [48]

$$0.01 \leq P_g / A_g \leq 0.03$$

Donde:

Pg: Área de refuerzo longitudinal.

Ag: Área bruta de la sección.

La norma internacional ACI 318 – 19 en la sección 10.6 límites de refuerzo longitudinal establece los límites para las cuantías mínima y máxima del refuerzo longitudinal, para las columnas el área del refuerzo longitudinal no debe ser menor que  $0.01A_g$  ni mayor que  $0.08A_g$ . [16]

**Tabla 34:** Dimensiones de Columna

Columnas	
Ancho (cm)	Largo (cm)
45	50

**Fuente:** Danilo Miranda

Por tanto se propone un acero longitudinal de 12  $\emptyset$  16 mm con un  $A_s = 24.12 \text{ cm}^2$ , y a continuación se calcula los valores límite de cuantía para verificar que se encuentre en el rango establecido:

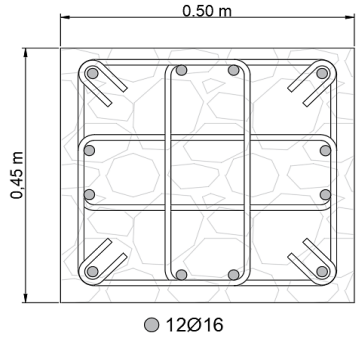
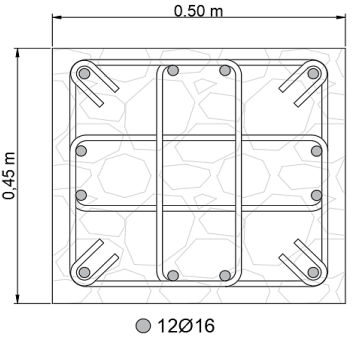
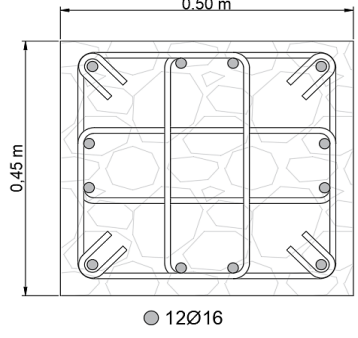
$$0.01 \leq \frac{A_s}{b * h} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq \frac{24.12}{45 * 50} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0107 \leq 0.03 \text{ **Cumple**}$$

A continuación, se presenta un resumen de los elementos estructurales con sus dimensiones considerando que estas fueron tomadas en campo; adicional su armadura que se calculó aplicando la respectiva Normativa Ecuatoriana NEC SE HM; cabe recalcar que el acero de refuerzo se lo consideró en base a la mínima cuantía ya que como se mencionó anteriormente no se dispuso de planos estructurales, por tanto siendo la cuantía mínima el 1% se lo armó con un 1.07% cumpliendo lo establecido en la norma.

**Tabla 35:** Secciones y Acero de refuerzo en Columnas.

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
C1	Ejes B2,B3,A4, I2,I3,J4, Desde N+0.00 Hasta N+5.90	45x50	12 Ø 16 1E Ø10 @ 10 cm Cuantía: 1.07 % rec: 3 cm	
C2	Ejes C1,C2,C3,C4, D1,D2,D3,D4, E1,E2,F1,F2, G1,G2,G3,G4, H1,H2,H3,H4 Desde N+0.00 Hasta N+8.80	45x50	12 Ø 16 1E Ø10 @ 10 cm Cuantía: 1.07 % rec: 3 cm	
C3	E3,E4,F3,F4 N +0.00 HASTA N+11.70	45x50	12 Ø 16 1E Ø10 @ 10 cm Cuantía: 1.07 % rec: 3 cm	

**Fuente:** Danilo Miranda

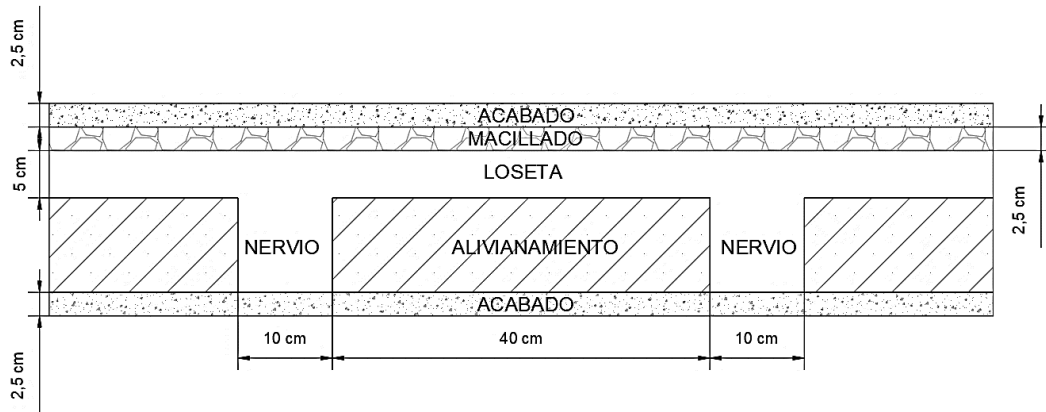
### 2.7.3 Cuantificación de Cargas Gravitacionales

Para la modelación en el programa Etabs se debe tener ciertos valores como lo son carga muerta adicional, carga viva, cargas que serán asignadas en vigas, etc., las cuales serán descritas a continuación:

### 2.7.3.1 Carga Muerta de Losa

Este valor está calculado para una losa de 25 cm y una disposición entre nervios y alivianamientos de 10 cm y 40 cm respectivamente, detallado en la siguiente figura.

**Figura 71:** Cuantificación de Cargas de Losa



**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 36:** Carga Muerta de Losa

Elemento	Altura (m) h	Longitud (m) L	Espesor (m) e	Peso Específico Kg/m <sup>3</sup>	Peso Kg/m <sup>2</sup>
Peso Loseta	1	1	0.05	2400	120
Peso Nervios	0.20	3.6	0.1	2400	172.82
Alivianamientos (8)	-	-	-	8	64
P. Masillado sup.	1	1	0.025	2000	50
P. Masillado inf.	1	1	0.025	2000	50
P. Acabados	1	1	0.025	1800	45
<b>CM LOSA =</b>					<b>501.82</b>

**Fuente:** Danilo Miranda

### Peso Propio Estructural

$$Pp_{losa} = Nervio + Loseta$$

$$Pp_{losa(DEAD)} = 292.82 \text{ kg/m}^2$$

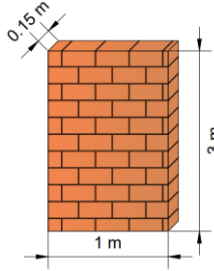
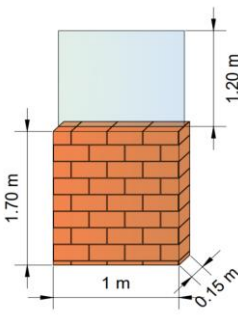
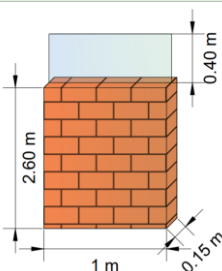
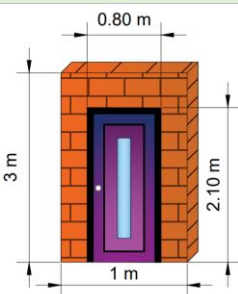
### 2.7.3.2 Carga Muerta de Pared

En este caso es importante analizar la distribución arquitectónica del edificio y los tipos de paredes que esta la conforman, para obtener valores adecuados y lo más reales posibles al momento de modelar; y se presentan a continuación:

## Entrepiso

Las cargas de pared para entrepiso y terraza dependerán exclusivamente de la distribución arquitectónica de la edificación, por tanto se describe en la siguiente tabla:

**Tabla 37:** Carga Muerta de Pared Entrepiso

Pared Tipo I (Maciza)	
	$PT_1 = 0.15 \text{ m} * 1 \text{ m} * 3 \text{ m} * 1600 \text{ kg/m}^3$ $PT_1 = 720 \text{ kg/m}$ $L1 = 103.8 \text{ m}$
Pared Tipo II (Ventana)	
	$PT_2 = (0.15 * 1 * 1.7 * 1600)$ $+ (0.006 * 1 * 1.2 * 2600)$ $PT_2 = 426.72 \text{ kg/m}$ $L2 = 44.3 \text{ m}$
Pared Tipo III (Pared de Escaleras)	
	$PT_3 = (0.15 * 1 * 2.6 * 1600) +$ $(0.006 * 1 * 0.4 * 2600)$ $PT_3 = 630.24 \text{ kg/m}$ $L3 = 4.4 \text{ m}$
Pared Tipo IV (Pared + Puerta)	
	$PT_4 = (0.15 * 1 * 0.9 * 1600) +$ $(0.15 * 0.2 * 2.1 * 1600) +$ $(0.04 * 0.8 * 2.1 * 800)$ $PT_4 = 370.56 \text{ kg/m}$ $L4 = 10 \text{ m}$

Fuente: Danilo Miranda

$$CM_{Pared} = \frac{\sum Pp_n * Ln}{\text{Área losa}}$$

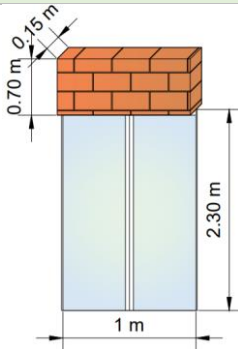
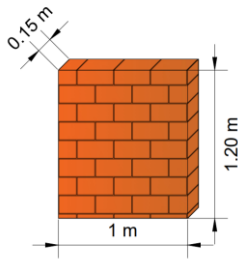
$$CM_{Pared} = \frac{(720 * 103.8)kg + (426.72 * 44.3)kg + (630.24 * 4.4)kg + (370.56 * 10)kg}{435.60 m^2}$$

$$CM_{Pared} = 229.84 kg/m^2$$

### Para la Terraza

Debido que el antepecho va en el contorno de la terraza, el peso del mismo va directamente a las vigas periféricas.

**Tabla 38:** Carga Muerta de Pared Terraza

Pared Tipo V (Puerta vidrio + pared)	
	$PT_5 = (0.15 * 1 * 0.7 * 1600)$  $+ (0.006 * 1 * 2.3 * 2600)$  $PT_5 = 203.88 kg/m$  $L5 = 4.4 m$
Pared Tipo VI (Antepecho de Terraza)	
	$PT_6 = 0.15 * 1.00 * 1.20 * 1600$  $PT_6 = 288 kg/m$  $L6 = 77.66 m$

**Fuente:** Danilo Miranda

### 2.7.3.3 Cargas Vivas NEC SE CG

Según la NEC SE CG (cargas no sísmicas), específicamente en el literal 4.2.1. de Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas L0, y concentradas P0, presenta los respectivos valores de carga viva según la ocupación o uso.

**Tabla 39:** Carga muerta: Pesos de los Materiales

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Unidades educativas</b>		
Aulas	2.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.00	4.50
Corredores primer piso	4.80	4.50

**Fuente:** NEC-SE-CG (Cargas no Sísmicas)

Adicionalmente se debería considerar otros valores para la terraza, que aunque es accesible, la misma se encuentra cerrada para los estudiantes, con lo cual, los valores finales de carga viva serían los siguientes:

$$\text{Aulas} \quad CVa = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Corredor Primer Piso} \quad CVp1 = 400 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Corredores segundo piso} \quad CVp2 = 480 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Balcones} \quad CVv = 480 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Terraza} \quad CVt = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Tapagrada} \quad CVtg = 70 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Gradas} \quad CV_g = CV_{p1} + 30\% CV_{p1}$$

$$CV_G = 400 \frac{kg}{m^2} + 30\% \left( 400 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$CV_G = 520 \frac{kg}{m^2}$$



### 2.7.3.4 Cargas para Modelación

#### Entrepiso

#### Adicional de Carga Muerta

$$(ACM) = CM_{losa} - PP_{losa} + CM_{pared}$$

$$(ACM) = (415.4 - 206.40 + 229.84) \text{ kg/m}^2$$

$$(ACM) = 438.84 \text{ kg/m}^2 \text{ (Asignar Losa)}$$

#### Terraza

$$ACM_{terrazza} = CM_{losa} - Pp_{losa} + CM_{pared}$$

$$ACM_{terrazza} = (415.40 - 206.4) \text{ kg/m}^2 + 288 \text{ kg/m}$$

$$ACM_{terrazza} = 209 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Asignar a la losa de terraza =  $209 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Asignar directamente a las vigas =  $288 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

**Tabla 40:** Resumen de Cargas para Asignar

DESCRIPCIÓN	ACM			CV		
Aulas	438.84	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa	200	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa
Balcones	209.00	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa	480	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa
Gradas	438.84	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa de Grada	520	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa de Grada
Corredores Primer Piso	438.84	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa	400	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa
Corredores Segundo Piso	438.84	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa	480	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa
Terraza	209.00	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa	200	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa
	288.00	kg/m	Asignada en Vigas Periféricas			
Tapagrada	209.00	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa	70	kg/m <sup>2</sup>	Asignada en Losa

**Fuente:** Danilo Miranda

## 2.7.4 Irregularidades en la Estructura

Las irregularidades se las evaluará según la sección 5.3.3 de la NEC-SE-DS, la cual establece tanto irregularidad en planta como en elevación. Cuando existe algún tipo de irregularidad la misma se penaliza con un valor de coeficiente de configuración estructural con el fin de tomar en cuenta dicha deficiencia que puede ser responsable de un comportamiento deficiente durante un sismo, por tanto es importante considerarlo para cualquier análisis. [7]

### 2.7.4.1 Irregularidad en Planta

La Tabla 11 sección 5.3.3 NE- SE-DS establece una fórmula para el cálculo del coeficiente de regularidad en planta a partir del análisis de las siguientes características:

**Tabla 41:** Irregularidad en Planta

Irregularidad/ Piso	Irregularidad torsional	Retrocesos excesivos en las esquinas	Discontinuidades en el sistema de piso	Ejes estructurales no paralelos
Planta Baja	-	0.9	1	0.9
Primer Piso	-	0.9	1	0.9
Segundo Piso	-	1	1	1
Coeficientes (Mínimos)	$\phi_{PA} \text{ min} = 0.9$			$\phi_{PB} \text{ min} = 0.9$

**Fuente:** Danilo Miranda

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

$$\phi_P = 0.9 * 0.9$$

$$\phi_P = 0.81$$

Como se puede observar la estructura presenta irregularidad en planta, tanto de retrocesos excesivos en esquinas como de ejes estructurales no paralelos, por tanto el coeficiente calculado es de  $\phi_P=0.81$

### 2.7.4.2 Irregularidad en Elevación

De manera similar en la Tabla 12 sección 5.3.3 NE- SE-DS se establecen tanto fórmula como los parámetros para el análisis del coeficiente de regularidad en elevación.

**Tabla 42:** Irregularidad en Elevación

Irregularidad/ Piso	Piso flexible	Distribución de masa	Irregularidad geométrica
Planta Baja	1	1	1
Primer Piso	1	1	1
Segundo Piso	1	1	1
Coefficientes (Mínimos)	$\phi_{EA} \text{ min} = 1$	$\phi_{EB} \text{ min} = 1$	

**Fuente:** Danilo Miranda

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

$$\phi_E = 1 * 1$$

$$\phi_E = 1$$

En el caso de la irregularidad en elevación no existe por tanto el coeficiente es  $\phi_e=1$ .

### 2.7.5 Carga Sísmica

Para que la estructura sea modelada, se deberá calcular ciertos valores iniciales en base a las características y parámetros base que la edificación presenta, de este modo se puede estimar un cortante basal y la gráfica del espectro de respuesta sísmica. Para el análisis se va a utilizar el espectro propuesto por la NEC 2015 y un segundo espectro determinista, que fue propuesto por la FICM-UTA en el Estudio del peligro sísmico deterministas para el sector de Celiano Monge del Cantón Ambato de Freire Karina.

Los valores que corresponden al espectro de la NEC se adjuntarán en el apartado de anexos, de igual forma los datos obtenidos de la tesis del Estudio Sísmico Determinista se presentan en la tabla correspondiente de anexos.

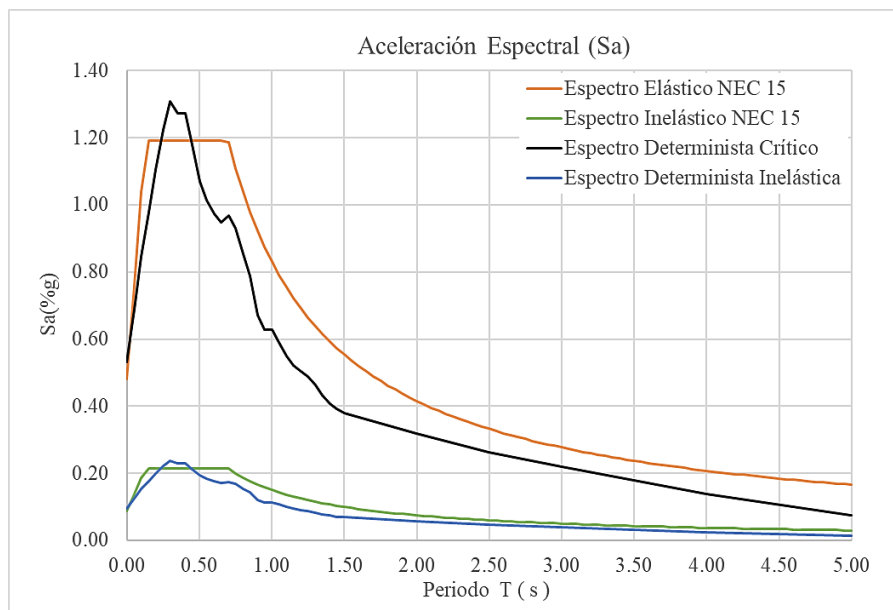
Adicional, se puede mencionar que el cálculo o estimación del Periodo de la estructura en base a lo establecido por la NEC, puede presentar ciertas deficiencias debido a que las fórmulas o los datos dependen de muy pocas consideraciones, porque la misma utiliza solo la altura de la edificación, así un edificio de 4 pisos que es de poca área no podrá tener un periodo igual comparado a otro de 4 pisos con el doble de área; por tanto es importante considerar el periodo de software Etabs, el cual ofrecerá un periodo más exacto ya que el mismo tendrá todas las características de la edificación.

**Tabla 43:** Parámetros y Estimación del Espectro de Respuesta Sísmica

ESPECTRO DE ACCELERACIONES ELÁSTICO Y REDUCIDO (INELÁSTICO) NEC-SE-DS 2015 - Tr = 475 años				
PROYECTO	ANÁLISIS CUANTITATIVO FCA BLOQUE 2			
SITIO	AMBATO			
SUELO	D			
S. ESTRUCTURAL	H.A Sin muros vigas descolgadas			
USO	CENTRO DE EDUCACIÓN			
PARÁMETROS	VALOR	NEC-SE-DS		COMENTARIOS
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO		TABLAS Y ANEXOS		
Z (%g)	0.40	3.1.1	3.1.1	Zona Sísmica V (Alta)
$\eta$	2.48	3.3.1	3.3.1	Provincia de la Sierra
Fa	1.20	3.2.2.a	3.2.2.a	Zona Sísmica V y Suelo Tipo D
Fd	1.19	3.2.2.b	3.2.2.b	
Fs	1.28	3.2.2.c	3.2.2.c	
r	1.00	3.3.1	3.3.1	Suelo Tipo D
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO		TABLAS Y ANEXOS		COMENTARIOS
R	8.00	6.3.4.b.	6.3.4.b	
I	1.30	4.1 Tabla 6	4.1 Tabla 6	Estructura Especial
$\Phi_p$	0.90	5.2.3. Tabla 13	1-2   3-4	Irregular en planta
$\Phi_e$	1.00	5.2.3. Tabla 14	1-2   3	Regular en elevación
hn (m)	11.70	6.3.3	T	Altura de estructura
Ct	0.055	6.3.3.a	6.3.3.a	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras
$\alpha$	0.90	6.3.3.a		
CÁLCULOS				
Ta (s)	0.503			Periodo de Vibración
To(s)	0.127			Inicio de la meceta del espectro NEC 2015
Tc(s)	0.698			Final de la meceta del espectro NEC 2015
Sa(%g)	1.190			Aceleración Elástica (Sin reducir)
C (%g)	<b>0.2149</b>			Aceleración Reducida
k	<b>1.0016</b>	6.3.5. Pág 75		Factor de Distribución de Fuerzas

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 72:** Espectros de Respuesta



**Fuente:** Danilo Miranda

## 2.7.6 Análisis Lineal de la Estructura Actual

Para establecer el modelo actual de la estructura se deberá ingresar todos los parámetros antes descritos de la estructura y así conseguir un correcto análisis en el programa Etabs 2016.

### 2.7.6.1 Definición de Materiales

Para iniciar se deberá establecer los valores de resistencia de cada material que se va a utilizar; en este caso la resistencia a la compresión del hormigón  $f^c$  que se obtuvo de los respectivos ensayos, y para la resistencia a la fluencia del acero  $f_y$  se toma el valor del acero corrugado presente en el armado de los elementos estructurales.

- Hormigón  $f^c$ : 240 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo elástico del Hormigón:  $13100 \cdot \sqrt{f^c}$
- Acero de refuerzo  $f_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>

**Figura 73:** Propiedades del Hormigón y Acero respectivamente

Property	Concrete (f <sub>c</sub> =240kg/cm <sup>2</sup> )	Rebar (f <sub>y</sub> =4200kg/cm <sup>2</sup> )
Material Name	f <sub>c</sub> =240kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> =4200kg/cm <sup>2</sup>
Material Type	Concrete	Rebar
Directional Symmetry Type	Isotropic	Uniaxial
Material Display Color	Grey	Blue
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass		
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m <sup>3</sup>	7.849 tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	0.80038 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	202944.33 kgf/cm <sup>2</sup>	2038901.92 kgf/cm <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	84560.14 kgf/cm <sup>2</sup>	

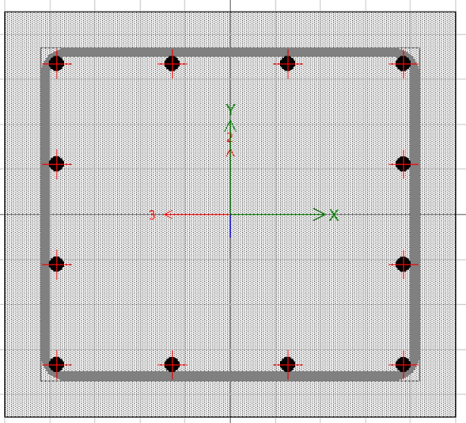
**Fuente:** Etabs 2016

### 2.7.6.2 Definición de Secciones

Las secciones se definirán tanto en dimensiones, armaduras, recubrimientos y material, tanto de las columnas, vigas, losas y gradas como se estableció en los parámetros anteriores, por lo cual, se dispone de la siguiente manera:

**Figura 74:** Características de Columna (45x50) cm<sup>2</sup>

General Data	
Property Name	C45X50
Material	f <sub>c</sub> =240kg/cm <sup>2</sup>
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source	User Defined
Section Dimensions	
Depth	0.45 m
Width	0.5 m

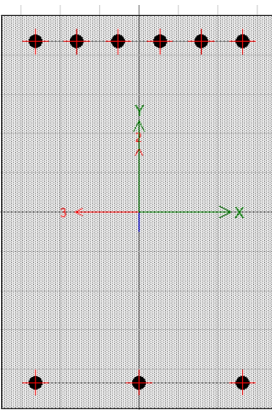


Design Type		Rebar Material	
<input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column)		Longitudinal Bars	f <sub>y</sub> =4200kg/cm <sup>2</sup>
<input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Confinement Bars (Ties)	f <sub>y</sub> =4200kg/cm <sup>2</sup>
Reinforcement Configuration		Confinement Bars	
<input checked="" type="radio"/> Rectangular		<input checked="" type="radio"/> Ties	
<input type="radio"/> Circular		<input type="radio"/> Spirals	
		Check/Design	
		<input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked	
		<input type="radio"/> Reinforcement to be Designed	
Longitudinal Bars			
Clear Cover for Confinement Bars		0.04	m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		4	
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		4	
Longitudinal Bar Size and Area	16	2	cm <sup>2</sup>
Corner Bar Size and Area	16	2	cm <sup>2</sup>
Confinement Bars			
Confinement Bar Size and Area	10	0.8	cm <sup>2</sup>
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		0.1	m
Number of Confinement Bars in 3-dir		4	
Number of Confinement Bars in 2-dir		4	

**Fuente:** Etabs 2016

**Figura 75:** Características de Viga (35x50) cm<sup>2</sup>

General Data	
Property Name	V35X50
Material	f <sub>c</sub> =240kg/cm <sup>2</sup>
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source	User Defined
Section Dimensions	
Depth	0.5 m
Width	0.35 m



<b>Design Type</b> <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		<b>Rebar Material</b> Longitudinal Bars: <input type="text" value="fy=4200kg/cm²"/> ... Confinement Bars (Ties): <input type="text" value="fy=4200kg/cm²"/> ...	
<b>Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid</b> Top Bars: <input type="text" value="0.043"/> m Bottom Bars: <input type="text" value="0.043"/> m		<b>Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams</b> Top Bars at I-End: <input type="text" value="12.06"/> cm² Top Bars at J-End: <input type="text" value="12.06"/> cm² Bottom Bars at I-End: <input type="text" value="6.03"/> cm² Bottom Bars at J-End: <input type="text" value="6.03"/> cm²	

Fuente: Etabs 2016

Figura 76: Características de Losa 25 cm

<b>General Data</b> Property Name: <input type="text" value="Losa 25 cm"/> Slab Material: <input type="text" value="fc=240kg/cm²"/> ... Notional Size Data: <input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/> Modeling Type: <input type="text" value="Membrane"/> Modifiers (Currently Default): <input type="button" value="Modify/Show..."/> Display Color: <input type="button" value="Change..."/> Property Notes: <input type="button" value="Modify/Show..."/> <input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	
<b>Property Data</b> Type: <input type="text" value="Waffle"/> Overall Depth: <input type="text" value="0.25"/> m Slab Thickness: <input type="text" value="0.05"/> m Stem Width at Top: <input type="text" value="0.1"/> m Stem Width at Bottom: <input type="text" value="0.1"/> m Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: <input type="text" value="0.5"/> m Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: <input type="text" value="0.5"/> m	

Fuente: Etabs 2016

Figura 77: Características de Grada 25 cm

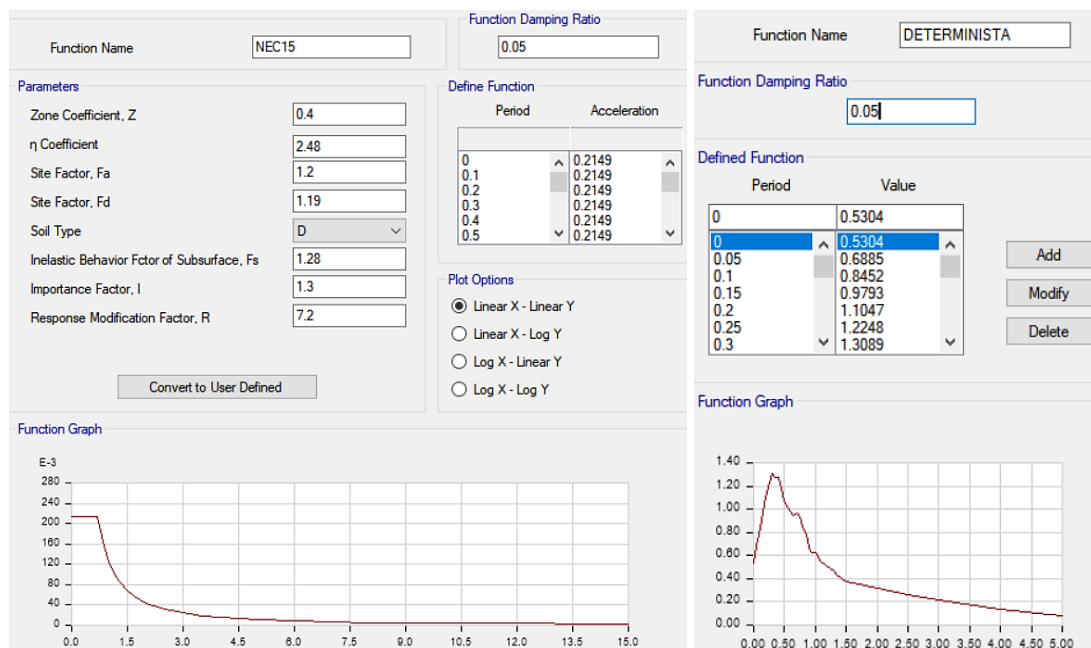
<b>General Data</b> Property Name: <input type="text" value="GRADA"/> Slab Material: <input type="text" value="fc=240kg/cm²"/> ... Notional Size Data: <input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/> Modeling Type: <input type="text" value="Shell-Thin"/> Modifiers (Currently Default): <input type="button" value="Modify/Show..."/> Display Color: <input type="button" value="Change..."/> Property Notes: <input type="button" value="Modify/Show..."/>	
<b>Property Data</b> Type: <input type="text" value="Slab"/> Thickness: <input type="text" value="0.25"/> m	

Fuente: Etabs 2016

### 2.7.6.3 Definición de Espectro de Respuesta

Para este caso se considera dos espectros, el primero es el propuesto por la NEC 2015 y un segundo espectro denominado Determinista que se carga directo al programa con valores ya establecidos.

**Figura 78:** Espectro de Respuesta Sísmica NEC 2015 y Determinista respectivamente

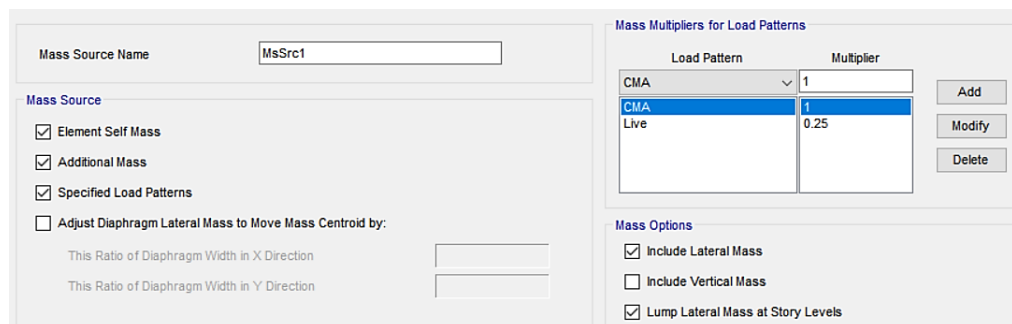


Fuente: Etabs 2016

### 2.7.6.4 Definición de Fuente de Masa

La fuente de masa tomará en cuenta la masa propia de la estructura y el adicional de carga muerta que ya se ha establecido.

**Figura 79:** Fuente de Masa



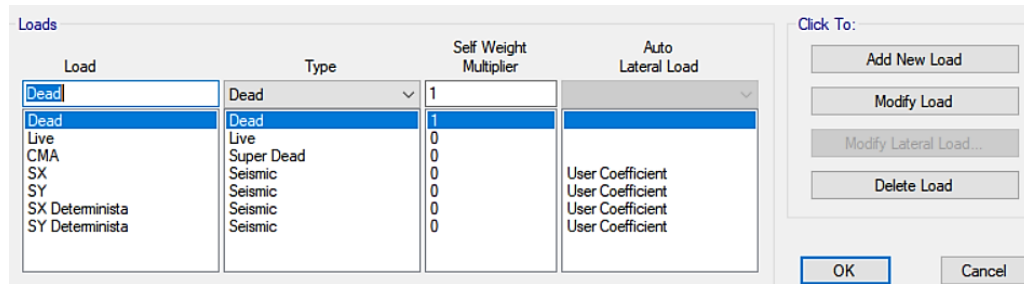
Fuente: Etabs 2016



### 2.7.6.5 Definición de Patrones de Carga

Se define patrones de carga muerta (Dead y adicional de carga muerta ACM), carga viva (CV), cargas sísmicas (SX, SY) y cargas sísmicas para el caso determinista en cuyo caso se establecerán los valores de coeficiente de usuario en los que corresponda.

**Figura 80:** Patrones de Carga



**Fuente:** Etabs 2016

### 2.7.6.6 Definición del Cortante Basal Estático

La NEC 2015 indica un método para el cálculo del periodo de vibración aproximado con la siguiente ecuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha \text{ Ec.}$$

Donde:

$C_t$ ,  $\alpha$ : Coeficiente que depende del tipo edificio

$h_n$ : Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura

**Tabla 44:** Parámetros para el cálculo del período de vibración por el Método 1

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

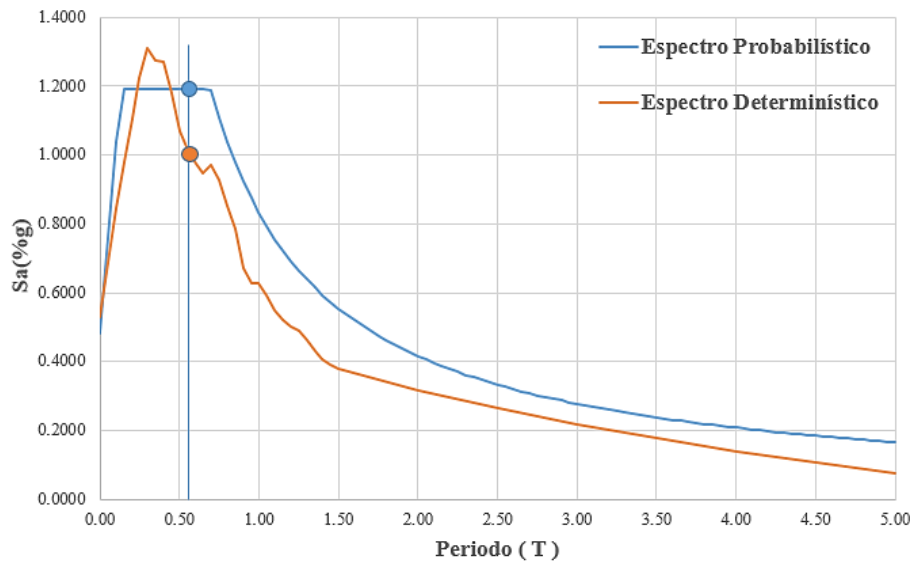
Fuente: NEC-SE-DS 2015

$$T = 0.55 * 11.70^{0.9}$$

$$T = 0.50318 \text{ s}$$

El periodo fundamental es de 0.50318 segundos, con ese valor se calcula la aceleración mediante la siguiente grafica para los dos espectros, el probabilístico de la NEC 2015 y el determinístico, en la cual los puntos donde se intersecan corresponden a  $S_a(\%g)$  para cada uno de los espectros.

**Figura 81:** Aceleración Espectral para el análisis de la Estructura



**Fuente:** Danilo Miranda

El valor calculado de aceleración es de 1.1904g y 1.03g para el espectro NEC 2015 y determinista respectivamente, estos los valores son necesarios para el cálculo del cortante basal con la siguiente expresión:

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Donde:

- $C$  Coeficiente de reducción
- $I$  Factor de importancia
- $S_a$  Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración la gravedad %g.)
- $R$  Factor de reducción de resistencia sísmica
- $\phi_P$  Coeficiente de configuración en planta
- $\phi_E$  Coeficiente de configuración en elevación

## Coefficiente Basal NEC-2015

$$C = \frac{1.3 * 1.1904}{8 * 0.9 * 1}$$

$$C = 0.2149$$

**Figura 82:** Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015

The screenshot shows the 'Direction and Eccentricity' and 'Factors' panels. In the 'Factors' panel, the 'Base Shear Coefficient, C' is set to 0.21493, which is highlighted with a red box. Other settings include 'Building Height Exp., K' at 1.005, 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' at 0.05, and 'Story Range' set to 'Tapagrada' for the top story and 'Base' for the bottom story.

**Fuente:** ETABS 2016

## Coefficiente Basal Espectro Determinista

$$C = \frac{1.3 * 1.0655}{8 * 0.9 * 1}$$

$$C = 0.19238$$

**Figura 83:** Coeficiente de Corte Basal Determinista

The screenshot shows the 'Direction and Eccentricity' and 'Factors' panels. In the 'Factors' panel, the 'Base Shear Coefficient, C' is set to 0.19238, which is highlighted with a red box. Other settings include 'Building Height Exp., K' at 1.0015, 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' at 0.05, and 'Story Range' set to 'Tapagrada' for the top story and 'Base' for the bottom story.

**Fuente:** ETABS 2016

### 2.7.6.7 Definición de Cargas Dinámicas

Se establecerán dos casos de carga Dinámica Espectral en sentido X (ESPEC X) y en sentido Y (ESPEC Y). El modelo utilizará el método de combinación modal CQC, que describe la técnica de combinación cuadrática completa para calcular la respuesta periódica.

**Figura 84: Cargas Dinámicas**

**Fuente: ETABS 2016**

**2.7.6.8 Definición de Casos Modales**

El análisis modal es un procedimiento lineal de respuesta dinámica que evalúa y superpone formas de modo de vibración libre para caracterizar patrones de desplazamiento. De este modo dependerá de la estructura con N grados de libertad para cada piso por lo que generará diferentes modos de vibración. Para este caso son 4 niveles y 3 GDL por cada uno, dando un total de 12 modos.

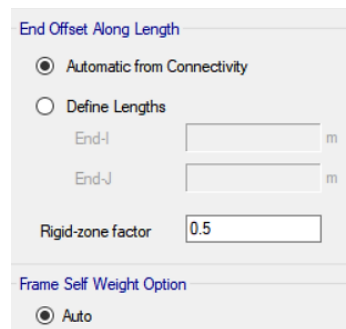
**Figura 85: Definición de Caso Modal**

**Fuente: ETABS 2016**

### 2.7.6.9 Rigidización de Nudos

El valor de Factor de zona Rígida dependerá de la geometría de la conexión y puede ser diferente para los diferentes elementos que pertenezcan al sistema, por tanto se debe tener criterio para establecer dicho factor. Usualmente se recomienda un valor de 0.5 para marcos de concreto, donde el 50% del desplazamiento real se considera rígido. Para este caso se utilizará ese 0.5 para todos los nodos de la estructura.

**Figura 86:** Rigidización de Unión Viga-Columna

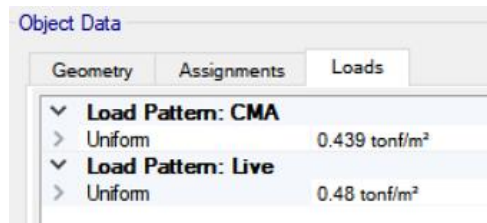


**Fuente:** ETABS 2016

### 2.7.6.10 Asignación de Cargas

Finalmente establecido el modelo se procederá a asignar las respectivas cargas tanto adicional de carga muerta y carga viva calculados, y que se encuentra en el resumen de cargas gravitacionales en la Tabla 40 y se deberá distribuir tanto en losa como en viga según sea el caso.

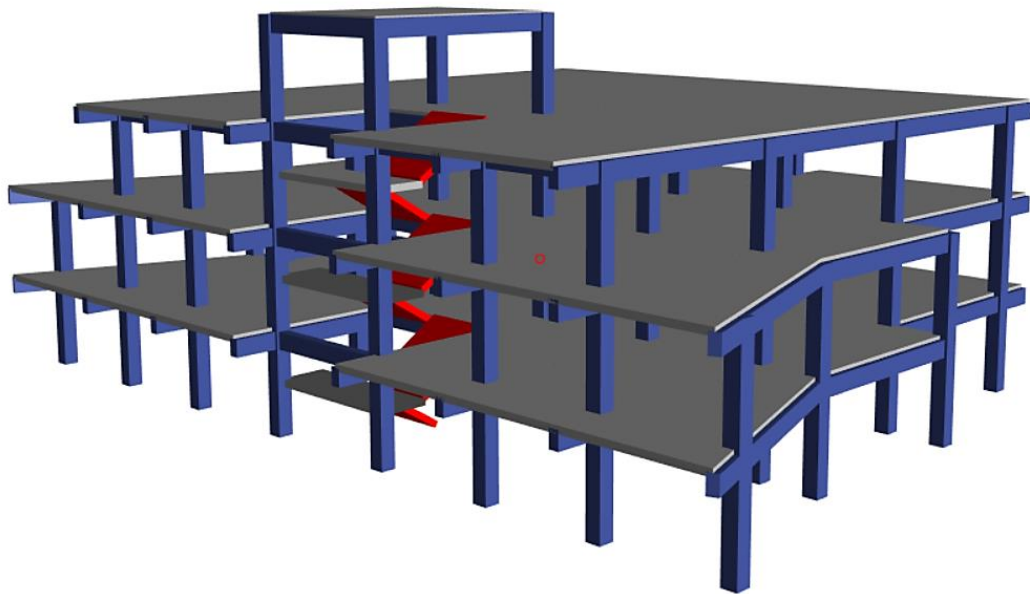
**Figura 87:** Estado de Carga en uno de los pisos



**Fuente:** ETABS 2016

Una vez establecido todos los parámetros y características de la estructura se procederán a realizar el respectivo análisis cuyos resultados serán evaluados bajo normativa NEC 2015, con el fin de identificar las posibles deficiencias y proporcionar una tentativa de reforzamiento.

**Figura 88:** Render de la edificación actual en ETABS 2016



**Fuente:** Danilo Miranda

## CAPITULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 3.1 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 3.1.1 Ensayos

##### 3.1.1.1 Ensayo Esclerométrico

Una vez realizado el ensayo de resistencia a compresión del hormigón, se puede mencionar que existe un margen de variación considerable que va desde  $f'c=221.93$  (kg/cm<sup>2</sup>) como valor más bajo hasta  $f'c=247.32$  (kg/cm<sup>2</sup>) como valor tope. Por tanto, aplicando el método de la media aritmética se pudo obtener un valor de  $f'c=240$  (kg/cm<sup>2</sup>) como valor final para la modelación.

Se debe considerar que valores altos de resistencia en el hormigón son algo difíciles de conseguir debido en la mayoría de las veces a la deficiencia en mano de obra o condiciones ambientales; En este caso, cabe recalcar que al ser una estructura especial por su uso educativo, el edificio debe cumplir ciertas características que garanticen un comportamiento estructural adecuado, siendo uno de estos una buena resistencia a compresión del hormigón.

Sin embargo, se debe considerar la variación de  $f'c$  entre los distintos elementos estructurales, por lo cual, uno de los motivos para obtener resistencias relativamente altas puede ser el uso del martillo esclerométrico en un punto donde coincida la armadura del refuerzo estructural; para el caso de las vigas y columnas puede ser la aplicación en un punto cercano a la unión viga-columna, donde existe mayor zona de confinamiento; para el caso de las losas, puede ser la aplicación sobre un nervio, etc.

Otro caso particular para tener resultados que no sean confiables es la posición del martillo esclerométrico, pudiendo presentar variaciones en los valores por existir alguna inclinación durante el rebote del martillo. Adicionalmente, el equipo deberá estar en óptimas condiciones, es decir tanto con batería y correctamente calibrado; tomando esto en cuenta, cabe mencionar que para los distintos martillos esclerométricos existen ciertas tablas de correlación entre el índice de rebote y la resistencia a la compresión  $f'c$ , al igual que los ángulos de aplicación y para resistencias de  $f'c$  altas.

Finalmente, para este caso en particular el equipo Silver Schmidt posee su propia calibración con respecto al índice de rebote y arroja los valores de  $f'c$  como un valor final; Por tanto, tomando en cuenta todos estos factores de error y calibración, se optó en utilizar curvas de regresión de los cuales se obtuvo valores directamente de la ecuación cuadrática de dicha curva para garantizar datos correctos y que una vez realizado las respectivas comprobaciones de rangos de error, se puede concluir que  $f'c=240$  (kg/cm<sup>2</sup>) es un valor adecuado para trabajar.

### **3.1.1.2 Ensayo de Penetración Estándar**

Una vez establecido los datos del sondeo se obtuvo un número de golpes promedio (NSPT Media) de 39, por tanto, según los parámetros establecidos por la NEC-SE-DS ( $50 > N \geq 15.0$ ), el suelo es clasificado como tipo D.

Otra alternativa que ofrece la norma NEC-SE-DS se basa en ecuaciones que consideran la velocidad de onda de cortante ( $V_s$ ) y su aplicación incide en el análisis granulométrico de las muestras de suelo.

La ecuación que se aplicó es para suelos arenosos, debido a que existen estudios previos en toda la zona que respaldan el uso de dicha ecuación, pero que de todos modos se pudo comprobar en los ensayos granulométricos con las muestras extraídas del SPT y efectivamente el suelo es preponderancia arenosa.

Para finalizar, se aplicó el criterio de  $V_s$ , el cual debe pertenecer al intervalo ( $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ ); siendo que la velocidad promedio encontrada es de 346.00 m/s, se puede concluir que el suelo pertenece a un Perfil Tipo D.

### **3.1.1.3 Ensayo Granulométrico**

Al concluir los ensayos se pudo determinar que:

- Más de la mitad del material de las muestras analizadas se retiene en el tamiz #200, por lo cual se lo considera un suelo grueso.
- Más del 50% del material en todas las muestras analizadas en sus respectivos niveles pasan el tamiz #4, por lo cual se lo considera un suelo grueso clasificado como ARENA.



- Dado que más del 50% del total de la muestra pasa el tamiz N°4 y más del 12% en masa pasa el tamiz N°200, el tipo de suelo será arena limosa. (SM)
- Dado que existen antecedentes de ensayos de SPT y estudios de suelo en el mismo sector, se puede corroborar que el tipo de suelo coincide con el obtenido en este ensayo; Finalmente se puede añadir que para los límites de consistencia se ha clasificado a la fracción de suelo fino como Arcilla de Baja Compresibilidad CL, con lo cual la SUCS define que es un suelo Areno-Arcilloso SC. [19]

### **3.1.2 Vulnerabilidad Sísmica según el Método Cualitativo**

#### **3.1.2.1 Inspección Visual Rápida FEMA 154**

Como se pudo observar en el capítulo dos, la metodología del FEMA 154 establece un análisis visual, por lo que, una vez realizada la visita técnica en campo se pudo identificar los parámetros necesarios para completar el formulario y obtener así un valor que refleje el nivel de amenaza o vulnerabilidad de la edificación.

##### **3.1.2.1.1 Formulario Nivel 1**

El fin de este formulario es reconocer las características de la estructura y establecer un puntaje en base a lo establecido en la normativa, de las cuales, los de mayor relevancia para este estudio son las siguientes:

- Datos Generales

En este caso, la información corresponde a datos que puedan identificar a la edificación, como nombre, dirección, código postal, latitud, longitud y uso; de igual manera, se debe completar los datos del inspector, al igual que fecha y hora que se realizó el levantamiento de información.

- Tipología Estructural

El edificio es una estructura de hormigón armado conformada de pórticos resistentes a momentos, por lo cual, es una estructura clasificada como C1, dicha tipología en base al FEMA 154, puntúa esta característica con un valor básico de 1.5.

- **Altura**

El edificio presenta 3 niveles sobre nivel de piso y adicional un tapagrada, el nivel de planta baja posee una altura de 3 metros, mientras que los siguientes niveles tienen una altura de 2.90 metros cada uno; el edificio no posee niveles inferiores. Por tanto se describe que el primer nivel tiene una altura de N+3.00 m, el segundo nivel N+5.90 m, la terraza N+8.80 m y el tapagrada N+11.70 m, siendo este la altura total de la edificación, con la cual se va a modelar la estructura.

- **Tipo de Suelo**

Por medio del ensayo SPT realizado en el lugar de emplazamiento de la estructura, el suelo es clasificado para un suelo Tipo D, por tanto este dato tiene respaldo. Se puede hacer mención que el formulario da un valor positivo a los suelos Tipo A y B, pero si castiga al suelo Tipo E para estructuras mayores a 3 pisos, pero no asigna ningún valor al suelo Tipo D.

- **Año y Código de Construcción**

El edificio se lo realizó aproximadamente a partir del año 2006, por tanto, cabe recalcar que existen ciertas incertidumbres al momento de calificar lo respecto al pre código que se refiere a normas antes del año 2000, y el post código de referencia, que señala normas después de dicha fecha; En este contexto al ser una norma americana no se puede optar de manera segura con estos puntajes, de todas maneras al ser una edificación relativamente nueva (después del 2000), este parámetro sigue siendo favorable para el puntaje final.

- **Irregularidad en Planta**

El edificio posee unos ejes que no son ortogonales al resto de los mismos, por tanto, esta característica es penalizada con un valor de -0.6 que se restará al puntaje básico.

- **Irregularidad en Elevación**

Como se mencionó anteriormente, las alturas son relativamente similares, por lo que no representan mayor problema para ser considerada como una irregularidad.

En la figura 89 se agrega el formato del FEMA para nivel 1 completo:

**Figura 89:** Esquema Final, Inspección Visual Rápida FEMA 154

FOTOGRAFÍA		Dirección: Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi Chico, Av. Los Chasquis y Río Payamino Código Postal: 180206 Otra Identificación: Sector Central de la Universidad, junto al Coliseo UTA Nombre del Edificio: FCA-UTA, BLOQUE 2 Uso: Edificio Educativo Latitud: -1.269165° Longitud: -78.624559° Ss: _____ S1: _____ Inspector: Danilo Miranda Fecha/Hora: 24 de Septiembre de 2020 / 09:00 N° de Pisos: Sobre NP: 3 Bajo NP: 0 Año de Construcción: 2006 <input checked="" type="checkbox"/> ESTIMADO Superficie total de Piso (m²): 450.00 Año código: 2005 Ampliaciones/remodelaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Si, año de construcción: _____ Ocupación: Recreacional Comercial Serv. de Emergencia <input type="checkbox"/> Histórico <input type="checkbox"/> Refugio Industrial Oficinas Escuela <input type="checkbox"/> Si NSC, asumir Gubernamental Serv. Públicos Almacenamiento Residencial, # Unidades: _____ Tipo de <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input checked="" type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F No se Conoce (NSC) Suelo: Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Suelo Si NSC, asumir Suelo Tipo D Dura Promedio Denso Rígido Suave Pobre Suelo Tipo D Peligros Geológicos: Licuefacción: Si/No/NSC Delizamiento: Si/No/NSC Rupt Superf: Si/No/NSC Adyacentes: <input type="checkbox"/> Golpes <input type="checkbox"/> Peligro de caída de objetos de edificios altos cercanos Irregularidad: <input type="checkbox"/> En Elevación (Tipo/Severidad): Las plantas presentan niveles regulares <input type="checkbox"/> En Planta (Tipo): Presenta una leve irregularidad en el piso dos Peligros de <input type="checkbox"/> Chimeneas no Ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos Pesados caída Exteriores: <input checked="" type="checkbox"/> Barandas o antepechos <input type="checkbox"/> Apéndices/Uniones <input type="checkbox"/> Otros: _____ Comentarios: De manera general el edificio presenta volados en el piso y dos, adicional tiene una terraza accesible con antepechos; en planta presenta irregularidades. Comentarios o bosquejos adicionales en páginas separadas																	
ESQUEMA																			
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA (NO SE CONOCE DNK)		W1	WIA	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH	
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	
Irregularidad Vertical Severa, VL1		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	
Irregularidad Vertical Moderada, VL1		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA	
Irregularidad en Planta, PL1		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA	
Pre-Código		DNK	-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1	
Post Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	
Tipo de Suelo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3	
Tipo de Suelo E ( 1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4	
Tipo de Suelo E (> 3 Pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA	
Puntaje Mínimo, Smin (Score minimum)		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0	
PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin		$SL1 = 1.5 - 0.6 + 1.9 = 2.8 > 0.3 (Smin)$																	
ALCANCE DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos Revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de Tipo de Suelo: Ensayo SPT y Granulométricos Suelo Tipo D Fuente de Peligros Geológicos: _____ Persona Contacto: _____		OTROS PELIGROS Existen otros peligros que implique una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Golpes potenciales, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable). <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes. <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o Suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/Deterioro significativo en el Sistema Estructural						ACCIONES REQUERIDAS Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otra edificación <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input checked="" type="checkbox"/> No Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> NSC											
INSPECCIÓN DE NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____ <input checked="" type="checkbox"/> No Peligros No Estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No																			

**Fuente:** Danilo Miranda

Finalmente el Puntaje Final (SL1) se lo obtiene al sumar todos los parámetros ya identificados, y sería de la siguiente manera:

$$SL1 = 1.5 - 0.6 + 1.9 = 2.8$$

El formulario para la tipología estructural C1 (MRF), establece un puntaje mínimo de 0.3, y ya que el puntaje obtenido es de 2.8 puntos, se puede recalcar que la estructura se encuentra dentro de los parámetros establecidos.

Finalmente, se puede mencionar que la Norma sugiere que si el puntaje presenta un valor de SL1= 3, indica que la estructura tiene una probabilidad de colapso de 1 en

1000, en cambio, si  $SL1=2$  la probabilidad es de 1 entre 100, por lo tanto, de manera general, se puede agregar que la estructura tiene una baja probabilidad de colapso ya que el puntaje final se encuentra entre estas dos condiciones.

Adicionalmente, se puede agregar que dentro de los parámetros que puntúan la estructura, existe un literal que puede desfavorecer al puntaje final, que es el Pre-Código, el cual no se conoce (DNK), tiene una penalización de -0.4, por lo tanto el valor final sería de  $SL1=2.4$ ; Por consiguiente, este valor sigue dentro de los parámetros establecidos, y se puede concluir que la estructura posee una baja probabilidad de colapso.

#### **3.1.2.1.2 Formulario Nivel 2**

El formulario de Nivel 2 consiste en un análisis más detallado de la estructura en estudio, donde los aspectos más relevantes son el reconocimiento y evaluación de las irregularidades en elevación, irregularidades en planta, redundancias, golpeteos, y otras características que puedan ser motivo para causar una deficiencia en el comportamiento estructural y penalizar con un puntaje negativo al obtenido en el formulario de nivel (SL1). Dado que el resultado del análisis de nivel 1 refleja que la estructura tiene una baja probabilidad de vulnerabilidad sísmica, y que la irregularidad en planta que presenta la edificación es relativamente tenue, el análisis de nivel 2 se omitirá y se verificará el resultado obtenido con la evaluación visual rápida de la NEC 2015.

#### **3.1.2.2 Evaluación Visual Rápida de la NEC 2015 para Amenaza Sísmica**

La Guía Práctica 5 para evaluación y rehabilitación de estructuras descrita por la NEC plantea su propia matriz para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio y ya que se basa en el FEMA 154 comparten ciertos parámetros fundamentados en las características de la edificación, las mismas que se describen a continuación:

- Datos Edificación y Profesional

Como parte esencial es identificar correctamente la estructura, es decir ubicación, nombre, uso, dirección, área, etc.; los datos del profesional también son indispensables con el fin de tener una correcta referencia y garantizar la evaluación realizada.

- Parámetros Estructurales

El primer punto por considerar es la tipología estructural, que en este caso corresponde al C1, es decir Pórtico de Hormigón Armado que tiene un puntaje base de 2.5. Se puede observar en la figura 90 el formato final de la evaluación, en la cual, los parámetros modificadores han sido seleccionados y resaltados según ha sido el caso, como:

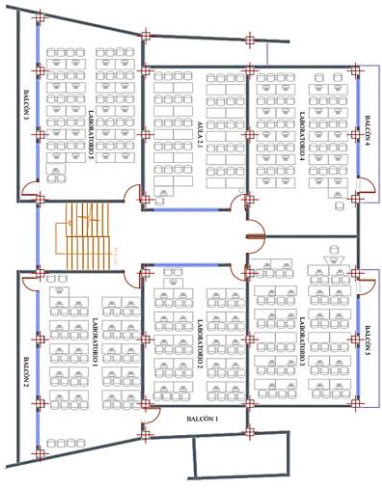

- Altura de la Edificación menor a 4 pisos, ya que la estructura posee 3 pisos, su modificador es 0.0
- Irregularidad en planta, ya que existe cierto desfase en ciertas vigas en referencia a sus ejes ortogonales, por lo tanto su modificador es de -0.5.
- El código de la construcción corresponde al post código moderno, ya que la estructura es relativamente nueva, después del 2001, lo que otorga un valor de 1.4.
- El tipo de suelo pertenece a tipo D, parámetro que ha sido obtenido a través de los respectivos ensayos, su modificador es de -0.6.

Para concluir, se puede observar que el puntaje final corresponde a un valor de  $S=2.8$ , que dentro de los parámetros establecidos por la norma NEC, el rango límite debe ser mayor a 2.5 para poseer una vulnerabilidad baja. Comparando los resultados con el formulario de nivel 1 del FEMA 154, se puede comprobar que dichos resultados son similares, pero que no garantizan un correcto desempeño sísmico ya que este análisis es netamente visual se puede omitir fallas estructurales a las cuales no se tenga acceso. Por tanto, el uso de estos formularios puede dar una idea global de la condición de la edificación, pero exigiría un análisis más detallado utilizando softwares de modelación, que se aplicará en el análisis cuantitativo, con el fin de obtener resultados que reflejen la condición de la estructura lo más apegado a la realidad posible.

Adicionalmente, se puede agregar que el uso de un norma o código de construcción tiene mucha relevancia en este formulario, debido a que en el Ecuador abunda la informalidad estructural, especialmente en zonas rurales. Si se considerase el parámetro de código de construcción “construido en etapa de transición 1977-2001” su modificador corresponde a 0.0, suficiente para otorgar un valor final de  $S=1.4$ , cuyo grado de vulnerabilidad sísmica es Alta y requeriría una evaluación especial. Por tanto se debe agregar que este formulario es una buena opción en caso de existir algún tipo de incidente o evento natural que comprometa la vivienda, siendo una alternativa

económica y de rápida aplicación; pero se debe tomar en cuenta que existen también desventajas siendo una de ellas que al ser un análisis visual se puede eludir ciertos defectos estructurales, pudiendo comprometer un correcto criterio de evaluación.

**Figura 90:** Esquema Final, Evaluación Visual Rápida NEC 2015

	<b>DATOS DE LA EDIFICACIÓN:</b>													
	Dirección: <b>Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi Chico, Av. Los Chasquis y Río Payamino</b>													
Nombre de la Edificación: <b>FCA-UTA. BLOQUE 2</b>														
Sitio de referencia: <b>Sector Central de la Universidad, junto al Coliseo UTA</b>														
Tipo de uso: <b>Educativo</b>							Fecha de evaluación: <b>24 / 09 / 2020</b>							
Año de construcción: <b>Estimado 2006</b>							Año de remodelación: <b>-----</b>							
Área construida en m <sup>2</sup> : <b>450.00</b>							Número de pisos: <b>3</b>							
<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>														
Nombre del evaluador: <b>Danilo Miranda</b>														
C.I.: <b>180434873-6</b>														
Registro senescyt:														
														
<b>TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL</b>														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado					C1	Pórtico Acero Laminado					S1	
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales					C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales					S2	
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo					C3	Pórtico Acero doblado en frío					S3	
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX							Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado					S4	
		H. Armado prefabricado					PC	Pórtico Acero con paredes mampostería					S5	
<b>PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S</b>														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0	
<b>ALTURA DE EDIFICACIÓN</b>														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION</b>														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
<b>CODIGO DE LA CONSTRUCCION</b>														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
<b>TIPO DE SUELO</b>														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
<b>PUNTAJE FINAL, S</b>					<b>2.8</b>									
<b>GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</b>														
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial								Firma responsable de evaluación					
2.0 > S > 2.5	Media vulnerabilidad													
S > 2.5	Baja vulnerabilidad					<b>X</b>								
<b>OBSERVACIONES.- De manera general el edificio presenta volados en el piso y dos, adicional tiene una terraza accesible con antepechos; en planta presenta irregularidades.</b>														

**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3 Vulnerabilidad Sísmica según el Método Cuantitativo

#### 3.1.3.1 Análisis Lineal de la Estructura en Condiciones Actuales

El análisis se lo va a realizar en el Software Etabs versión 16.2.1, cuyas características de la edificación han sido descritas en el capítulo 2, por tanto se procederá a realizar el análisis en base a los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Antes de la modelación se debe establecer ciertas características adicionales observadas en la estructura, en específico patologías, de las cuales las que más resalta es el hecho de columna corta, ya que los marcos de las ventanas se encuentran dispuestas junto a las columnas, sin existir ningún espacio que permita el movimiento o desplazamiento de la columna en caso de un sismo; el otro caso a considerar es que el edificio posee torsión debido a disposición arquitectónica o irregularidad en planta, lo que va a resultar en grandes desplazamientos y deformaciones, lo que significa que las vigas y columnas no van a trabajar correctamente; Adicional se puede decir que con los datos de vigas y columnas, la estructura posee un buen nudo rígido, respetando el principio de viga débil - columna fuerte y nudo fuerte – viga débil, que influye en una buena transmisión de fuerzas y cargas.

##### 3.1.3.1.1 Período de Vibración

En este caso, se obtendrá el período de vibración (**T**) a través del análisis lineal, el cual será considerado como Método 2, y ya que el Método 1 descrito en la sección 2.7.7.6 corresponde a un  $T_a=0.503$ , el chequeo consistirá en comparar ambos periodos, en el cual, el valor **T** obtenido por el método 2 no deberá ser menor que el obtenido por el método 1, ni tampoco ser mayor que el 30% de  $T_a$ .

**Tabla 45:** Período Fundamental Método 2

Modo	Período (seg)	Modo	Período (seg)	Modo	Período (seg)
1	0.576	5	0.179	9	0.124
2	0.494	6	0.159	10	0.093
3	0.479	7	0.132	11	0.087
4	0.187	8	0.131	12	0.084

**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 46:** Chequeo del Período Fundamental de la Estructura

Datos		Condición	Estado
Método 1 (Ta1)	0.5030	Ta2 > Ta1	CUMPLE
1.3*(Ta1)	0.6539	Ta2 < 1.3*(Ta1)	CUMPLE
Método 2 (Ta2)	0.5760	0.503 < 0.576 < 0.654	

**Fuente:** Danilo Miranda

Como se puede observar en la Tabla 46, el valor de Período por el Método dos es igual a  $Ta2=0.576$  y dado que los parámetros de verificación se encuentra entre los dos valores, se puede concluir que el período de la estructura cumple el primer chequeo, pudiendo agregar que si el valor fuera mayor que la condición de  $1.3Ta1$ , se consideraría que la estructura es muy flexible, cuya solución desembocaría en rigidizar la edificación en base a incrementos de secciones u otras; por el contrario si el valor del periodo se encontrara por debajo de  $Ta1$ , la estructura sería poco flexible.

### 3.1.3.1.2 Recálculo del Cortante Estático

Una vez establecido el período de vibración se debe proceder al recálculo del cortante estático para ambos espectros, y corregir dichos valores en los datos del programa, en la tabla 47 y 48 se puede observar los valores finales.

**Tabla 47:** Recálculo del Cortante Estático para ambos espectros

Espectro NEC 2015		Recálculo Cortante Estático	
T (s)	Sa (%g)	C (%g)	k
0.576	1.1904	0.21493	1.038
Espectro DETERMINISTA		Recálculo Cortante Estático	
T (s)	Sa (%g)	C (%g)	k
0.576	1.0579	0.17937	1.038

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 91:** Corrección valores para Sx-NEC2015 y Sx-Determinista respectivamente



Fuente: Danilo Miranda

### 3.1.3.1.3 Torsión en Planta

Para este chequeo se debe comprobar que en los dos primeros modos de vibración exista un movimiento traslacional, debido a que las cargas sísmicas durante estos dos modos producen mayor demanda, por tanto es importante que se produzca la mayor cantidad de disipación de energía. El tercer modo de vibración, en cambio, se espera un movimiento rotacional.

Se debe comprobar la cantidad de participación de masa modal en los sentidos, traslacional en X, Y, y rotacional en Z; La siguiente expresión toma en cuenta la razón del valor de giro en Z, con el mayor desplazamiento en dirección X o Y, cuya relación deberá ser menor que 30% para ser considerada como un modo Traslacional.

$$\%Torsión = \frac{R_z}{\text{máx}(U_x; U_y)} * 100$$

$$\%Torsión \leq 30\% \text{ (Traslacional)}$$

**Tabla 48:** Factores de Participación de Masa Modal y % de Torsión

Modo	Período (seg)	UX	UY	RZ	%Torsión	Comportamiento
1	<b>0.576</b>	0.00000	0.82310	0.00001	<b>0.00%</b>	<b>Traslacional</b>
2	0.494	0.53460	0.00000	0.31760	<b>59.41%</b>	Rotacional
3	0.479	0.31960	0.00001	0.51870	<b>162.30%</b>	Rotacional
4	0.187	0.00000	0.10720	0.00001	0.01%	Traslacional
5	0.179	0.06870	0.00000	0.02190	31.88%	Rotacional
6	0.159	0.02610	0.00000	0.08180	313.41%	Rotacional
7	0.132	0.00000	0.03200	0.00000	0.00%	Traslacional
8	0.131	0.00730	0.00000	0.00060	8.22%	Traslacional
9	0.124	0.01380	0.00000	0.01490	107.97%	Rotacional
10	0.093	0.02990	0.00000	0.00000	0.01%	Traslacional
11	0.087	0.00000	0.03730	0.00030	0.80%	Traslacional
12	0.084	0.00001	0.00030	0.04420	14733.33%	Rotacional

Fuente: Danilo Miranda

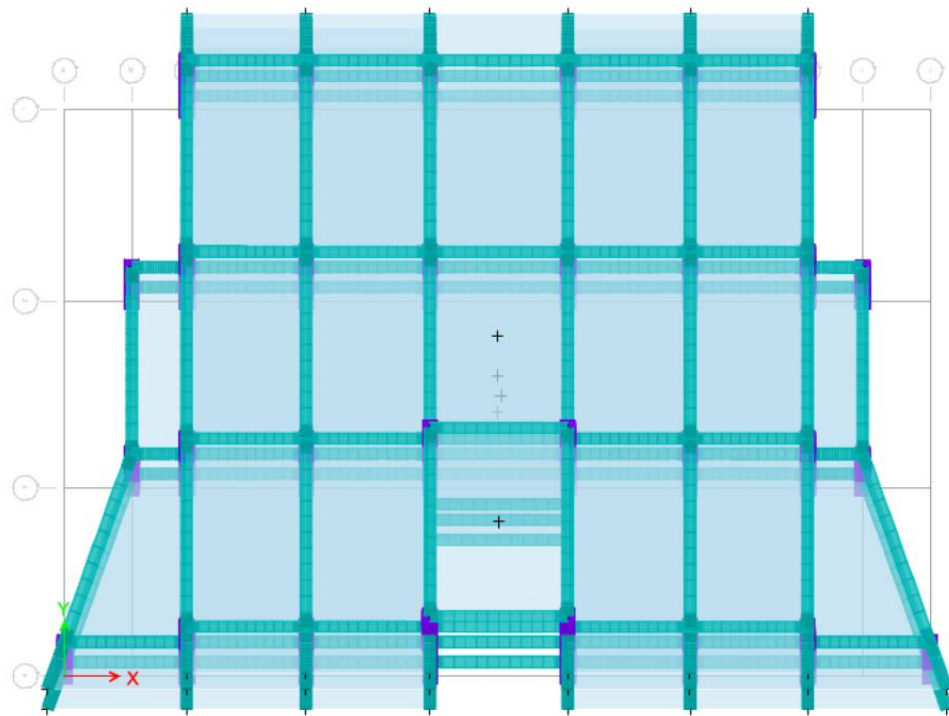
Como se puede observar en la Tabla 48, el comportamiento estructural frente a los primeros modos de vibración se obtiene que el primer modo es completamente traslacional, mientras que en el segundo y tercer modo de vibración la estructura se comporta de manera rotacional, por lo que dado que es indispensable que los dos primeros modos tengan un comportamiento traslacional menores al 30%, se puede agregar que la estructura debe ser rigidizada de alguna manera que evite esta rotación excesiva. Es importante considerar que si la estructura presenta torsión en sus dos primeros modos, la misma podría presentar grandes daños en sus elementos durante sismos intensos pudiendo llegar a producirse hasta un colapso.

En la figura 92 se puede observar el primer modo de vibración, el cual hace su movimiento traslacional en base al eje y, mientras que en la figura 93 se puede apreciar que su movimiento en el segundo modo de vibración es rotacional en sentido del eje x, existiendo también un porcentaje de rotación que corresponde a un 59.41%; Adicional se puede apreciar que los elementos de la estructura se desfazan en relación a los ejes de la misma, lo que indica que existe desplazamientos y que se verificará más adelante en el control de derivas de piso.

Una alternativa viable para evitar esta torsión en la estructura es la implementación de un muro de corte, el cual ayudará a que la edificación presente un mejor comportamiento sísmico, ya que la presencia de torsión desemboca en altas derivas y por tanto un deficiente comportamiento de vigas y columnas.

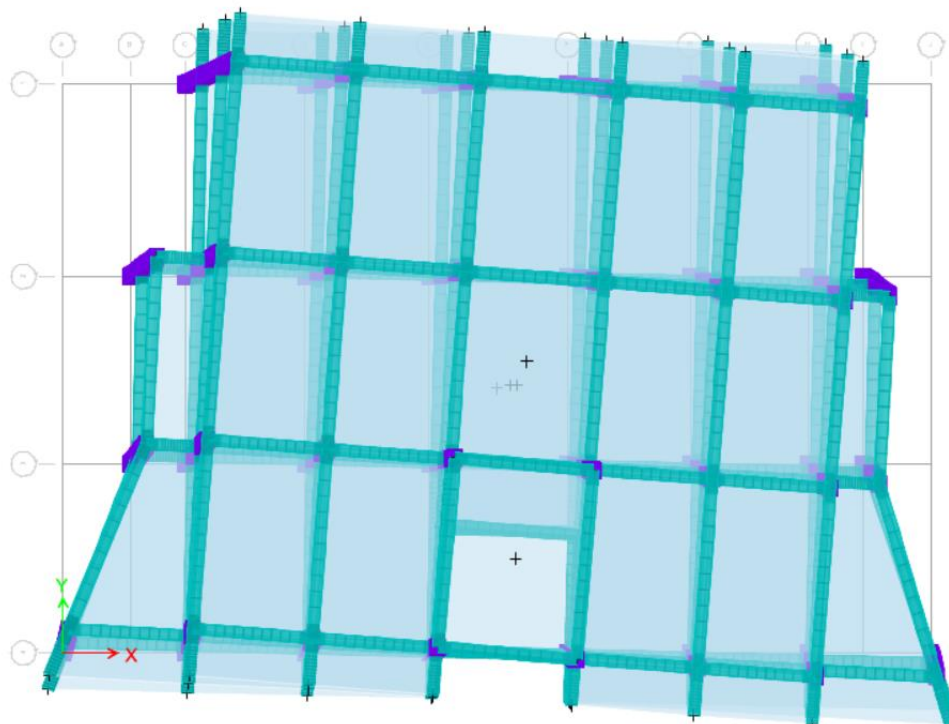
Una vez finalizado todos los chequeos y verificado cuales son las patologías estructurales se implementarán alternativas de reforzamiento, considerando aquellas que presenten menor problema constructivo y que a su vez no sea muy invasivo arquitectónicamente.

**Figura 92:** Primer Modo de Vibración, en Sentido Eje Y



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 93:** Segundo Modo de Vibración, en Sentido Eje X



**Fuente:** Danilo Miranda

#### 3.1.3.1.4 Masa Acumulada

En este caso la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 6.2.2, menciona que durante el análisis espectral se deba considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.[7]

**Tabla 49:** Masas Acumuladas

<b>Modo</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
1	0%	82%
2	53%	82%
3	85%	82%
4	85%	93%
5	92%	93%
6	95%	93%
7	95%	96%
8	96%	96%
9	97%	96%
10	100%	96%
11	100%	100%
12	100%	100%

**Fuente:** Danilo Miranda

En la Tabla 49 se puede apreciar en el cuarto modo de vibración se acumula el 93% de la masa en el Sentido Y, mientras que ya en el quinto modo se acumula más del 90% en ambas direcciones, cumpliendo el requisito de la NEC.

#### 3.1.3.1.5 Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

Según la NEC-SE-DS sección 6.2.2 menciona que el valor del cortante dinámico total aplicado en la base, realizado por el método de análisis dinámico no debe superar el 80% (estructuras regulares) o el 85% (estructuras irregulares) obtenido por el método estático, en el caso que supere se debe realizar un ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico. [7]

En la tabla 50 se puede observar los valores referentes a cada uno de los espectros obtenidos de la modelación, por lo cual la estructura al tener irregularidad en planta debe cumplir con la condición de mayor al 85%; adicionalmente en las figuras se puede verificar los valores obtenidos para el chequeo.

**Tabla 50:** Cortante Dinámico vs Cortante Estático (Condiciones Iniciales)

DATOS	CORTANTE V (Ton)		$\frac{V_{DINAMICO}}{V_{ESTATICO}} * 100$	CONDICIÓN > 85%
	ESTÁTICO	DINÁMICO		
<b>SENTIDO X</b>	<b>SX</b>	<b>ESPEC X</b>		
NEC 2015	283.620409	243.465968	85.84%	CUMPLE
DETERMINISTA	243.570721	240.693539	98.82%	CUMPLE
<b>SENTIDO Y</b>	<b>SY</b>	<b>ESPEC Y</b>		
NEC 2015	283.620410	236.379834	83.34%	NO CUMPLE
DETERMINISTA	243.570722	202.827979	83.27%	NO CUMPLE

Fuente: Danilo Miranda

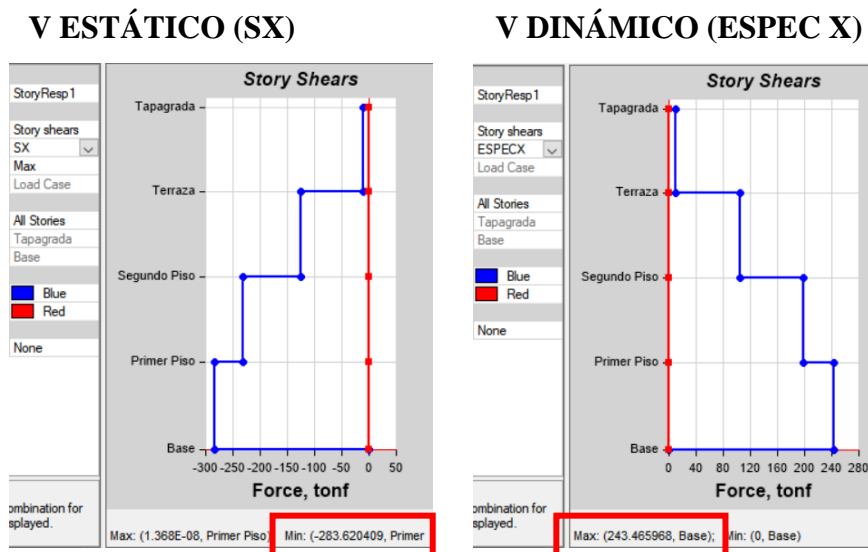
Como se puede observar el cortante no cumple en sentido Y, por lo que se deberá buscar un factor en el cual se consiga corregir el cortante dinámico, con el fin de conseguir el 85% correspondiente a estructuras irregulares. Los factores se obtienen con los porcentajes faltantes que requerirá el cortante dinámico, con lo que los factores obtenidos corresponden a 1.03 tanto para la NEC como para el espectro Determinista.

**Tabla 51:** Cortante Dinámico vs Cortante Estático (Valores Reajustados)

DATOS	CORTANTE V (Ton)		$\frac{V_{DINAMICO}}{V_{ESTATICO}} * 100$	CONDICIÓN > 85%
	ESTÁTICO	DINÁMICO		
<b>SENTIDO X</b>	<b>SX</b>	<b>ESPEC X</b>		
NEC 2015	283.620409	243.465968	85.84%	CUMPLE
DETERMINISTA	243.570721	240.693539	98.82%	CUMPLE
<b>SENTIDO Y</b>	<b>SY</b>	<b>ESPEC Y</b>		
NEC 2015	283.620410	243.471205	85.84%	CUMPLE
DETERMINISTA	243.570722	208.912798	85.77%	CUMPLE

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 94:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido X NEC2015

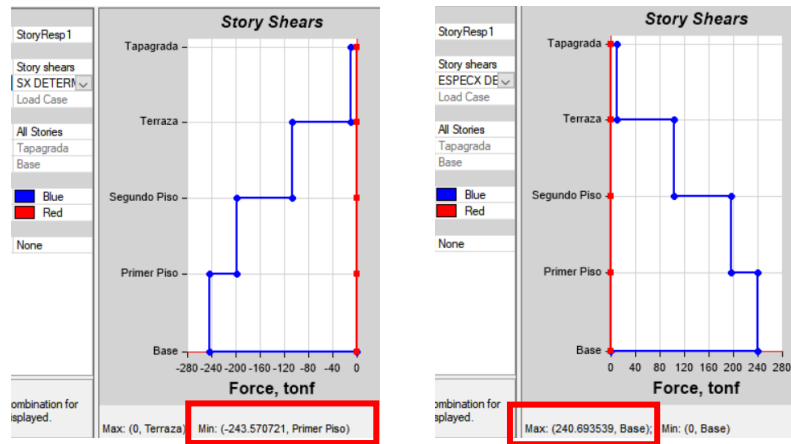


Fuente: Danilo Miranda

**Figura 95:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido X DETERM

**V ESTÁTICO (SX)**

**V DINÁMICO (ESPEC X)**

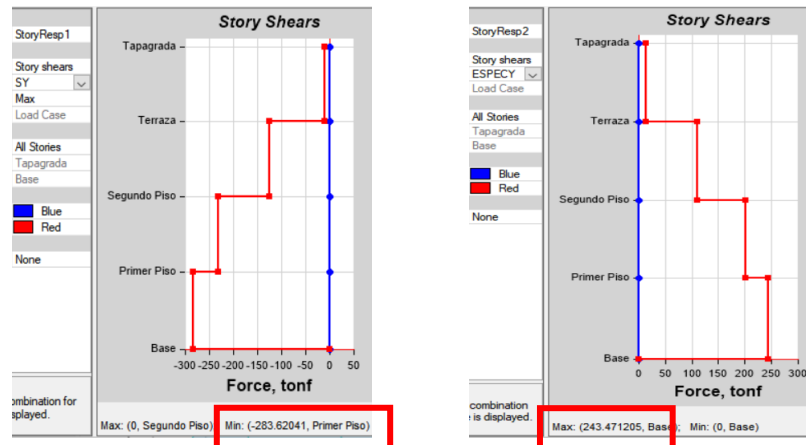


Fuente: Danilo Miranda

**Figura 96:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido Y NEC2015

**V ESTÁTICO (SY)**

**V DINÁMICO (ESPEC Y)**



Fuente: Danilo Miranda

**Figura 97:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico Sentido Y DETERM

**V ESTÁTICO (SY)**

**V DINÁMICO (ESPEC Y)**



Fuente: Danilo Miranda

### 3.1.3.1.6 Derivas de Piso

Para un control de deformaciones de la estructura la NEC-SE-DS en su sección 4.2.2 menciona que la deriva máxima obtenida para cada piso no debe superar los límites de  $\Delta M=0.02$  de deriva inelástica para el caso de Hormigón armado, estructura metálica y de madera. Por tanto para el análisis de las derivas de piso se utilizará el máximo valor de la respuesta inelástica en desplazamiento de la edificación, generada por el sismo de diseño. Se debe analizar tanto las derivas estáticas y dinámicas para cada dirección. Para el cálculo de la deriva máxima inelástica  $\Delta M$  de cada piso se utiliza la siguiente expresión: [7]

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

$\Delta M$ : Deriva máxima inelástica (2%).

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

R: Factor de reducción de resistencia (R=8)

#### Derivas Análisis Estático

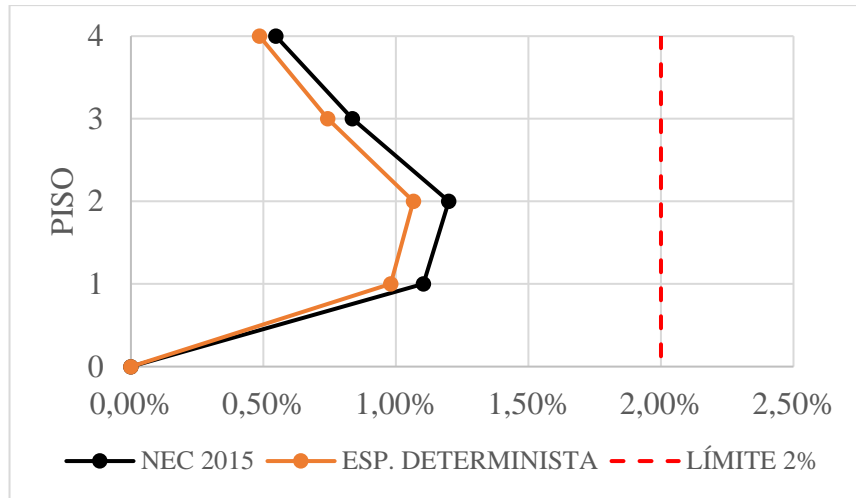
Se presenta en la tabla 52 y 53 los valores obtenidos tanto para la dirección en x como en dirección en y respectivamente, por tanto se puede identificar los valores de mayores derivas para ambos sentidos y al piso que corresponde. Adicional se puede identificar en la figura 98 y 99 un análisis de ambos espectros, pudiendo identificar en cuál de ellas presenta mayor porcentaje con respecto una de la otra.

**Tabla 52:** Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido X

DERIVA INELÁSTICA ESTÁTICO			SX NEC 2015		SX DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta_E$ SENTIDO X	$0.75 * R * \Delta_{EX}$	$\Delta_E$ SENTIDO X	$0.75 * R * \Delta_{EX}$
Tapagrada	11.7	4	0.001237	0.74%	0.0009990	0.60%
Terraza	8.8	3	0.001837	1.10%	0.0015500	0.93%
Segundo Piso	5.9	2	0.002502	1.50%	0.0021490	1.29%
Primer Piso	3	1	0.002022	1.21%	0.0017360	1.04%
Base	0	0	0.000000	0.00%	0	0.00%
VALOR MÁXIMO			1.50%		1.29%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 98:** Cortante Estático Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA



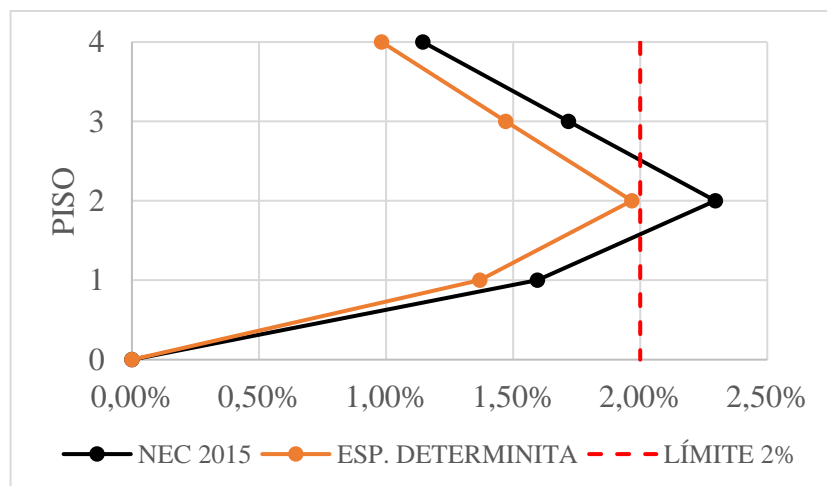
**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 53:** Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido Y

DERIVA INELÁSTICA ESTÁTICO			SY NEC 2015		SY DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta E$ SENTIDO Y	$0.75 \cdot R \cdot \Delta E Y$	$\Delta E$ SENTIDO Y	$0.75 \cdot R \cdot \Delta E Y$
Tapagrada	11.7	4	0.001908	1.14%	0.001638	0.98%
Terraza	8.8	3	0.002863	1.72%	0.002452	1.47%
Segundo Piso	5.9	2	0.003826	2.30%	0.003278	1.97%
Primer Piso	3	1	0.002659	1.60%	0.002282	1.37%
Base	0	0	0.000000	0.00%	0.000000	0.00%
VALOR MÁXIMO			2.30%		1.97%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			NO CUMPLE		SI CUMPLE	

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 99:** Cortante Estático Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA



**Fuente:** Danilo Miranda



Como se puede observar, los valores de derivas máximas para el Sentido X tienen un valor de 1.50%, y para el Sentido Y un valor de 2.30%, siendo ambos correspondientes al espectro NEC 2015; Por tanto, al ser el límite el 2% se concluye que se encuentra dentro del rango establecido para el sentido X, mientras que el sentido Y presenta problemas superando el límite, el cual se deberá considerar para el reforzamiento.

Es importante recalcar que donde se encuentra la deriva máxima se presenta en el piso 2, probablemente esta deficiencia se deba al efecto de torsión, lo que impide que las vigas y columnas trabajen en forma conjunta lo que provoca un efecto excesivo en las derivas tanto para el espectro de la NEC como para el Determinista.

### Derivas Análisis Dinámico

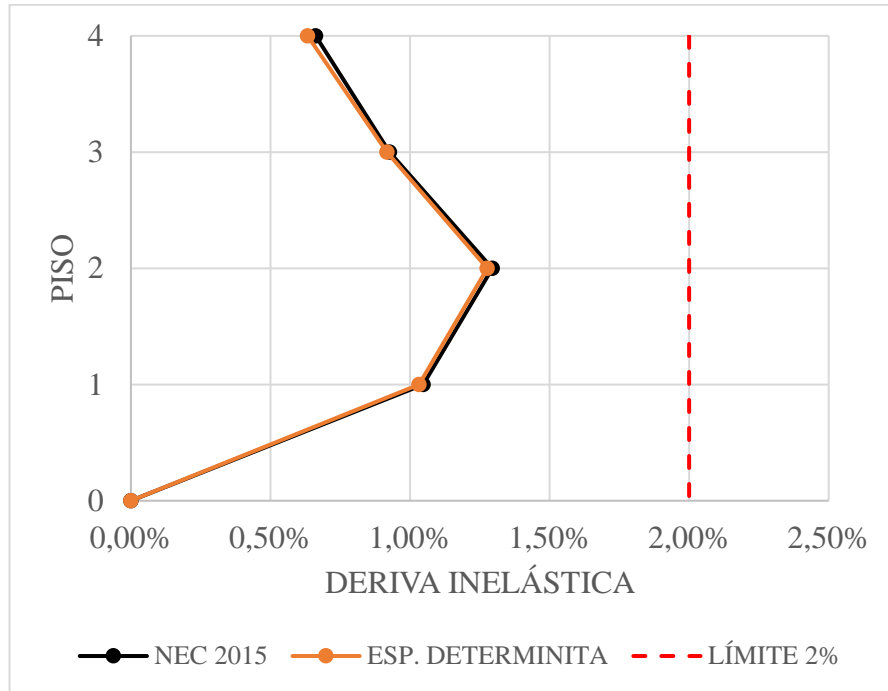
El análisis dinámico o también llamado modal espectral, de igual forma presenta en la tabla 54 y 55 los valores obtenidos tanto para la dirección en x como en dirección en y respectivamente, por tanto, se puede identificar los valores de mayores derivas para ambos sentidos y al piso que corresponde. Adicional se puede identificar en la figura 100 y 101 un análisis de ambos espectros, pudiendo identificar en cuál de ellas presenta mayor porcentaje respecto una de la otra.

**Tabla 54:** Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido X

DERIVA INELÁSTICA DINÁMICO			ESPEC. X NEC 2015		ESPEC. X DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta E$ SENTIDO X	$0.75 * R * \Delta EX$	$\Delta E$ SENTIDO X	$0.75 * R * \Delta EX$
Tapagrada	11.7	4	0.0011020	0.66%	0.0010550	0.63%
Terraza	8.8	3	0.0015450	0.93%	0.0015300	0.92%
Segundo Piso	5.9	2	0.0021580	1.29%	0.0021280	1.28%
Primer Piso	3	1	0.0017450	1.05%	0.0017210	1.03%
Base	0	0	0	0.00%	0	0.00%
VALOR MÁXIMO			1.29%		1.28%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 100:** Cortante Dinámico Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA



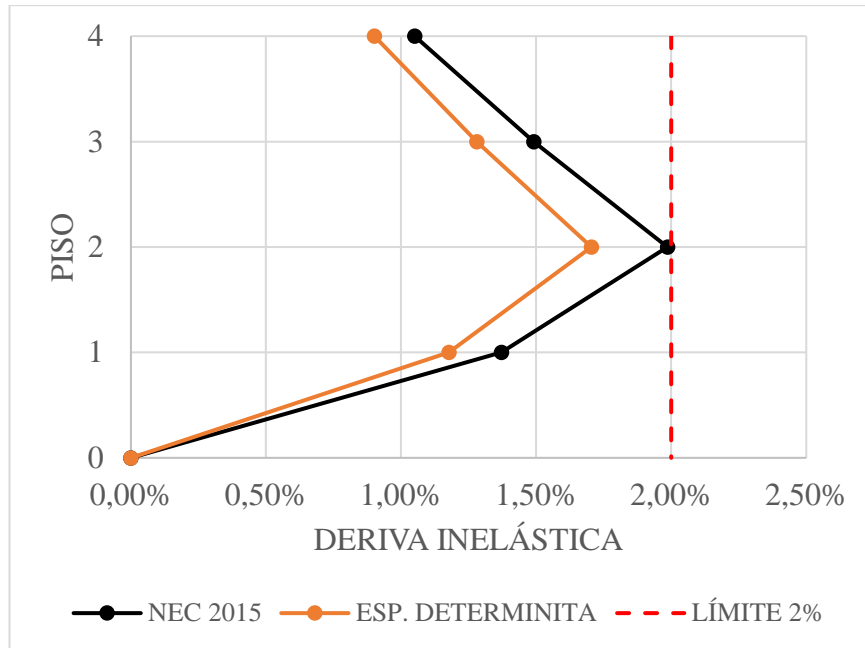
**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 55:** Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido Y

DERIVA INELÁSTICA DINÁMICO			ESPEC. Y NEC 2015		ESPEC. Y DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta E$ SENTIDO Y	$0.75 \cdot R \cdot \Delta E Y$	$\Delta E$ SENTIDO Y	$0.75 \cdot R \cdot \Delta E Y$
Tapagrada	11.7	4	0.0017500	1.05%	0.0015020	0.90%
Terraza	8.8	3	0.0024860	1.49%	0.0021340	1.28%
Segundo Piso	5.9	2	0.0033100	1.99%	0.0028410	1.70%
Primer Piso	3	1	0.0022860	1.37%	0.0019620	1.18%
Base	0	0	0	0.00%	0	0.00%
VALOR MÁXIMO			1.99%		1.70%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 101:** Cortante Dinámico Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA



**Fuente:** Danilo Miranda

Para este caso, se puede apreciar que para el Sentido X, el valor de mayor deriva lo obtiene el espectro NEC 2015 con 1.29%, y aunque sus valores son relativamente similares con un 1.28% para el Determinista, se puede observar que para el sentido Y, el que obtiene mayor deriva sigue siendo para el espectro de la NEC con un valor de 1.99% que sigue estando en los valores establecidos menores al 2% a pesar de encontrarse al borde, se deberá analizar este valor posterior a un reforzamiento.

Para concluir, se puede añadir que el valor de máxima deriva para ambos sentidos tanto para el análisis estático con 2.30% y dinámico con 1.99%, corresponden al piso 2 con un nivel de N+5.90 m; al compararlos con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el valor de cortante estático se encuentra superando el valor de deriva máxima del 2%, mientras que el dinámico se encuentra al límite.

### 3.1.3.1.7 Chequeo de Elementos Estructurales

Una vez establecido los chequeos del análisis lineal se procede a realizar un chequeo del diseño de los elementos estructurales, esto con el fin de identificar si resisten a las solicitaciones establecidas por la NEC. Los elementos estructurales, tanto columnas como vigas deben ser diseñadas con el objetivo que su resistencia sea igual o mayor a los efectos de cargas incrementadas, según las siguientes combinaciones de carga: [7]

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + 1.0 L ± 1.0 E
- 0.9 D ± 1.0 E

**Donde:**

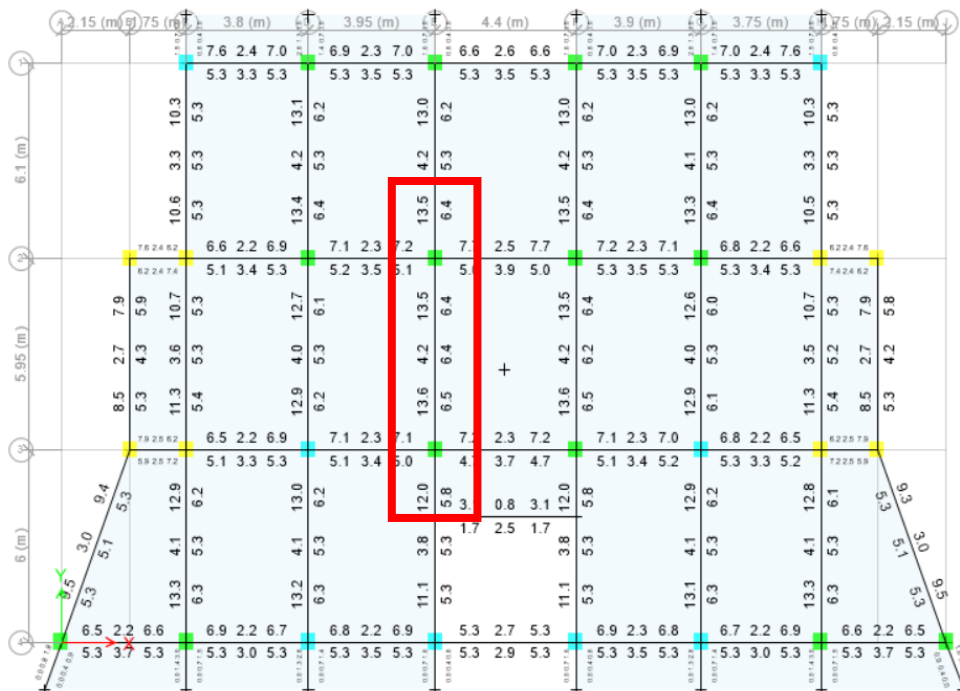
D: Carga Muerta; L: Carga Viva; E: Carga Sísmica

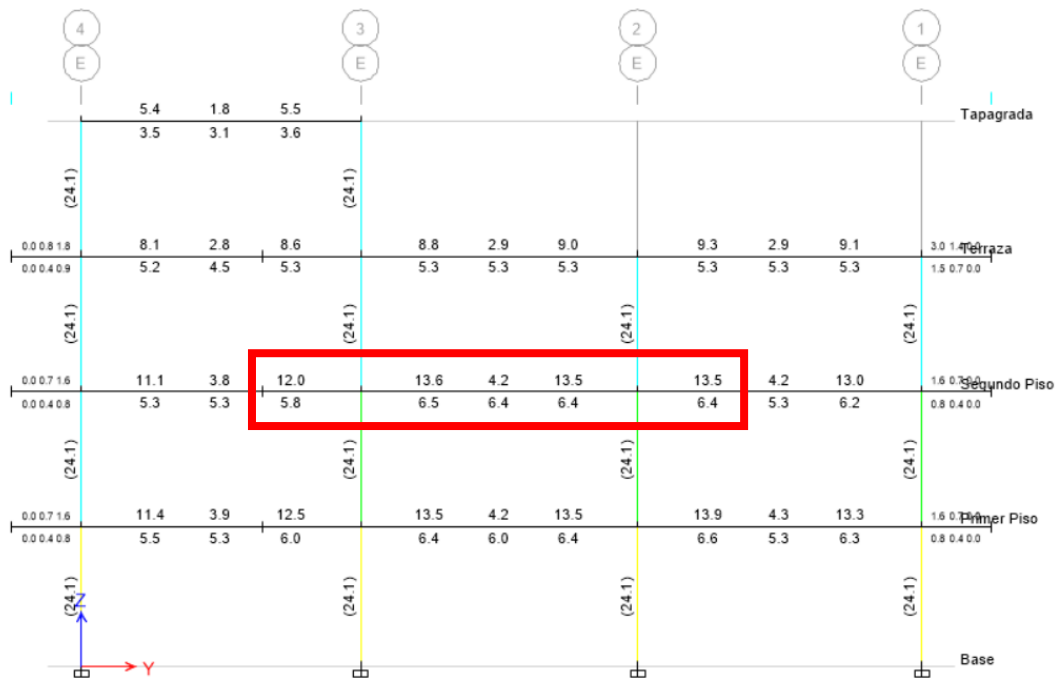
Se debe tomar en cuenta que cada elemento estructural sufre en mayor o menor impacto en relación con cada combinación de carga; por ejemplo, para las vigas largas es crítica la carga gravitacional, mientras que para las vigas cortas es crítica la carga sísmica, pero de manera general las vigas se ven más afectadas con la combinación de cargas de 1.2 D + L ± E.

### 3.1.3.1.7.1 CHEQUEO A FLEXIÓN DE VIGAS

Como se mencionó anteriormente, para el análisis se utilizó todas las combinaciones de carga, con el fin de verificar los valores y obtener el escenario más desfavorable para la estructura. En la Figura 102 se puede observar la cantidad de refuerzo longitudinal en todas las vigas, tanto superior como inferior, de modo que se selecciona la de mayor demanda y con la cual se realizará el chequeo.

**Figura 102:** Cantidad de Acero Longitudinal, Piso 2 más demandado





Fuente: Danilo Miranda

La figura 102 muestra que la viga con mayor demanda de acero corresponde al primer piso del eje E entre los ejes 2 y 3, en la Tabla 56 se muestran los valores obtenidos tanto del acero longitudinal como de los momentos correspondientes a cada uno; a continuación se verifica los valores de aceros con los de las vigas conjuntas con el fin de verificar si alguno de ellos tiene mayor demanda; adicional se verifica que tanto para los aceros inferiores de las esquinas cumplan con el requisito de la NEC que implica que  $A_s$  base sea equiparable que el 50% del acero máximo.

Tabla 56: Valores de Acero Longitudinal y Momentos de Diseño

VALORES DE ACERO LONGITUDINAL (cm <sup>2</sup> )				
Viga conjunta IZ	Viga Eje E 1-2			Viga conjunta DR
12.0	13.6	4.2	13.5	12.5
5.8	6.5	6.4	6.4	6.4
Longitud de la Viga Eje E 2-3 (m)			5.95	
ÁREAS DE ACERO FINALES (cm <sup>2</sup> )				
Momento de Diseño (Tonf-m)	Izquierda	Centro	Derecha	Momento de Diseño (Tonf-m)
Superior M1- = 21.5175	13.6	4.2 (As min)	13.5	Superior M2- = 21.3643
Inferior M1+ = 10.7587	6.5 (50%M1-)	6.4	6.4 (50%M2-)	Inferior M2+ = 10.6821

Fuente: Danilo Miranda

Se procede a verificar el porcentaje de cuantía de acero que corresponde al valor más demandante de 13.6 cm<sup>2</sup>

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{13.60 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 45.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0085$$

$$\rho = = \mathbf{0.85 \%}$$

### Comprobación de requerimientos del acero

El acero longitudinal mínimo a tracción en vigas no debe ser menor a valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$As_{min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 35 \text{ cm} * 45.7 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero máximo se determina la cuantía de refuerzo que no puede exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.005\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{240}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0247714$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.012386 = 1.24\%$$

$$A_{sm\acute{a}x} = p_{m\acute{a}x} * b * d$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.012386 * 35 * 45.6$$

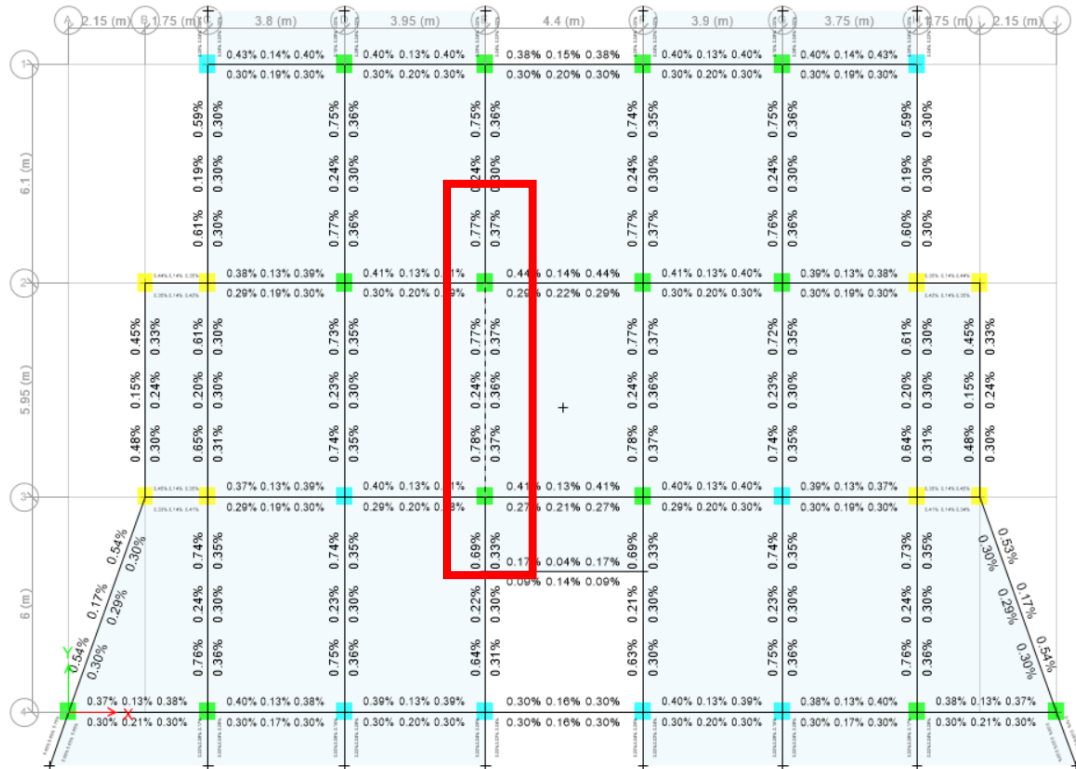
$$A_{sm\acute{a}x} = 19.81 \text{ cm}^2$$

Como la cantidad de acero máximo es de 19.81 cm<sup>2</sup> se puede obtener un valor referencial de acero base, siendo este el 50% del As máx., por tanto el As base es 10.66 cm<sup>2</sup>; Como se puede observar la cantidad de acero de mayor demanda corresponde a la combinación de cargas de 1.2D+L-Sy con un valor de 13.6 cm<sup>2</sup>, lo que significa que el acero se encuentra en los parámetros recomendados, siendo menor al acero máximo y superior al acero base, es decir que en este caso la sección estaría superando el valor recomendable, pero es completamente aceptable, ya que los valores reales corresponde al armado de la de viga que se encuentra en la sección 2.7.3.1 del capítulo dos, siendo la cuantía de acero propuesta de 12.06 cm<sup>2</sup>, la cual se podrá verificar sus aceros en el detalle de la viga tipo adjuntado en Anexos.

Finalmente, se puede concluir que las secciones de vigas presenta un comportamiento óptimo frente a las demandas, las cuales tienen porcentajes de acero menores a las máximas permitidas de 1.24%; a pesar de cumplir el chequeo se puede añadir que un porcentaje óptimo para las zonas de mayor demanda se encuentra entre (0.6-0.8)%, lo que significa que el diseño puede ser optimizado aumentando cuantía de acero, pero ya que el análisis corresponde a un chequeo se da por cumplido la verificación a flexión; Adicional se presenta los porcentajes de acero en viga, (figura 103).

Se puede agregar que los valores que el Etabs presenta es el diseño que el software ofrece frente a las momentos de demanda, lo que corresponde a valores que superan a las cuantías de acero establecidos en el capítulo 2, dichos resultados equivalen a que los momentos son altos, y esto se puede deber a que la estructura presenta un comportamiento deficiente como se pudo observar anteriormente, el edificio presenta torsión, lo que provoca altas derivas de piso y por lo cual es un motivo importante para que las vigas estén requiriendo altos porcentajes de acero; debido a que el análisis pertenece a un estudio de vulnerabilidad sísmica, es decir, en este caso con los armados mínimos, se procederá a realizar el Pushover en las condiciones actuales y así poder verificar todas las deficiencias que la misma presente.

**Figura 103:** Porcentajes de Acero, Piso 2 más demandados



**Fuente:** Danilo Miranda

**3.1.3.1.7.2 CHEQUEO A CORTE DE VIGAS**

Para la zona de confinamiento se deberá establecer los valores referentes al acero sometido a corte que los da directamente el Etabs, teniendo en cuenta que la NEC establece que el valor de Av mínimo es 1 estribo de Ø10mm, adicionalmente la norma también establece sus parámetros de espaciamiento máximo. A continuación, se presenta la tabla de valores obtenidos del programa.

**Tabla 57:** Resumen Diseño a Corte/Torsión

<b>Cortante/Torsión para Vu2 y Tu</b>				
Refuerzo Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Diseño Vu2 (Ton)	Diseño Tu (Ton-m)	Diseño Mu3 (Ton-m)	Diseño Pu (Ton)
0.065	19.2137	0.0878	-21.5175	0
<b>Refuerzo para el Mayor Cortante Vu2</b>			<b>Fuerzas de Diseño</b>	
Refuerzo Iz. Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Refuerzo Medio Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Refuerzo Dr. Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Capacidad Vp (Ton)	Gravedad Vg (Ton)
0.099	0.082	0.099	8.0442	11.1695

**Fuente:** Danilo Miranda



Dado que el programa es de origen americano se realizará la comprobación del acero en base a la siguiente expresión, dada por la ACI 2014.

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * \frac{35\text{cm} * 10\text{cm}}{4200\text{kg/cm}^2} \geq 0.35 * \frac{35\text{cm} * 10\text{cm}}{4200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{vmin} = 0.08069 \geq 0.029$$

$$A_{vcalculado} \geq A_{vmin}$$

$$0.099 > 0.081 \text{ **Cumple**}$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

### 3.1.3.1.7.3 CHEQUEO A TORSIÓN

A pesar de que las vigas trabajan principalmente a flexión, puede existir torsión en vigas que conformen el perímetro de algunas cubiertas, sin embargo para despreciar los efectos de torsión debe cumplir la siguiente ecuación:

$$T_u < \phi T_{th}$$

Donde:

Tu= Resistencia a la torsión.

Ø= Factor de reducción con un valor de 0.75

Tth=Valor límite de torsión

**Tabla 58:** Resumen valores a Torsión

<b>Capacidad a Torsión</b>		
Torsión Tu (Ton-m)	Límite ØTth (Ton-m)	Crítico ØTcr (Ton-m)
0.0878	0.555	2.22

**Fuente:** Danilo Miranda

$$(0.0878 < 0.555) \text{ Ton-m}$$

Dado que cumple la condición, se pudo comprobar que los efectos a torsión se desprecian.

### 3.1.3.1.7.4 CHEQUEO A FLEXO-COMPRESIÓN DE COLUMNAS

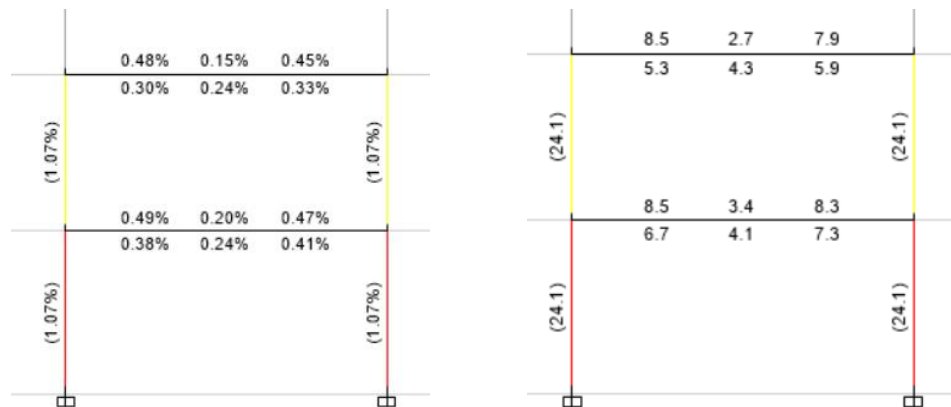
Al igual que con las vigas, se debe obtener los valores que reporta el Etabs y analizar el pórtico más demandado de la estructura con el fin de identificar algún problema.

**Tabla 59:** Resumen de diseño de columna

Detalles del elemento Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
Primer Piso	C9	C45x50	3	0.45	0.45	0.059
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para Pu, Mu2, Mu3						
Diseño Pu (ton)	Diseño Mu2 (ton-m)	Diseño Mu3 (ton-m)	Mínimo M2 (ton-m)	Mínimo M3 (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
-27.9864	2.2287	17.1847	0.8043	0.8043	1.51	1.063

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 104:** Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm<sup>2</sup> y Porcentaje



**Fuente:** Danilo Miranda

La norma: NEC-SE-HM, 4.3.3. indica que la cuantía de refuerzo debe cumplir el siguiente requisito:

$$0.01 \leq \frac{As}{b * h} \leq 0.03$$

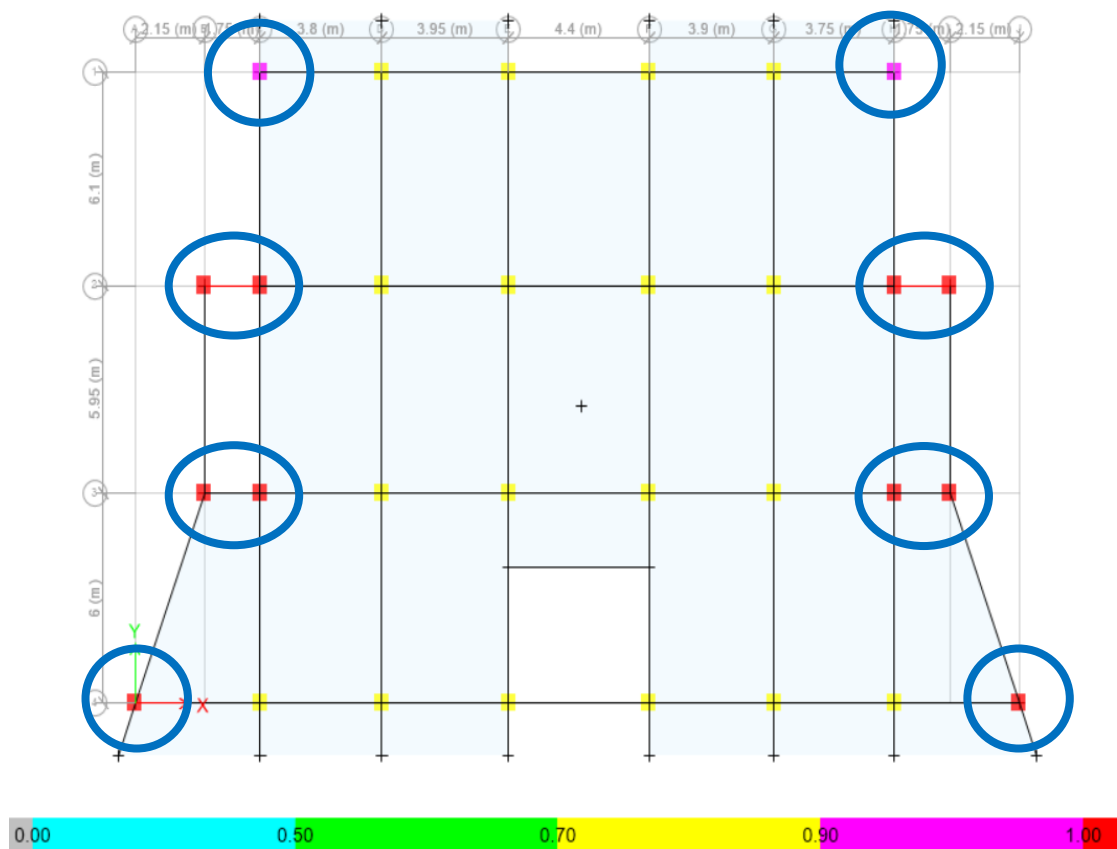
$$0.01 \leq 0.0107 \leq 0.03 \text{ CUMPLE}$$

La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar en el rango del 1% al 3% del área total de la sección transversal, por tanto, el porcentaje cumple el requisito, siendo que el límite inferior controlará las deformaciones y el límite superior evitará un comportamiento frágil de secciones, con esto lo que se busca es evitar una excesiva cuantía de acero que puede influir negativamente en el comportamiento de la misma.

### 3.1.3.1.7.5 CHEQUEO DEMANDA / CAPACIDAD EN COLUMNAS

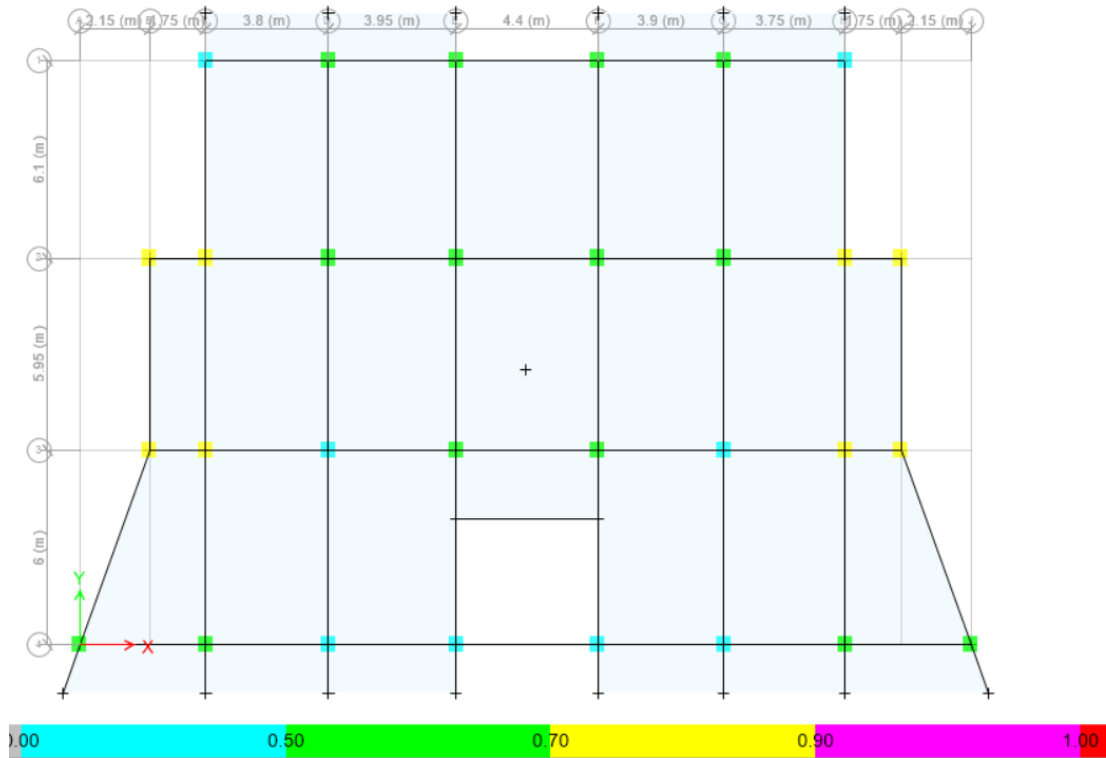
Las columnas que se presentan en las siguientes figuras presentan un esquema de colores, siendo las de color rojo aquellas que no cumplen la demanda de carga de la estructura es decir la relación de capacidad es superior al límite; Se podrá observar que las columnas del primer piso son las más afectadas, teniendo valores superiores a 1 en dos columnas que son las más afectadas, mientras que el resto presenta colores estables, considerando que el color verde indica un comportamiento óptimo.

**Figura 105:** Esquema general de Fallas en Columnas Primer Piso



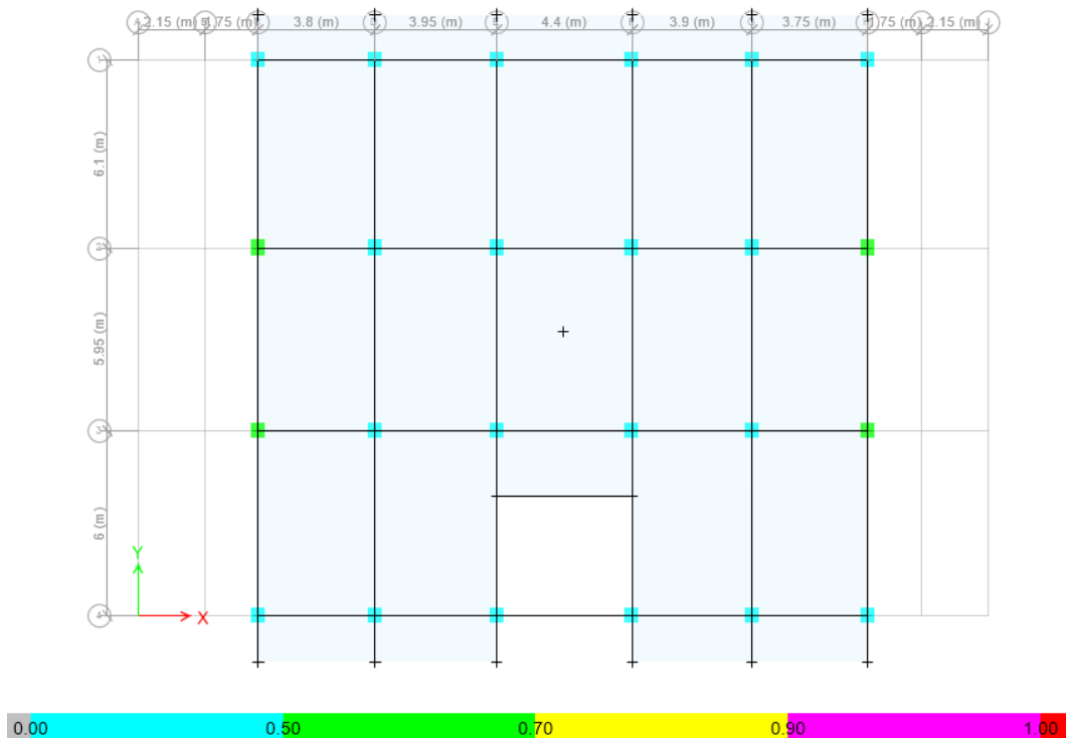
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 106:** Esquema general de Fallas en Columnas Segundo Piso



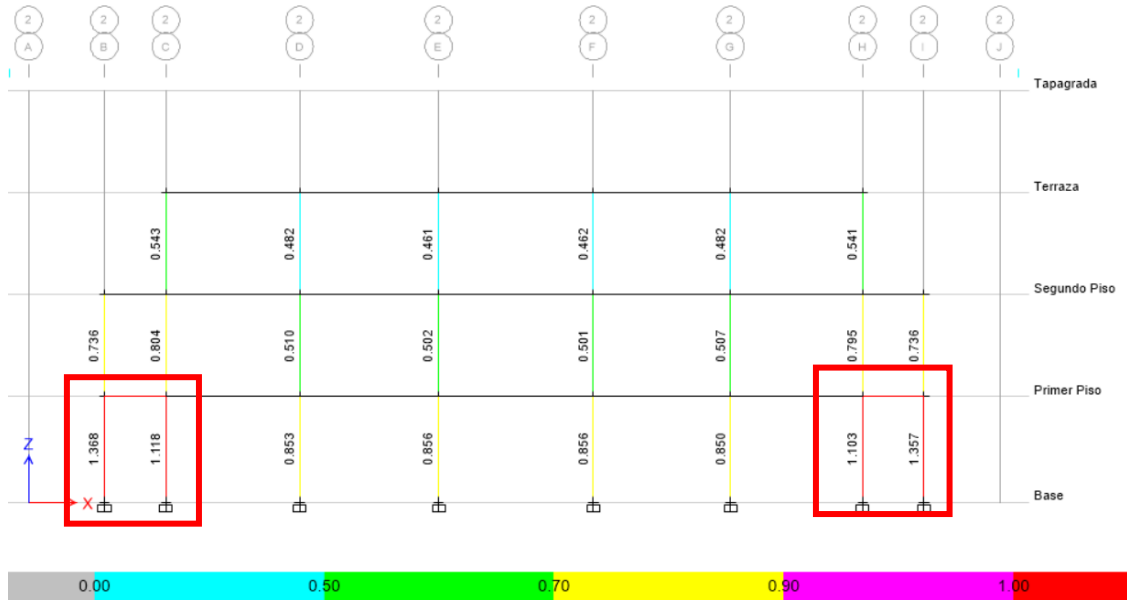
Fuente: Danilo Miranda

**Figura 107:** Esquema general de Fallas en Columnas Terraza



Fuente: Danilo Miranda

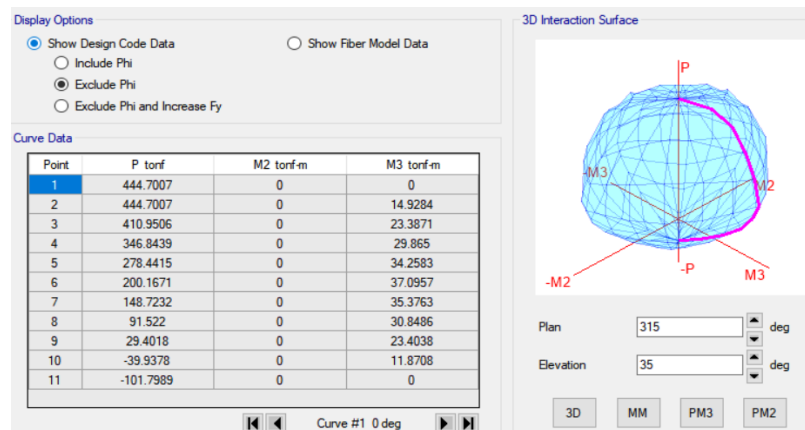
**Figura 108:** Esquema general de Fallas en Columnas Eje 2



**Fuente:** Danilo Miranda

Como se puede observar, varias columnas del primer piso presentan problemas, siendo las de mayor complicación las del Eje B2 e I2, con valores de 1.368 y 1.357 respectivamente, siendo el límite el valor de 1, lo que implica su falla, y que refiere que la demanda está superando su capacidad en un 37% aproximadamente, por tanto requerirá un reforzamiento que consiste en el aumento de su sección transversal, que puede ser con un recrecido de hormigón o un encamisado de acero, con el fin de enfrentar las solicitaciones de la edificación. A continuación, se presenta un Diagrama de Interacción entre la Carga Axial Nominal y su Momento Nominal, de modo que se pueda observar cómo está trabajando dicha columna.

**Figura 109:** Diagrama de Interacción 3D



**Fuente:** ETABS 2016

Como se puede observar, en la figura 109, los datos correspondientes se obtienen a partir del modelo de fibras que corresponde a los valores de la Tabla 60. Por tanto, al momento de graficar los puntos Pu-Mu, que son calculados en base a las demandas de las combinaciones de carga propuestos, se puede observar que unos se encuentran debajo de la línea balanceada, presentando un comportamiento a tensión con un mecanismo de falla dúctil, pero de igual modo se presentan puntos fuera de la curva de interacción, lo que refiere que la sección se encuentra sub dimensionada, es decir, que la columna no soporta las demandas. Es importante aclarar que los valores de la curva son obtenidos según el código de diseño ACI 318-14.

Hay que agregar que los diagramas de interacción son muy útiles para saber cómo está trabajando el elemento, de modo que si el punto Pu-Mu, estuviera en la zona superior del Eje Balanceado, la columna estaría trabajando a compresión, mientras que si se encuentra por debajo de esta, corresponde a la zona de tracción; siendo un comportamiento óptimo si dicho punto se encuentra en el eje balanceado.

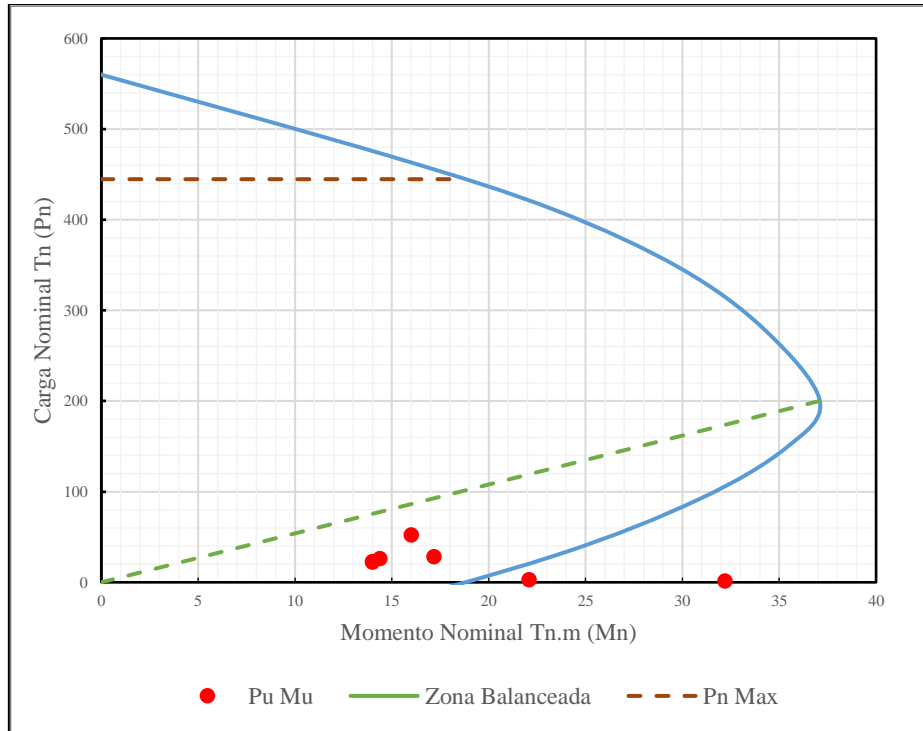
En la Figura 110 se aprecia el Modelo de Fibras con los puntos comparativos para el diagrama de interacción, es decir la línea que marca la falla balanceada y la línea de carga máxima obtenida de la modelación en Estas; de igual forma se pueden observar los punto Pu-Mu de manera más clara y como éstas se encuentran fuera de la curva de interacción, lo que infiere que no está soportando las solicitaciones, y que por tal motivo dicho elemento requerirá un análisis para reforzamiento.

**Tabla 60:** Datos de la Curva según Código de Diseño ACI-318-14

<b>Punto</b>	<b>P (Tonf)</b>	<b>M3 (Ton-m)</b>
1	444.701	0.000
2	444.701	14.928
3	424.560	23.387
4	361.147	29.865
5	284.746	34.258
6	197.692	37.096
7	132.991	35.376
8	70.844	30.849
9	8.548	23.404
10	-57.880	11.871
11	-101.799	0.000

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 110:** Diagrama de Interacción Capacidad de Carga vs Momento



**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3.1.8 Chequeo de Elementos Estructurales bajo Carga Gravitacional

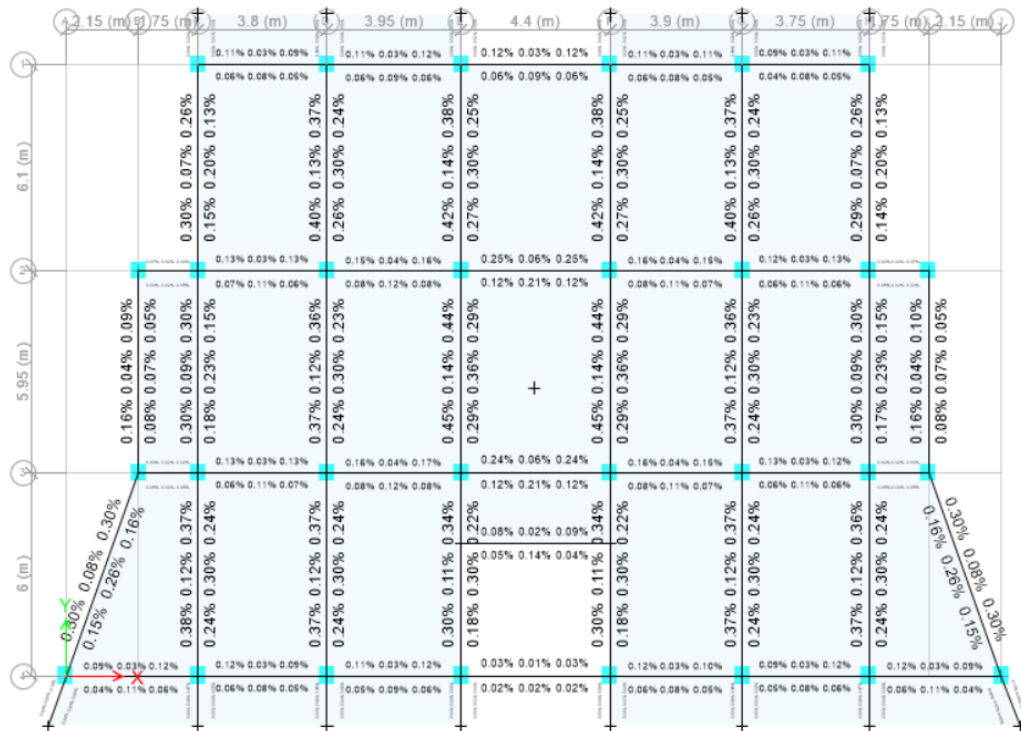
Para este parámetro se seleccionarán únicamente cargas gravitacionales para analizar cómo se están comportando los elementos estructurales de la edificación, por tanto, considerando que D corresponde a la carga muerta y L a la carga viva, las combinaciones de carga son las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L

#### 3.1.3.1.8.1 VIGAS Y COLUMNAS

Se procede a analizar los valores correspondientes a los porcentajes de acero bajo cargas gravitacionales en las vigas y columnas más demandadas, tomando en cuenta que los valores obtenidos deberán ser menores que los máximos calculados para cada sección propuesta. Por tanto, en la Figura 111 y 112 se presenta los valores de cuantía de acero para el segundo piso y eje 3 que fueron los más demandados en los chequeos anteriores.

**Figura 111: Porcentaje de Acero Segundo Piso**



**Fuente: Danilo Miranda**

**Figura 112: Porcentaje de Acero Eje 3**

		0.11% 0.03% 0.10%	0.12% 0.03% 0.13%	0.17% 0.04% 0.17%	0.12% 0.03% 0.12%	0.10% 0.03% 0.10%	Terraza
	(1.07%)	0.05% 0.09% 0.05%	0.06% 0.10% 0.06%	0.08% 0.14% 0.08%	0.06% 0.09% 0.06%	0.05% 0.09% 0.05%	
100% 100% 100%	(1.07%)	0.13% 0.03% 0.13%	0.15% 0.04% 0.16%	0.25% 0.06% 0.25%	0.16% 0.04% 0.15%	0.12% 0.03% 0.13%	Segundo Piso
100% 100% 100%	(1.07%)	0.07% 0.11% 0.08%	0.08% 0.12% 0.08%	0.12% 0.21% 0.12%	0.08% 0.11% 0.07%	0.08% 0.11% 0.08%	
100% 100% 100%	(1.07%)	0.12% 0.03% 0.14%	0.15% 0.04% 0.17%	0.24% 0.06% 0.24%	0.16% 0.04% 0.15%	0.13% 0.03% 0.12%	Primer Piso
100% 100% 100%	(1.07%)	0.06% 0.11% 0.07%	0.08% 0.12% 0.08%	0.12% 0.20% 0.12%	0.08% 0.11% 0.07%	0.07% 0.11% 0.06%	
(1.07%)	(1.07%)						Base

**Fuente: Danilo Miranda**

Los elementos que presenta mayor porcentaje de acero en vigas tienen valores de 0.45%, por tanto, son mucho menores a la cuantía máxima permitida de 1.24 %, lo que significa que ningún elemento está presentando problemas a cargas gravitacionales.

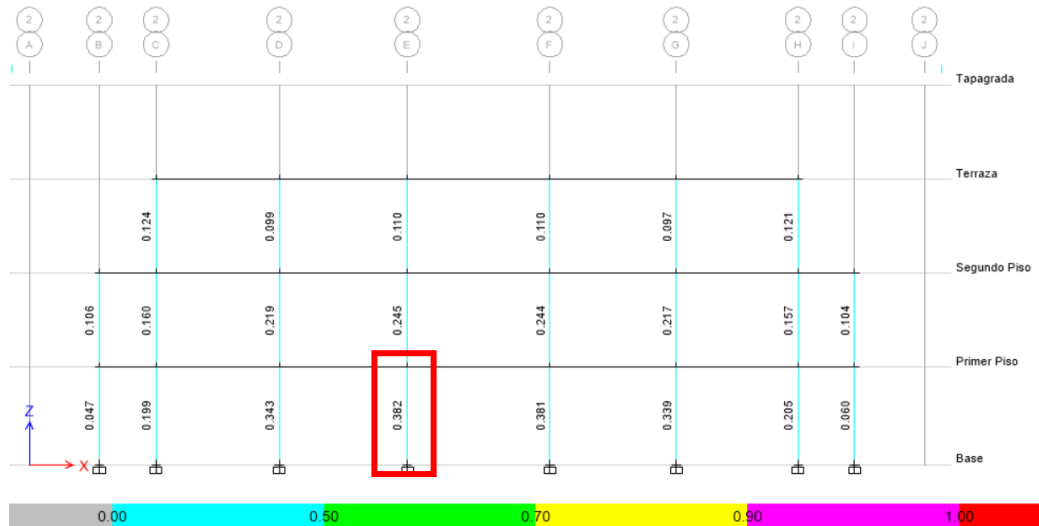
De igual forma en columnas, los límites en las que se deberán encontrar es en el rango de (1-3) %, por tanto, con un valor de 1.07 %, se puede concluir que la edificación no se encuentra afectada bajo estas solicitaciones.



### 3.1.3.1.8.3 CHEQUEO DEMANDA / CAPACIDAD EN COLUMNAS

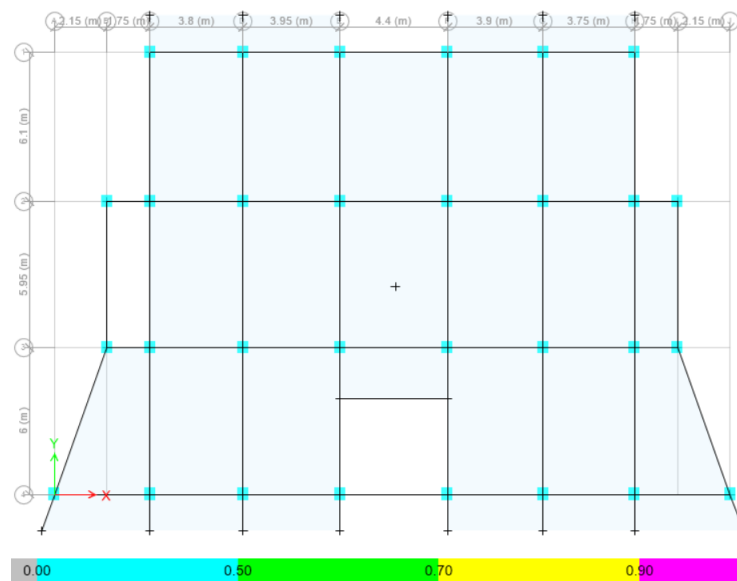
Se presenta los valores correspondientes a las columnas frente a cargas sísmicas.

**Figura 113:** Demanda/ Capacidad Eje 3



Fuente: Danilo Miranda

**Figura 114:** Demanda/Capacidad Primer Piso



Fuente: Danilo Miranda

Los valores de mayor demanda frente a capacidad son de 0.382, por tanto, las columnas están cumpliendo con la capacidad necesaria para la demanda existente por las solicitaciones de carga, presentando un color cian para todas las columnas, por lo que la estructura en su estado actual no presenta problemas frente a cargas gravitacionales, a diferencia de las analizadas bajo cargas sísmicas en las cuales dos columnas presentaban un comportamiento deficiente y necesitan reforzamiento.

### 3.1.3.2.1 Análisis Estático No Lineal

Este análisis es formulado para conocer la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura a medida que se incrementa la carga lateral, y de este modo conocer el punto de desempeño frente a los distintos niveles de amenaza sísmica establecidas en la Norma Ecuatoriana. Este análisis se llevará a cabo mediante la metodología de la linealización equivalente expuesto en la Norma FEMA 440.

#### 3.1.3.2.1 Modelos de comportamiento para los materiales

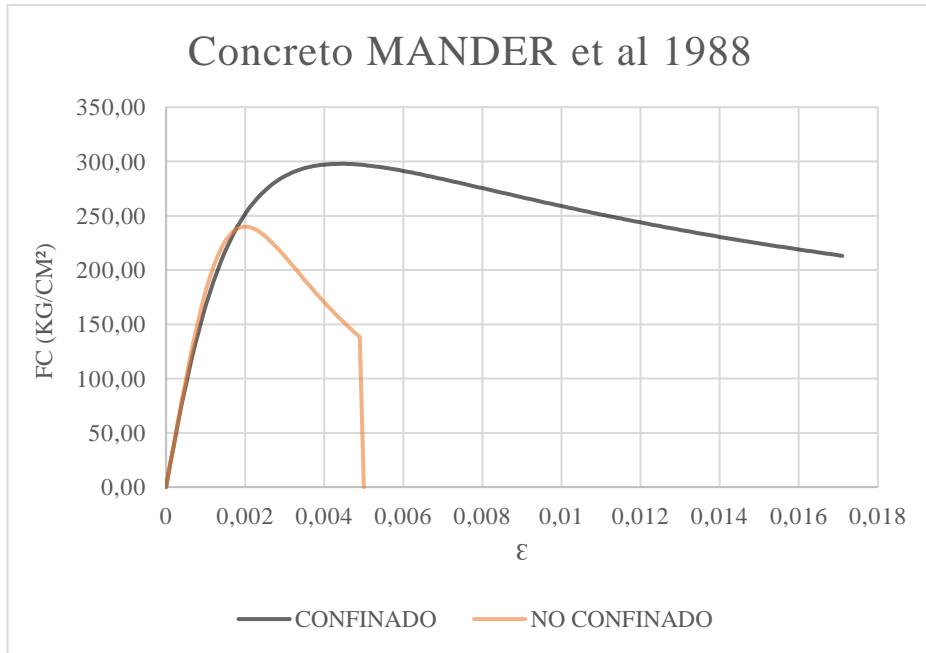
Como ya se expuso en el capítulo 1, el modelo de comportamiento utilizado para el hormigón es el Modelo de Mander, el cual depende de algunos factores, como lo es las secciones del elemento, recubrimiento, acero transversal, resistencia a compresión del material; de modo que el producto final sea el diagrama esfuerzo – deformación, que para este caso una viga y una columna con una resistencia a compresión del hormigón  $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 61:** Datos Modelo confinado y no Confinado para Viga  $f'c= 310 \text{ kg/cm}^2$ .

DATOS SECCIÓN HA	Unidades	Valor	Adicional	
b =	(cm)	35.00		
h =	(cm)	50.00		
Recubrimiento libre =	(cm)	2.50		
As superior (cm <sup>2</sup> ) =	(cm <sup>2</sup> )	12.06	6Ø16	
As inferior (cm <sup>2</sup> ) =	(cm <sup>2</sup> )	6.03	3Ø16	
Av (cm <sup>2</sup> ) =	(cm <sup>2</sup> )	1.57	EØ10	
Espaciamiento (S) =	(cm)	10.00		
Ce =		0.80	Estribado	
$f'c$ =	(kg/cm <sup>2</sup> )	240.00	30.42	Mpa
$f_y$ =	(kg/cm <sup>2</sup> )	4200.00	412.17	Mpa
$b'$ =	(cm)	24.00		
pv =		0.00689		
fI =	Mpa	1.14		
$f'cc$	Mpa	37.65	383.68	(kg/cm <sup>2</sup> )

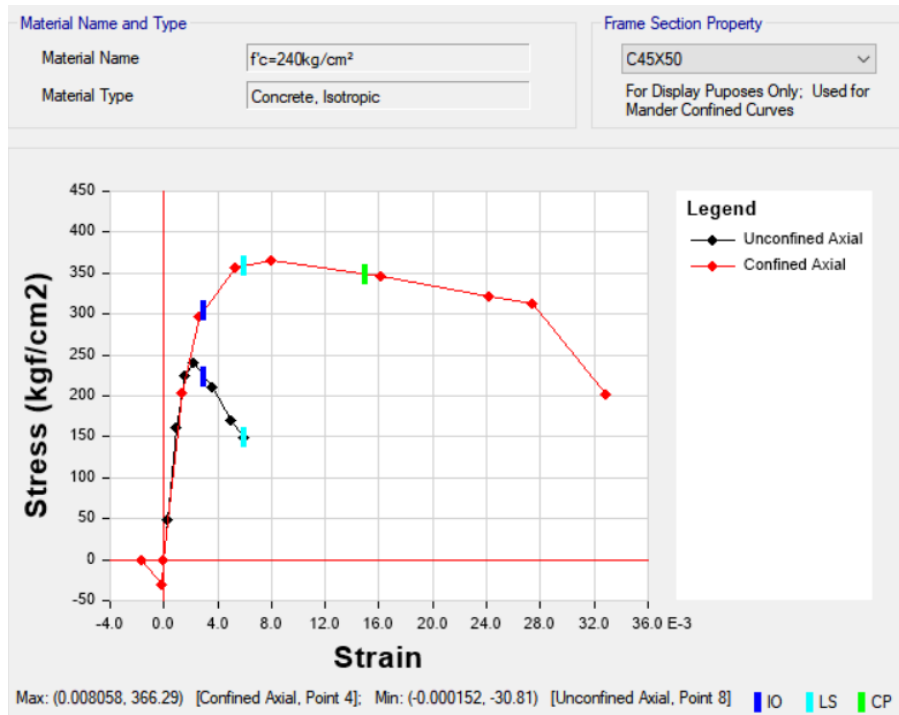
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 115:** Diagrama Concreto Mander et al 1988 para Viga  $f'_c= 310 \text{ kg/cm}^2$ .



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 116:** Diagrama Concreto Mander et al 1988 para Columna  $f'_c= 310 \text{ kg/cm}^2$ .



**Fuente:** ETABS 2016

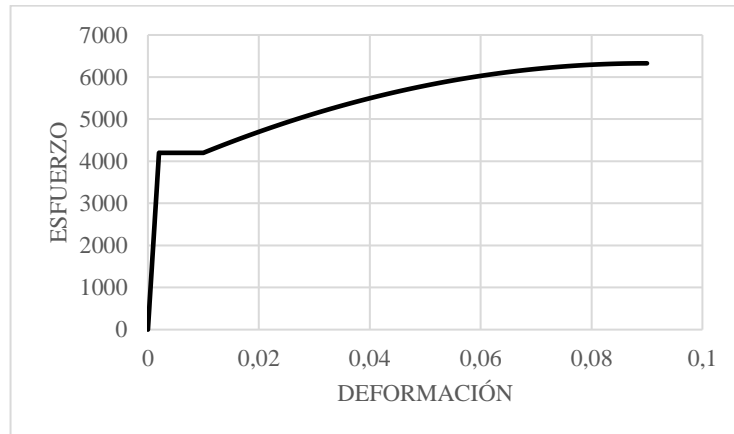
De igual forma, para el comportamiento del acero se utilizará el Modelo de Park (1975), a continuación se presenta el Diagrama de Esfuerzo- Deformación para el acero con una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 62:** Datos Modelo Constitutivo del Acero según Park 1975

ACERO A615 Gr.60	
<b>ey</b>	0.002
<b>esh</b>	0.01
<b>esu</b>	0.09
<b>fy (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	4200
<b>fu (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	6327
<b>Es (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	2100000

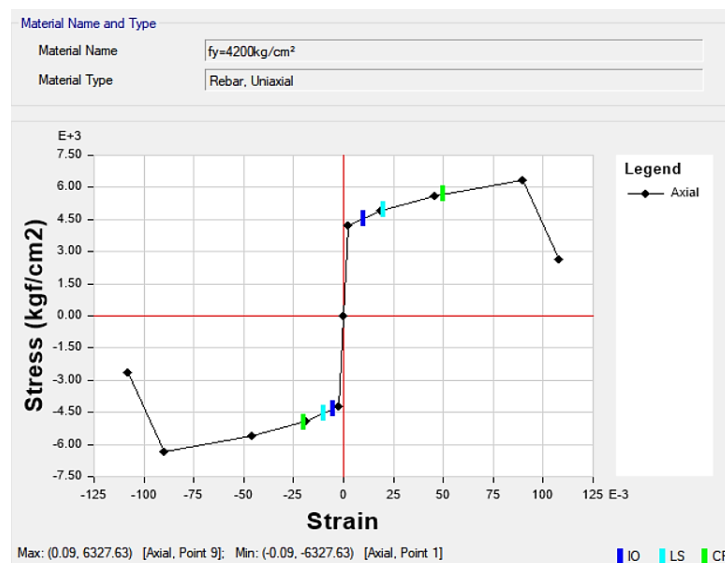
Fuente: Danilo Miranda

**Figura 117:** Diagrama Concreto



Fuente: Danilo Miranda

**Figura 118:** Diagrama Concreto



Fuente: Danilo Miranda

### 3.1.3.1.2 Definición de Espectros de Respuesta

Se define los niveles de amenaza para evaluar el desempeño de la estructura, los cuales se representa como espectros de la NEC 2015, también se analiza con el espectro determinista con el periodo de retorno de 475 años catalogado como un sismo raro. Los sismos se clasifican según los niveles de peligro y el periodo medio de retorno como se presentan en la siguiente tabla: [7]

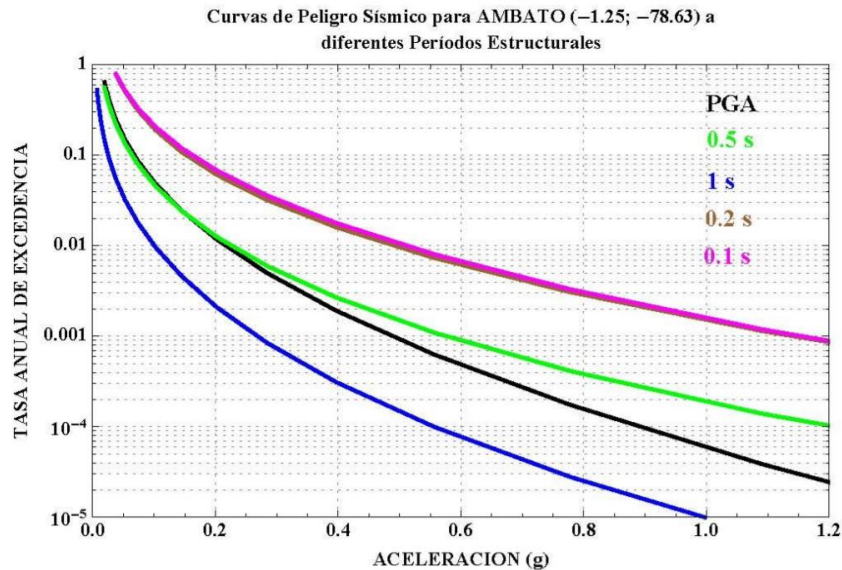
**Tabla 63:** Niveles de amenaza sísmica

Nivel del Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (Años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.013889	0.20
Ocasional	20%	225	0.004444	0.31
Raro	10%	475	0.002105	0.40
Muy Raro	2%	2500	0.000400	0.65

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

Para obtener los espectros para cada nivel de amenaza se lo hace mediante las curvas de peligro sísmico probabilista para la ciudad de Ambato que se especifica en la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo de peligro sísmico, la curva relaciona la aceleración sísmica con la tasa anual de excedencia. En la siguiente figura se presenta las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato:

**Figura 119:** Curvas de peligro sísmico, Ambato



**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

Para el análisis no lineal se deberá establecer los espectros basados en la Norma Ecuatoriana sin reducir, ya que la reducción de 8 veces corresponde para diseño, es decir que la estructura debe ser verificada con el espectro elástico o las cargas sísmicas más apegadas a la realidad. Adicional, se debe considerar que la estructura al ser de categoría especial, se debe establecer los valores para un periodo de retorno de 2500 años, a continuación se presenta los valores ingresados en el programa y una comparación de los espectros sin reducir.

**Tabla 64:** Factores de sismos

Nivel del Sismo	Suelo	n	Z	Factores de Sitio		
				fa	fd	fs
Frecuente	D	2.48	0.20	1.50	1.54	1.04
Ocasional		2.48	0.31	1.29	1.34	1.13
Raro		2.48	0.40	1.20	1.19	1.28
Muy Raro		2.48	0.65	1.12	1.11	1.40

**Fuente:** Danilo Miranda

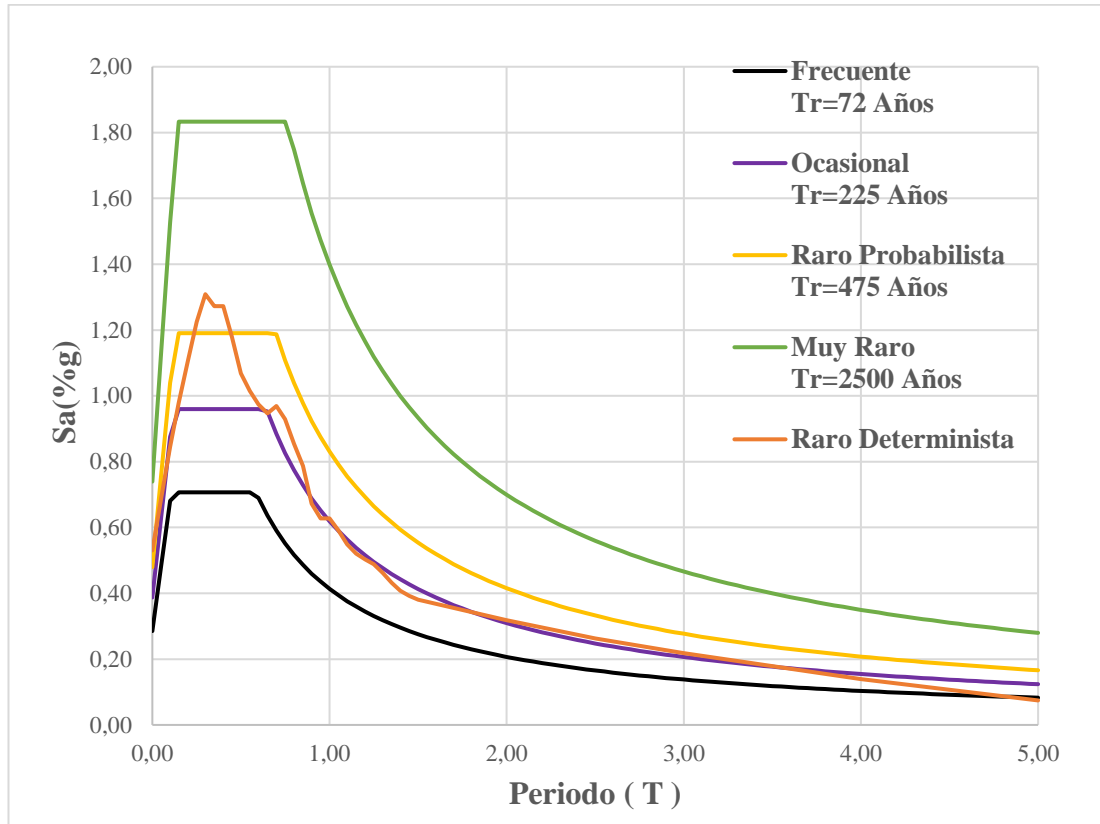
**Figura 120:** Espectros de Respuesta para Distintos Periodo de Retorno (Tr)

The figure displays four screenshots of a software interface for inputting seismic parameters for different return periods (Tr). Each screenshot shows a 'Function Name' field and a 'Parameters' section with various input fields and a dropdown menu for 'Soil Type'.

Function Name	Zone Coefficient, Z	η Coefficient	Site Factor, Fa	Site Factor, Fd	Soil Type	Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs	Importance Factor, I	Response Modification Factor, R
NEC72	0.19	2.48	1.5	1.535	D	1.04	1	1
NEC225	0.3	2.48	1.29	1.344	D	1.126	1	1
NEC475	0.4	2.48	1.2	1.19	D	1.28	1	1
NEC2500	0.66	2.48	1.12	1.11	D	1.4	1	1

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 121:** Espectros elásticos para los distintos niveles de Amenaza Sísmica



**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3.1.3 Patrones de Carga Lateral

Uno de los parámetros más importantes en el Análisis Pushover no es la cantidad de fuerza, sino la forma de la fuerza (Cap.1-Figura 9), cuyo factor K es el que da forma a esta distribución de fuerzas (Cap.1-Figura 10), pudiendo ser triangular, parabólica o uniforme. El factor K se encuentra en función del período de vibración; por tanto, se pudiese establecer el patrón de fuerza sin excentricidad pero esto no es real, ya que siempre va a existir un cierto desfase o excentricidad en la aplicación de las fuerzas para ambos sentidos tanto X como en Y, se deberá marcar dicho parámetro.

Establecido el parámetro anterior, se puede mencionar que el estado de carga inicia una vez finalizado la deformación por carga gravitacional no lineal y continuación la carga lateral empuja la estructura hasta el colapso. En la figura 122, se presenta los datos ingresados al programa, que para este caso el valor del factor K corresponde a 1, por lo que su distribución de fuerzas es de forma triangular.

**Figura 122:** Patrones de Carga Lateral, Sentido X, y Sentido Y respectivamente

The figure shows two identical software interface panels for configuring lateral load patterns. Each panel is divided into three sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'.  
 - **Direction and Eccentricity:** Contains checkboxes for 'X Dir', 'Y Dir', 'X Dir + Eccentricity', 'Y Dir + Eccentricity', 'X Dir - Eccentricity', and 'Y Dir - Eccentricity'. A text input field for 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to '0.05'. An 'Overwrite Eccentricities' button is labeled 'Overwrite...'.  
 - **Factors:** Contains two text input fields: 'Base Shear Coefficient, C' (0.21493) and 'Building Height Exp., K' (1.0215).  
 - **Story Range:** Contains two dropdown menus: 'Top Story' (Tapagrada) and 'Bottom Story' (Base).

**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3.1.4 Caso de Carga No Lineal Gravitacional

Para considerar el efecto inicial de las cargas gravitacionales, se deberá establecer un caso de carga no lineal estático, es decir una condición de precarga, la cual deformará a la estructura antes de ser sometida por una sollicitación sísmica. Este patrón de carga está conformado por el 100% de la carga muerta según indica la NEC 2015, aunque también se puede considerar el 25% de la carga viva que establece el FEMA 356 en su sección 3.2.8.

**Figura 123:** Patrón de Carga Gravitacional

The figure shows a software interface for configuring a gravitational load case. It is organized into several sections:  
 - **General:** 'Load Case Name' is 'GRAVITACIONAL', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Exclude Objects in this Group' is 'Not Applicable', and 'Mass Source' is 'MsSrc1'.  
 - **Initial Conditions:** 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected.  
 - **Loads Applied:** A table lists the applied loads:  

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	CMA	1
Load Pattern	Live	0.25

 - **Other Parameters:** 'Modal Load Case' is 'Modal', 'Geometric Nonlinearity Option' is 'None', 'Load Application' is 'Full Load', 'Results Saved' is 'Final State Only', and 'Nonlinear Parameters' is 'Default'. Each parameter has a 'Modify/Show...' button.

**Fuente:** Danilo Miranda



### 3.1.3.1.5 Casos de Carga Lateral

Como se mencionó anteriormente, la estructura deberá considerar el estado de carga gravitacional para iniciar, por tanto se establecen los casos de carga Push X y Push Y, estableciendo un control de desplazamiento del 4% de la altura máxima del edificio; Adicional, se debe establecer el nodo por el cual será monitoreado el desplazamiento de la estructura, corresponde al último piso, el nodo más cercano al centro de masas, que para este caso es el nodo 15.

**Figura 124:** Asignación y Control de aplicación de Carga Sentido X y Y

The image displays two side-by-side software panels for configuring load cases. The left panel is for 'PUSHX' and the right panel is for 'PUSHY'. Both panels have the following sections:

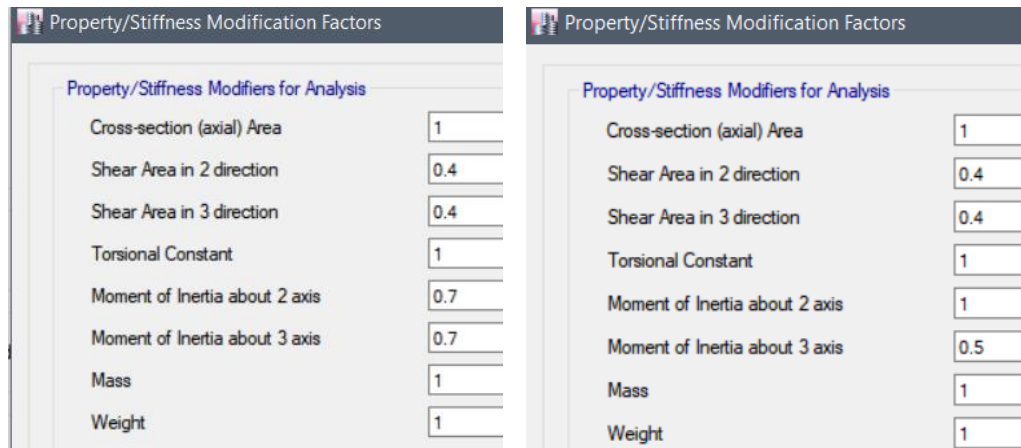
- General:** Load Case Name (PUSHX/PUSHY), Load Case Type (Nonlinear Static), Exclude Objects in this Group (Not Applicable), Mass Source (MsSrc1).
- Initial Conditions:** Radio buttons for 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' and 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)'. Nonlinear Case is set to GRAVITACIONAL.
- Loads Applied:** A table with columns 'Load Type', 'Load Name', and 'Scale Factor'. For PUSHX, the entry is 'Load Pattern', 'SX', and '1'. For PUSHY, the entry is 'Load Pattern', 'SY', and '1'.
- Other Parameters:** Modal Load Case (Modal), Geometric Nonlinearity Option (None), Load Application (Displacement Control), Results Saved (Multiple States), Nonlinear Parameters (Default).
- Load Application Control:** Radio buttons for 'Full Load', 'Displacement Control' (selected), and 'Quasi-Static (run as time history)'.
- Control Displacement:** Radio buttons for 'Use Conjugate Displacement' and 'Use Monitored Displacement' (selected). Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.3104 m.
- Monitored Displacement:** Radio button for 'DOF/Joint' (selected). U1 for PUSHX and U2 for PUSHY. Tapagrada. 14.

**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3.1.6 Inercias Agrietadas

Las secciones de columnas y vigas deben ser agrietadas según lo establecido en la norma ATC 40 para el análisis no lineal, con los valores de 0.5 a flexión y 0.4 para corte en vigas; 0.7 y 0.4 para flexión y corte respectivamente para columnas, A continuación se presenta las figuras con los datos ingresados en el programa.

**Figura 125:** Inercias Agrietadas para Columnas y Vigas respectivamente



**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3.1.7 Asignación de Rótulas Plásticas

La asignación de rótulas plásticas en las zonas donde se espera fluencia de la sección permite definir la capacidad individual de los elementos que conforman la estructura, por tanto, se define el modelo de fibras teniendo en cuenta como trabaja cada elemento, en columnas se asignará que trabaja a flexo – compresión ya que presenta mejores resultados en el análisis.

Para el cálculo de la longitud de rotula plástica se utilizará la siguiente expresión tanto para vigas y columnas, según la propuesto por Paulay y Priestley en 1992:

$$L_p = 2(0.022 * d_b * f_{yd})$$

Donde:

$d_b$  =Es el diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión (m).

$f_{yd}$  =Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa).

$$L_p = 2(0.022 * 0.016 * 412.2)$$

$$L_p = 0.29$$

Ahora se debe calcular el porcentaje de la longitud de plastificación relativa, que es el cociente de  $L_p$  con la Longitud libre de la Viga:

$$L_{pr} = \frac{0.29}{6}$$

$$L_{pr} = 0.0484$$

En la siguiente Tabla se presenta los valores para cada eje que deberán ser asignadas en las vigas dentro del software.

**Tabla 65:** Longitud de Rótulas Plásticas en Vigas

VIGAS SENTIDO X				
UBICACIÓN	DISTANCIA ENTRE EJES (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
EJE A-B	2.15	0.185	0.105	0.895
EJE B-C	1.75	0.153	0.129	0.871
EJE C-D	3.80	0.317	0.059	0.941
EJE D-E	3.95	0.329	0.057	0.943
EJE E-F	4.40	0.365	0.051	0.949
EJE F-G	3.90	0.325	0.058	0.942
EJE G-H	3.75	0.313	0.060	0.940
EJE H-I	1.75	0.153	0.129	0.871
EJE I-J	2.15	0.185	0.105	0.895
VIGAS SENTIDO Y				
UBICACIÓN	DISTANCIA ENTRE EJES (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
EJE 1-2	6.10	0.501	0.041	0.959
EJE 2-3	5.95	0.489	0.042	0.958
EJE 3-4	6.00	0.493	0.042	0.958
EJE VOLADO	1.50	0.133	0.167	0.833

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 126:** Rótulas Plásticas en Vigas

The screenshot displays the 'Frame Hinge Assignment Data' window. At the top, a table lists hinge properties and relative distances:

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.042
Auto M3	0.042
Auto M3	0.958

Below the table, the following settings are visible:

- Auto Hinge Type:** From Tables in ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M2 (unselected), M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), GRAVITACIONAL (dropdown), User Value (unselected)
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected), User Value (for positive bending) (unselected)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected), Is Extrapolated After Point E (unselected)

Fuente: Danilo Miranda

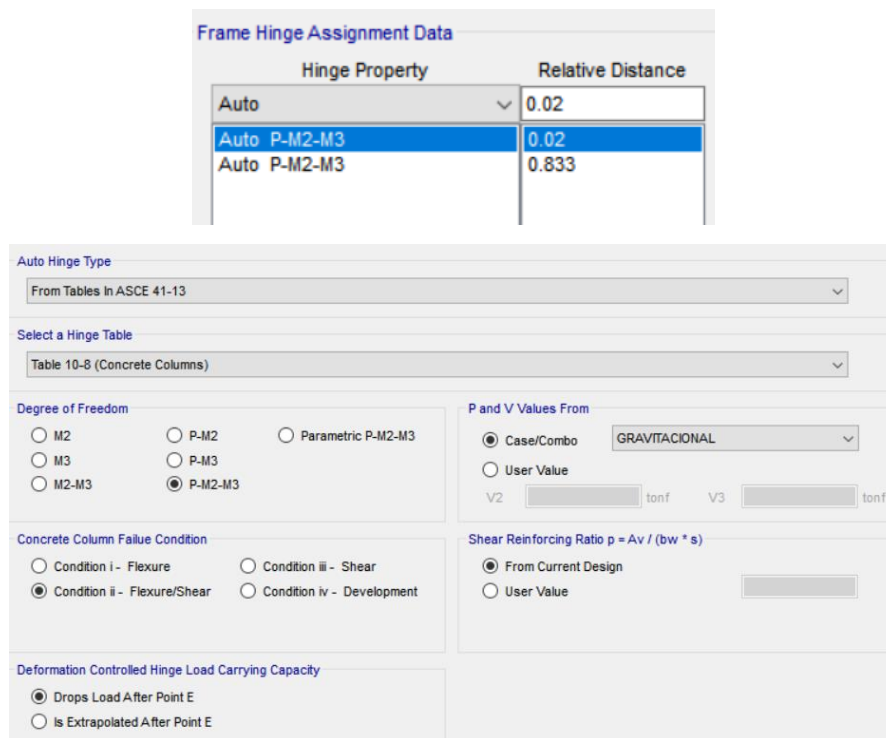
Para columnas se procede a calcular de igual manera

**Tabla 66:** Longitud de Rótulas Plásticas en Vigas

COLUMNAS			
ALTURA DE ENTREPISO (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
3.00	0.253	0.083	0.917
2.90	0.245	0.086	0.914

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 127:** Rótulas Plásticas en Columnas



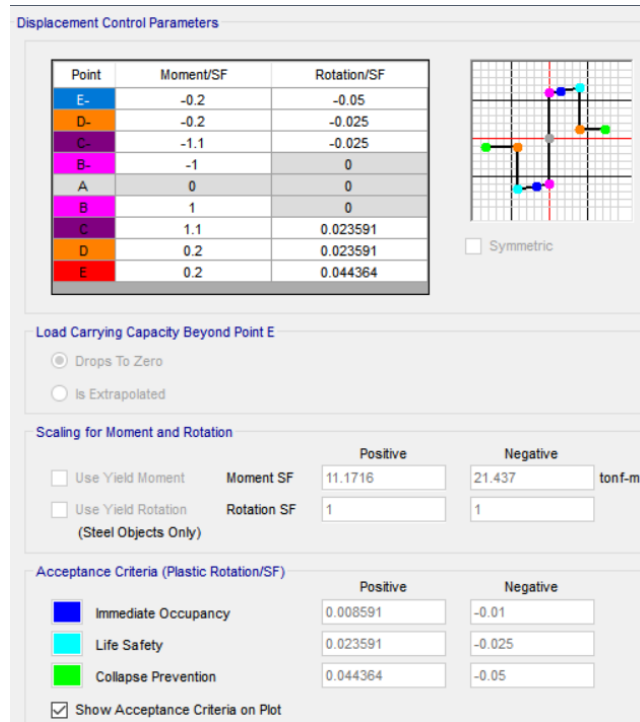
**Fuente:** Danilo Miranda

Como se puede observar, la asignación de las rótulas plásticas va a depender de como esté trabajando el elemento, así, para vigas de concreto a flexión se utilizará la tabla 10.7 de ASCE 41.13, para cargas gravitacionales y momento 3; por otro lado para columnas de concreto se aplica la tabla 10.8 para la condición de flexión y corte para cargas gravitacionales.

### 3.1.3.1.7.1 Diagrama Momento Rotación

Se calcula los diagramas momento rotación para los elementos estructurales como se especificada en la norma ASCE 41-13, con la finalidad de representar el comportamiento de las rotulas plásticas en el software ETABS 2016.

**Figura 128:** Definición del momento – rotación V 35X50



**Fuente:** ETABS 2016

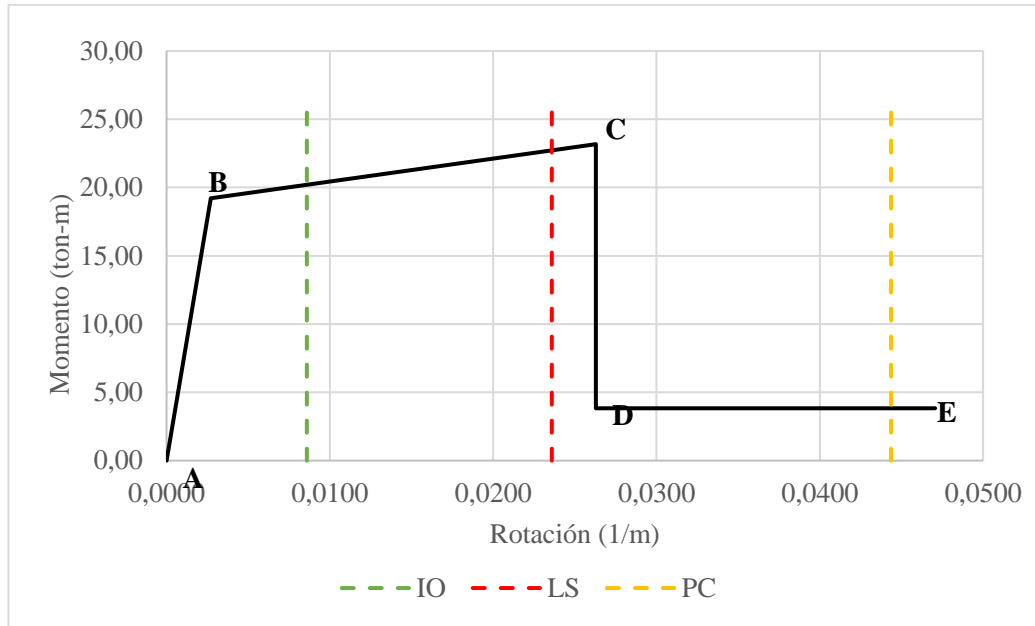
En la siguiente tabla se muestra los valores obtenidos de la norma ASCE 41-13 de la tabla 10-7 de los parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de vigas de hormigón armado

**Tabla 67:** Parámetros de modelación para la viga V 35X50

Sección Transversal del Elemento	Punto	Momento (Ton-m)	Curvatura (1/m)	M/My	Rotación
	E-	-3.8400	-0.0471	-0.2000	-0.0444
	D-	-3.8400	-0.0263	-0.2000	-0.0236
	C-	-23.1700	-0.0263	-1.1000	-0.0236
	B-	-19.2100	-0.0027	-1.0000	0.0000
	A	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	B	19.2100	0.0027	1.0000	0.0000
	C	23.1700	0.0263	1.1000	0.0236
	D	3.8400	0.0263	0.2000	0.0236
	E	3.8400	0.0471	0.2000	0.0444
<b>CRITERIOS DE ACEPTACIÓN</b>					
<b>IO</b>	<b>LS</b>		<b>CP</b>		
0.008591	0.026300		0.047100		

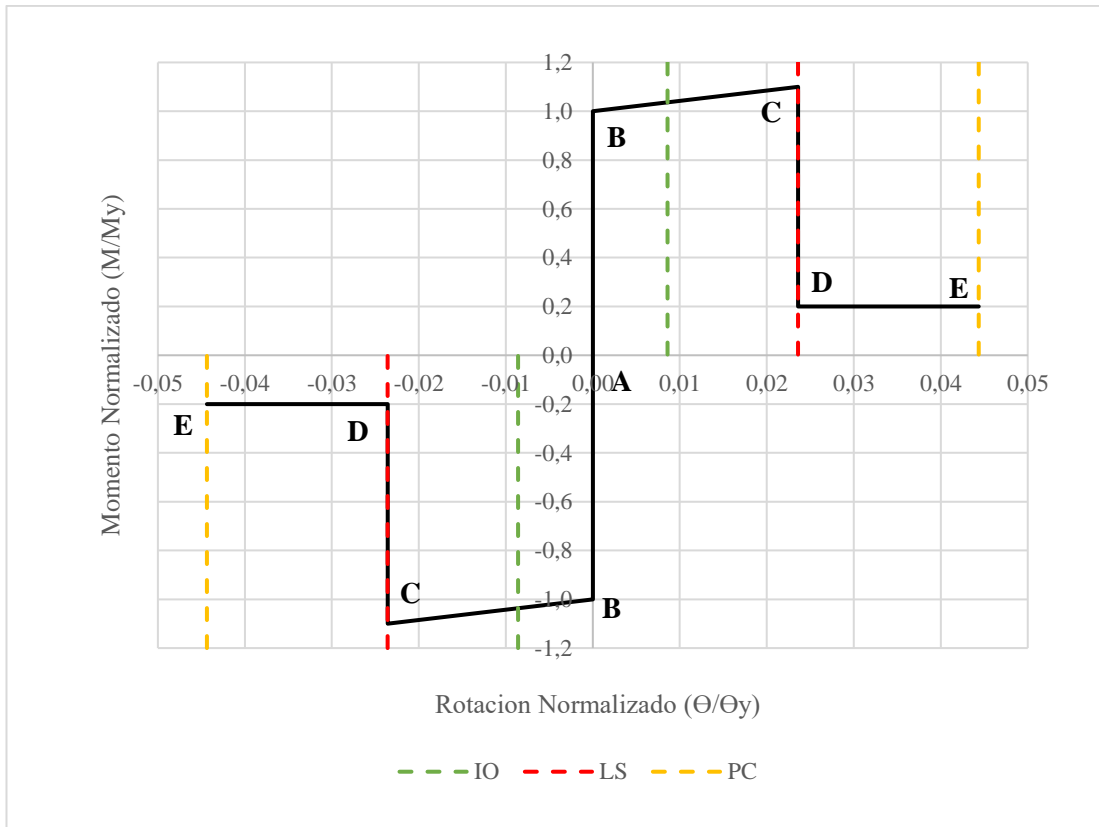
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 129:** Diagrama momento-rotación de la viga



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 130:** Diagrama de puntos notables A, B, C, D y E normalizado



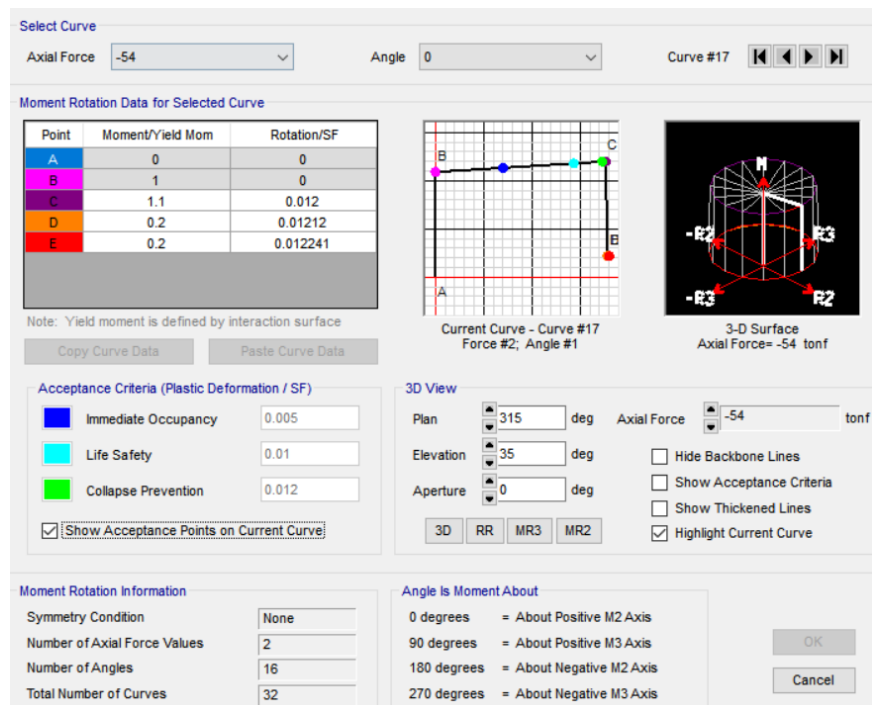
**Fuente:** Danilo Miranda

De los datos de la tabla 67 y de la figura 130 se interpreta de la siguiente manera:

- El punto B representa la fluencia que indica el cambio del comportamiento elástico a inelástico con un valor de momento de 19.21 ton-m y rotación de 0.0027 rad.
- Se incrementa los valores de momento flector hasta el punto C que representa la capacidad máxima de la sección con un valor de momento de 23.17 ton-m y rotación de 0.0263 rad.
- Después del punto anterior la sección pierde su capacidad de resistencia, el valor de momento representa el 20% del momento de fluencia del punto B, obteniendo un momento de 3.84 ton-m y 0.0263 rad, lo que provoca el colapso del elemento en el punto E.

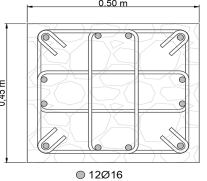
La siguiente figura muestra los parámetros de modelación del diagrama Momento-Rotación para la rótula plástica por flexo compresión y deformación controlada de la columna C - 45x40.

**Figura 131:** Definición del momento – rotación C 45X40



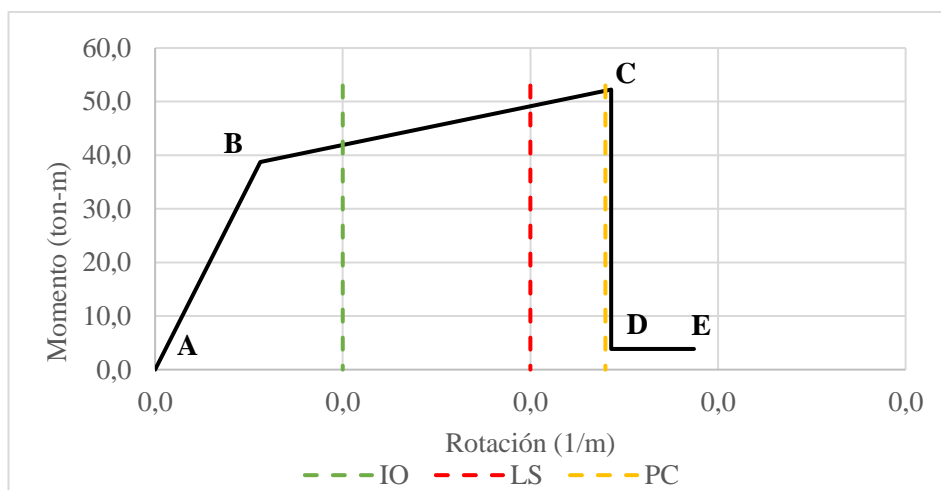
**Fuente:** ETABS 2016

**Tabla 68:** Parámetros de modelación para la columna C 45X50

Sección Transversal del Elemento	Punto	Momento (Ton-m)	Curvatura (1/m)	M/My	Rotación
	A	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	B	38.7343	0.0028	1.0000	0.0000
	C	52.2461	0.0122	1.1000	0.0120
	D	3.8400	0.0122	0.2000	0.0121
	E	3.8400	0.0144	0.2000	0.0122
<b>CRITERIOS DE ACEPTACIÓN</b>					
<b>IO</b>	<b>LS</b>		<b>CP</b>		
0.005000	0.010000		0.012000		

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 132:** Diagrama momento - rotación de la columna



Fuente: Danilo Miranda

- Los valores de fluencia se representan en el punto B que indica el cambio del comportamiento elástico a inelástico con un valor de momento de 38.73 ton-m y su rotación de 0.0028 rad.
- La capacidad de resistencia máxima de la sección se presenta en el punto C, el momento va aumentando con un valor de 52.25 ton-m y rotación de 0.0122 rad.
- La sección pierde su capacidad bajando su valor de momento a un valor de 3.84 ton-m y rotación de 0.0144 rad, llegando al colapso de la sección.

Los criterios de aceptación se encuentran dentro del rango antes de que la columna colapse.



### 3.1.3.1.8 Desempeño Estructural

Una vez establecidos todos los parámetros para el análisis no lineal se procederá a analizar los datos obtenidos del ETABS, y determinar los puntos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica.

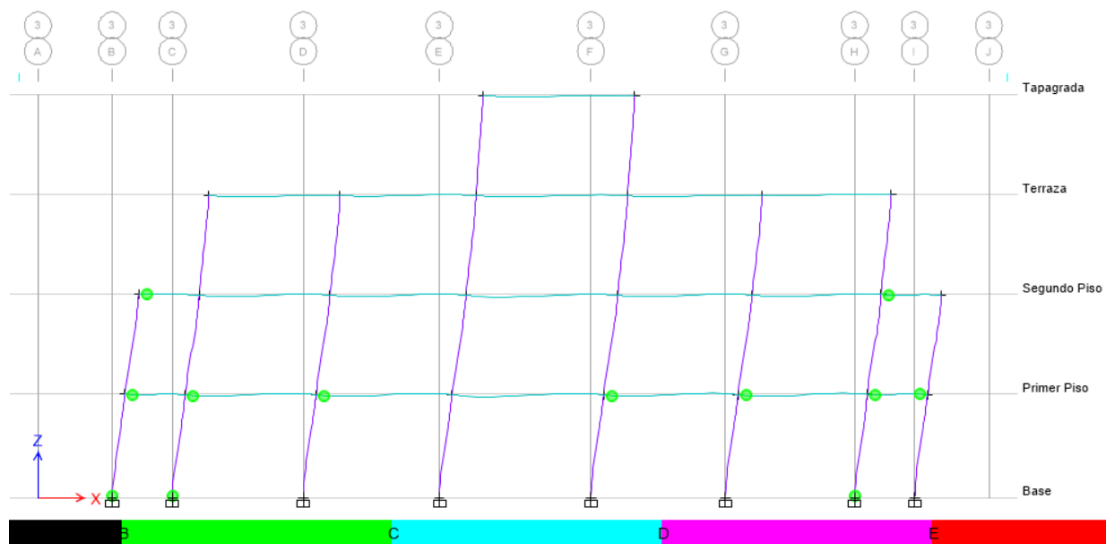
#### 3.1.3.1.8.1 Formación De Rótulas Plásticas

La formación de rótulas plásticas representa el desempeño de cada elemento que estaría dispuesto a fallar frente a las demandas sísmicas.

#### Dirección X

A continuación, se presenta el esquema de desarrollo de las rótulas plásticas:

**Figura 133:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 3.16$  cm

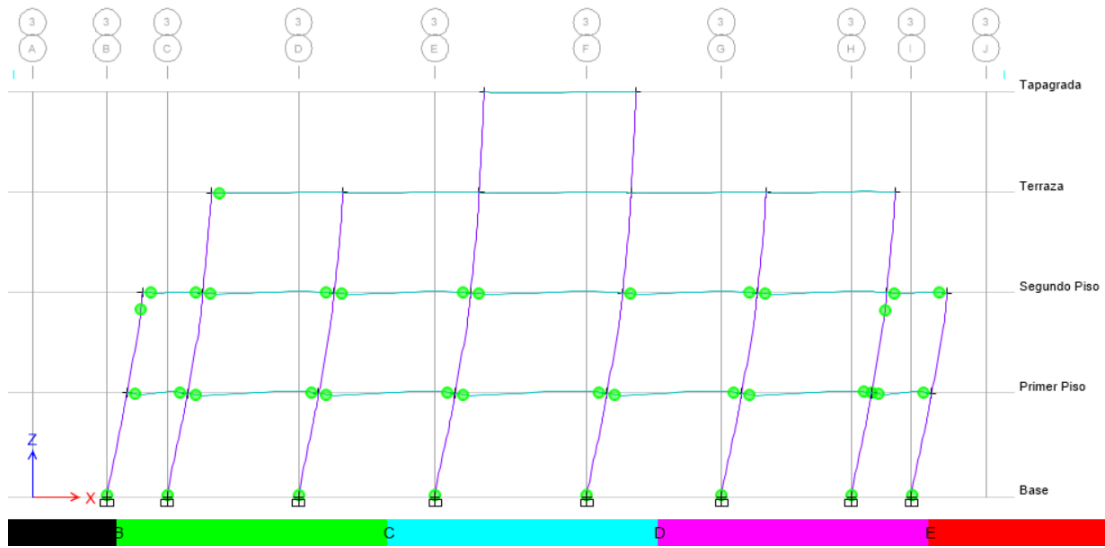


**Fuente:** ETABS 2016

Las primeras rótulas se presentan en vigas, lo que refleja que tienen un buen comportamiento inicial, la rótula de mayor desplazamiento se da en el tapagrada con 3.16 cm, el color verde de la rótula significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

En el siguiente parámetro a considerar, se puede apreciar que ya se comienzan a formar rótulas en las columnas, que a pesar de permanecer en el rango de ocupación inmediata y seguridad de vida ya refleja un desempeño deficiente frente a un desplazamiento de 7.10 cm en el nivel de tapagrada.

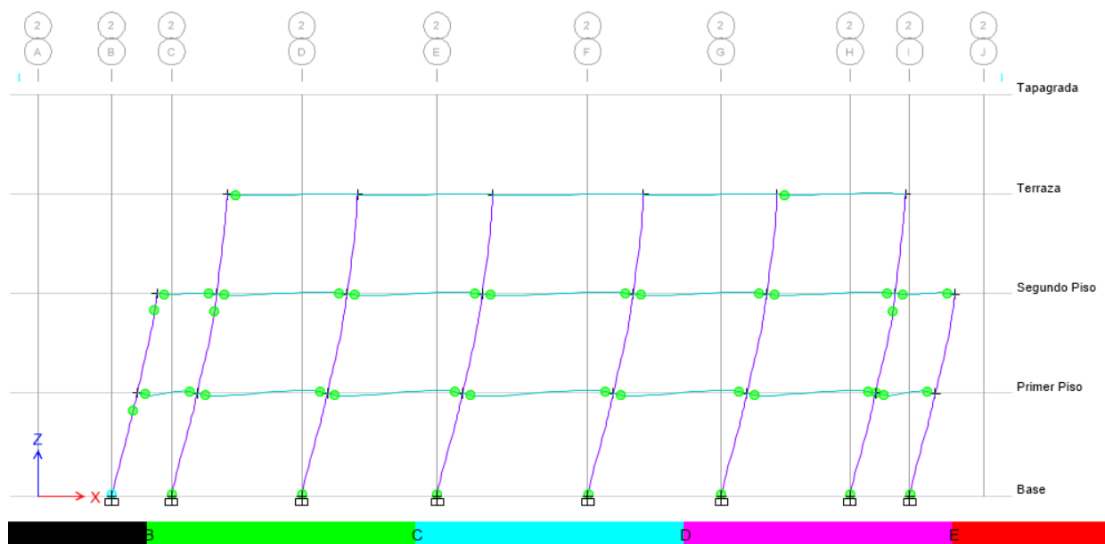
**Figura 134:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 7.10$  cm



**Fuente:** ETABS 2016

Ya para los últimos pasos se puede observar que ya han fallado dos columnas, que ya en el análisis de demanda capacidad habían mostrado fallas, por tanto, con un desplazamiento de 8.91cm se encuentra en el rango de seguridad de vida y prevención de colapso.

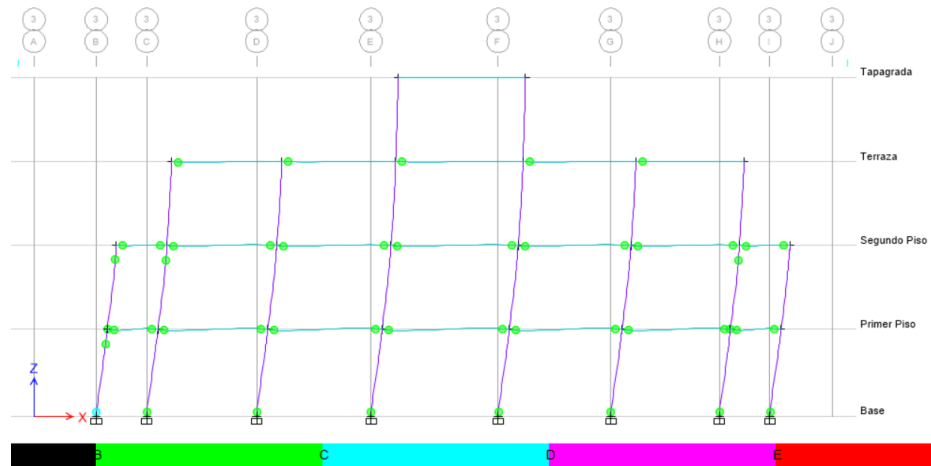
**Figura 135:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 8.91$  cm



**Fuente:** ETABS 2016

El desplazamiento último antes de que la estructura colapse y donde ya se han formado la mayoría de rotulas es de 9.43 cm

**Figura 136:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 9.43$  cm

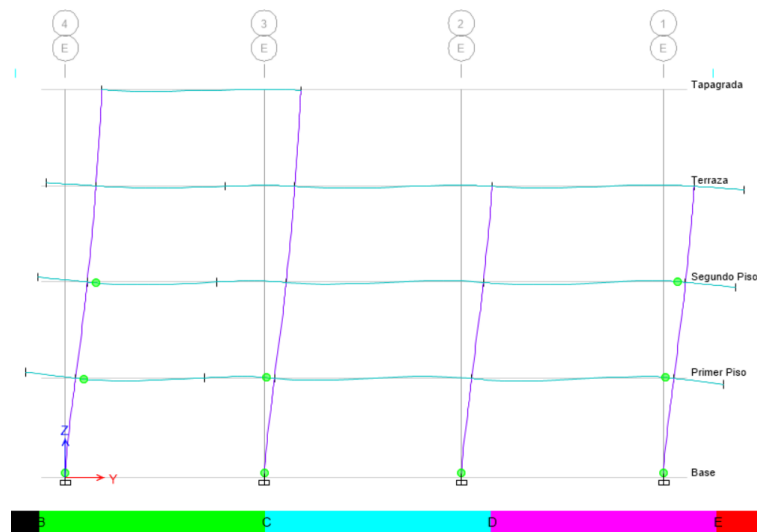


**Fuente:** ETABS 2016

Finalmente se puede resumir que la estructura para un desplazamiento de 4.78 cm presenta la primera rótula plástica en ocupación inmediata y seguridad de vida; el siguiente punto a considerar es para un desplazamiento de 7.29 cm con una formación de 32 rótulas en ocupación inmediata y seguridad de vida y de 21 rótulas en seguridad de vida y prevención de colapso; finalmente el punto el que se establece un colapso se da para un desplazamiento de 9.41 cm con una falla de 7 elementos.

### Dirección Y

**Figura 137:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 5.52$  cm

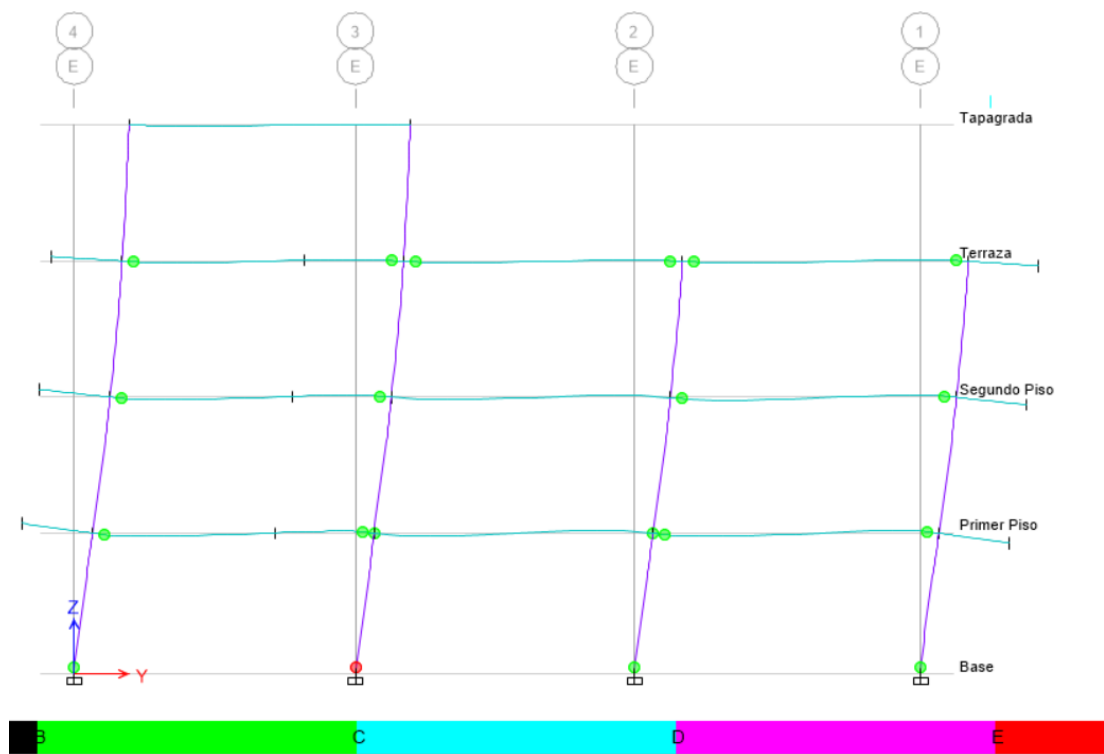


**Fuente:** ETABS 2016

Las primeras rótulas se presentan en vigas, lo que refleja que tienen un buen comportamiento inicial, la rótula de mayor desplazamiento se da en el tapagrada con 5.52 cm, el color verde de la rótula significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

En el siguiente parámetro a considerar, se puede apreciar que ya la base de la columna se marca en rojo, lo que infiere que ya está fallando a un nivel de colapso, es decir refleja un desempeño deficiente frente a un desplazamiento de 11.69 cm, por tanto, se debe tener en consideración que es el sentido en el que mayor deriva existía.

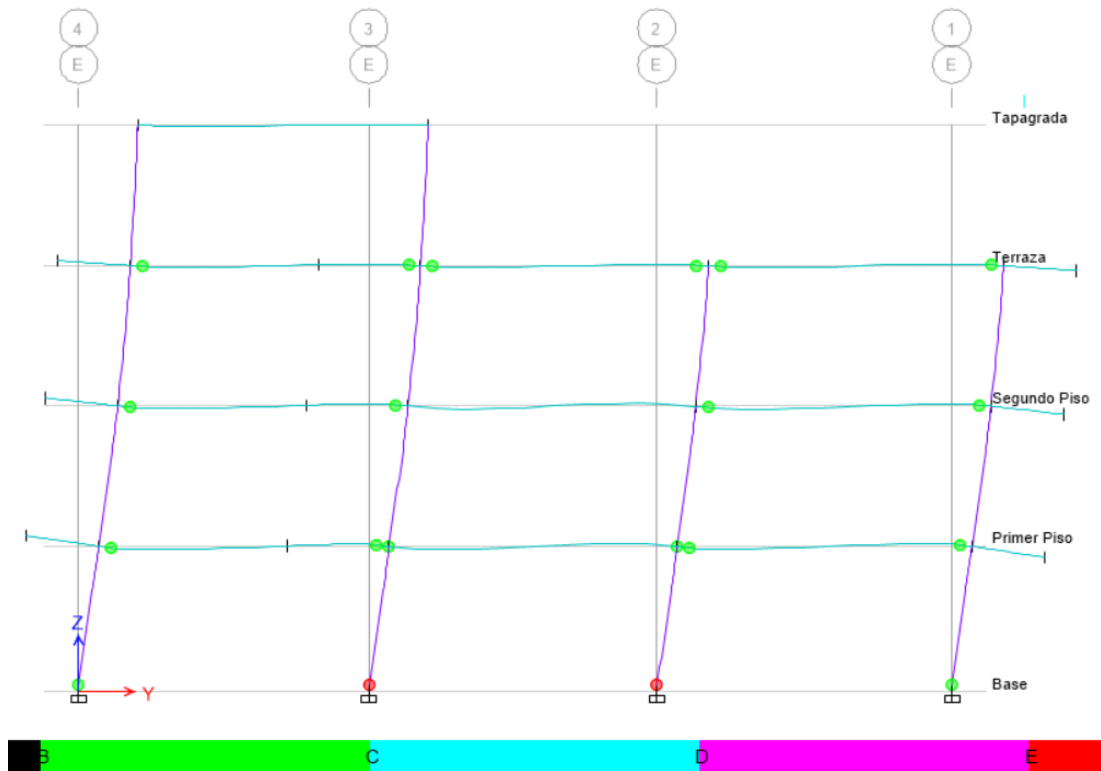
**Figura 138:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 11.69$  cm



**Fuente:** ETABS 2016

Ya para los últimos pasos se puede observar que ya han fallado dos columnas en el Eje E, que ya en el análisis de demanda capacidad habían mostrado fallas, por tanto con un desplazamiento de 12.22 cm se encuentra en el rango de prevención de colapso. Se debe tomar en cuenta entonces los elementos de mayor problema son las columnas, probablemente debido a falta de sección y a sus derivas excesivas que deberán ser controladas con alguna alternativa.

**Figura 139:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 11.22$  cm



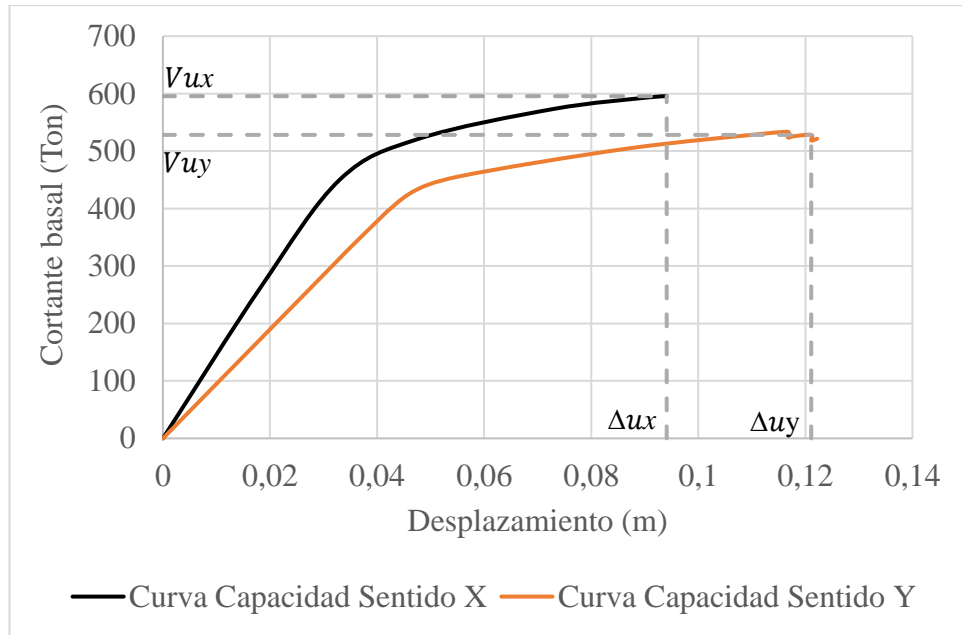
**Fuente:** ETABS 2016

Finalmente se puede resumir que la estructura para un desplazamiento de 8.67 cm presenta la primera rótula plástica en ocupación inmediata y seguridad de vida; el siguiente punto a considerar es para un desplazamiento de 11.22 cm con una formación de 34 rótulas en ocupación inmediata y seguridad de vida y de 10 rótulas en seguridad de vida y prevención de colapso; finalmente el punto el que se establece un colapso se da para un desplazamiento de 12.11 cm con una falla de 12 elementos.

### 3.1.3.1.9 Curva de capacidad

Como resultado del análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad que relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura. El gráfico representa que el que mayor capacidad posee es el sentido X con un valor de cortante de 590 ton y un desplazamiento de 9.41 cm, mientras que el mayor desplazamiento se lo da en el sentido Y con un valor de 12.2 cm y una capacidad de 521 ton. A partir de estos valores la estructura colapsará ya que son sus esfuerzos últimos o su capacidad máxima.

**Figura 140:** Curva de capacidad

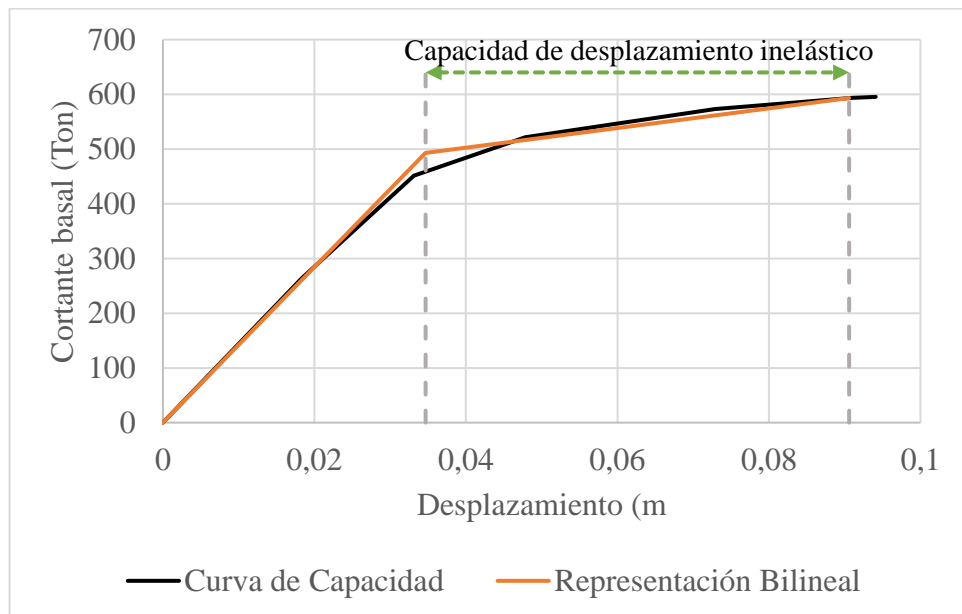


**Fuente:** Danilo Miranda

### Representación bilineal de la curva de capacidad

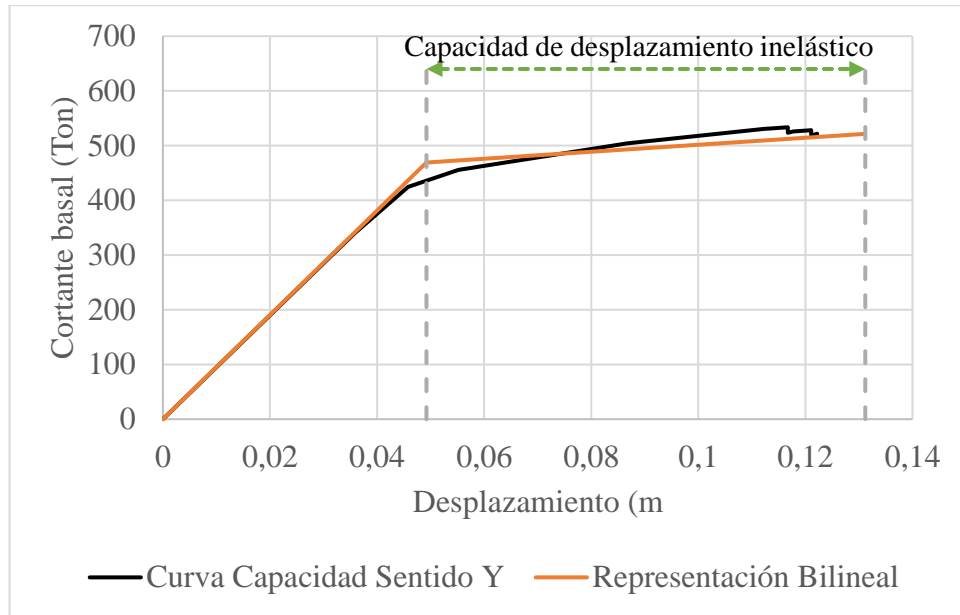
La representación bilineal de la curva de capacidad simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Se procede con el método propuesto por la FEMA 356.

**Figura 141:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 142:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y

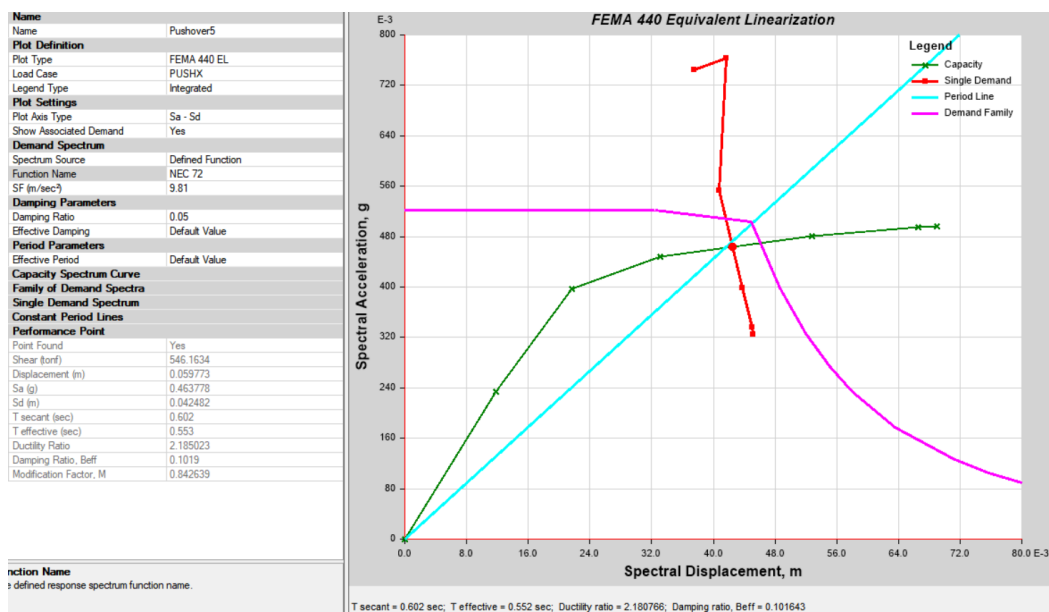


**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.3.1.10 Punto de Desempeño Sísmico Eje X

Para este punto se deberá considerar el punto de desempeño de la estructura frente a todos los niveles de amenaza sísmica y encontrar el punto de desempeño. Los datos obtenidos corresponden a los obtenidos del Software y por tanto reflejará si la estructura resiste o no las demandas sísmicas.

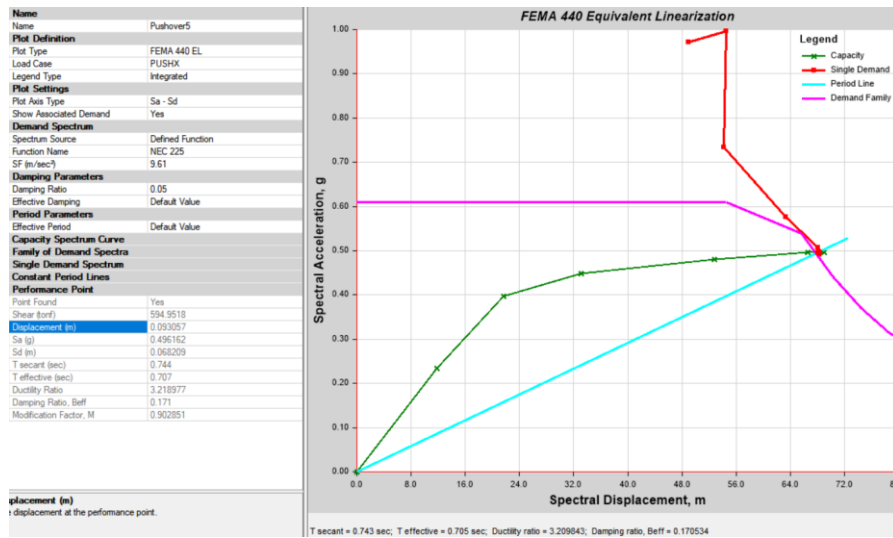
**Figura 143:** Punto de Desempeño - Sismo Frecuente Dirección X



**Fuente:** ETABS 2016

En la anterior figura se observa la intersección del espectro de demanda para un nivel de amenaza sísmica frecuente con la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño. Los valores obtenidos de la intersección son 6.98 cm y 546 Ton para el desplazamiento y cortante respectivamente.

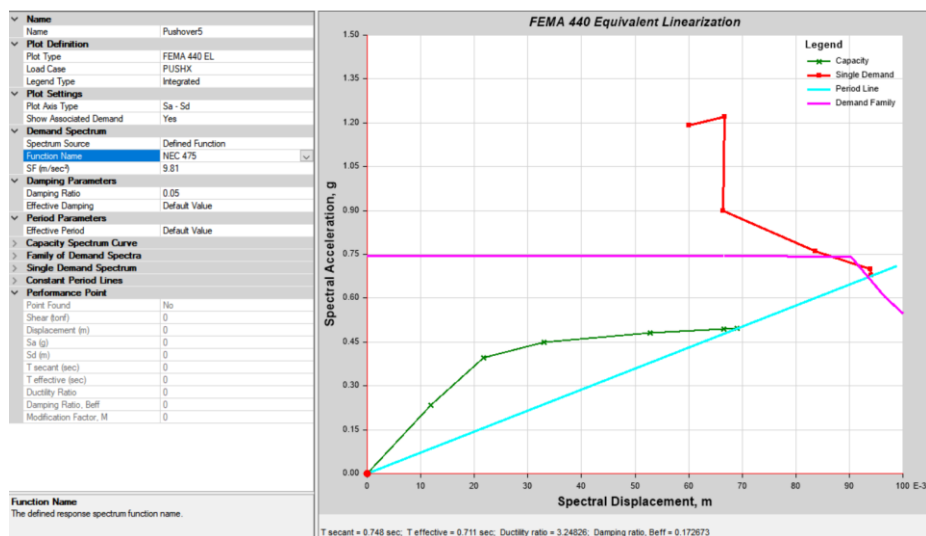
**Figura 144:** Punto de Desempeño - Sismo Ordinario probabilista. Dirección X



Fuente: ETABS 2016

Para una amenaza sísmica Ocasional el valor del punto de desempeño es de 9.31 cm y 594 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad aumenta.

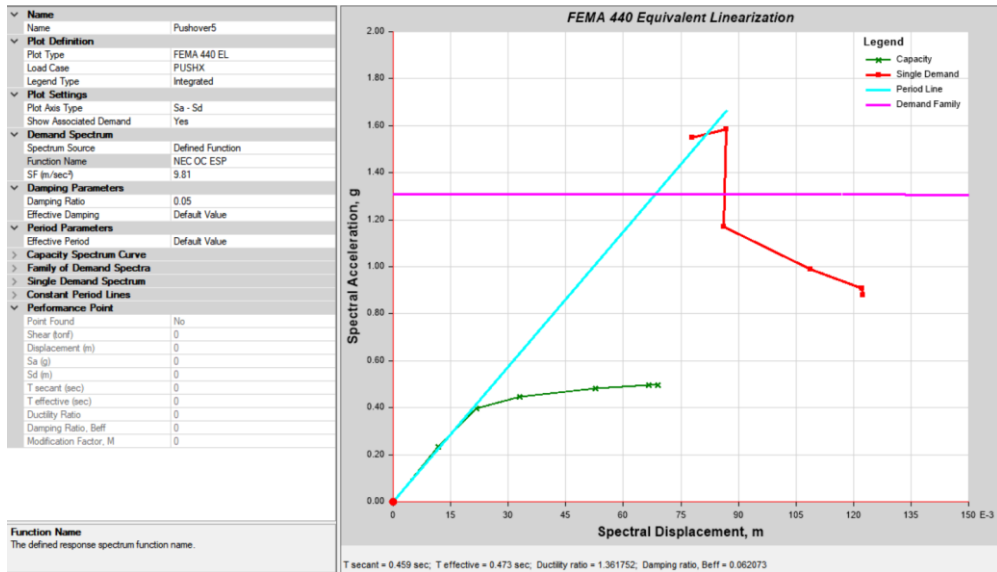
**Figura 145:** Punto de Desempeño – Sismo Raro Probabilista. Dirección X



Fuente: ETABS 2016

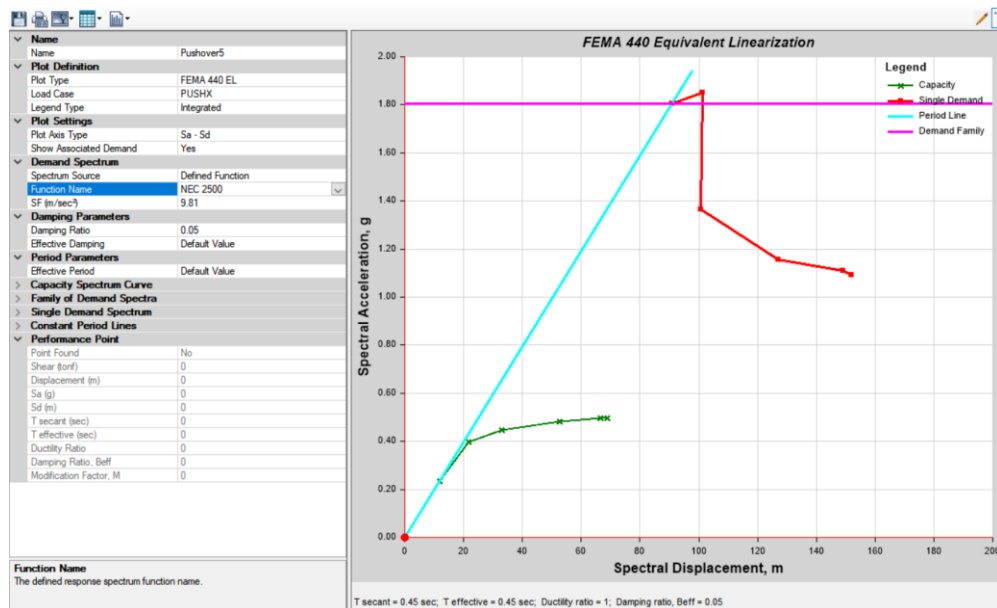


**Figura 146: Punto de Desempeño - Sismo Ocupación Especial. Dirección X**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 147: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X**

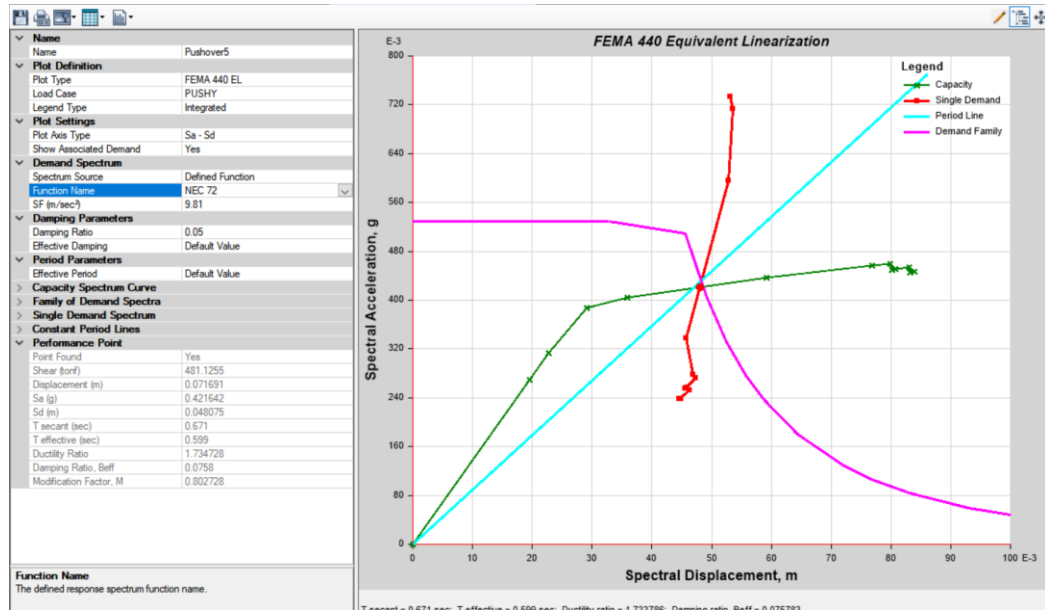


**Fuente: ETABS 2016**

Como se puede observar en las gráficas anteriores a partir del Sismo Raro ya no se puede encontrar un punto de desempeño, lo que quiere decir que la estructura está colapsando debido a su falta de capacidad para resistir todas estas demandas sísmicas; La estructura no está resistiendo la demanda NEC para 475 años, y considerando que es una estructura de ocupación especial, se puede agregar que la estructura posee poca ductilidad y poca capacidad.

### 3.1.3.1.11 Punto de Desempeño Sísmico Eje Y

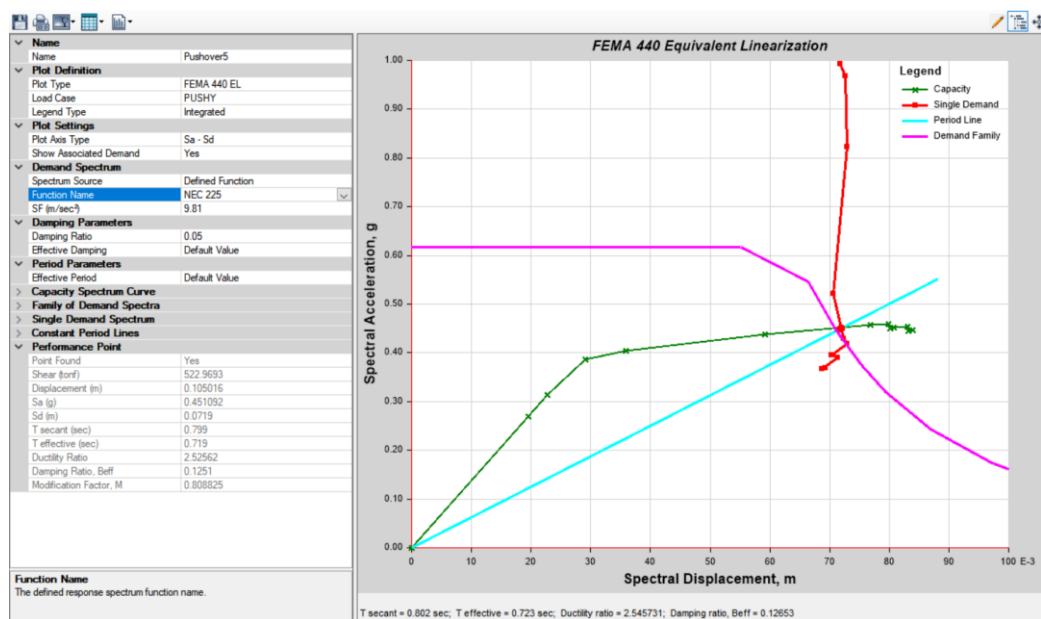
**Figura 148:** Punto de Desempeño - Sismo Frecuente Dirección Y



**Fuente:** ETABS 2016

En la anterior figura se observa la intersección del espectro de demanda para un nivel de amenaza sísmica frecuente con la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño. Los valores obtenidos de la intersección son 7.17 cm y 481 Ton para el desplazamiento y cortante respectivamente

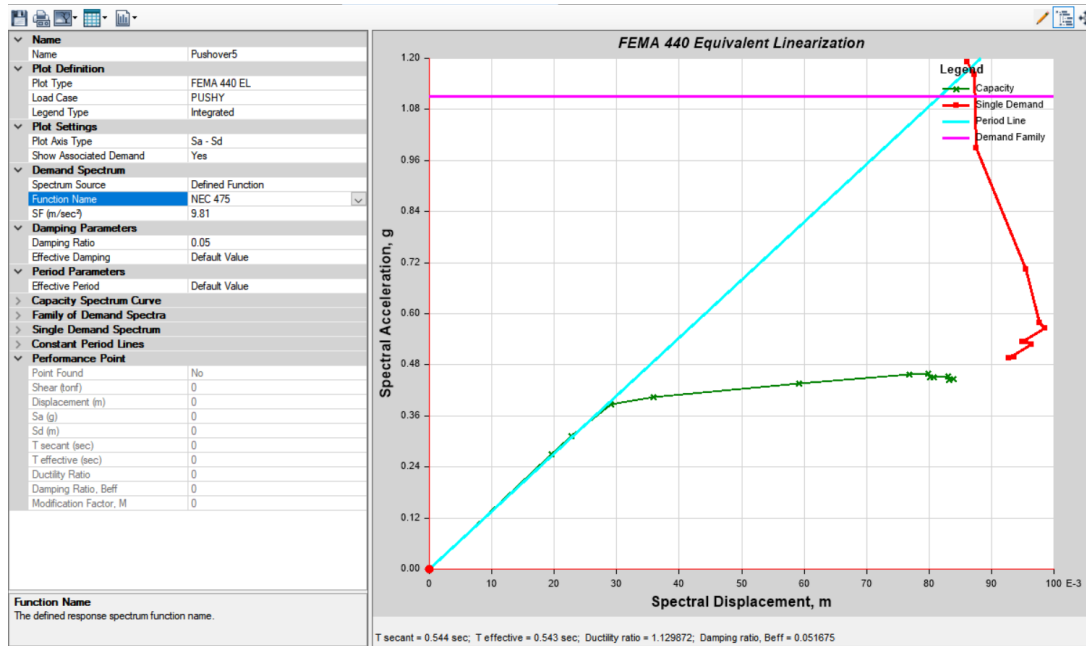
**Figura 149:** Punto de Desempeño – Sismo Ordinario probabilista. Dirección Y



**Fuente:** ETABS 2016

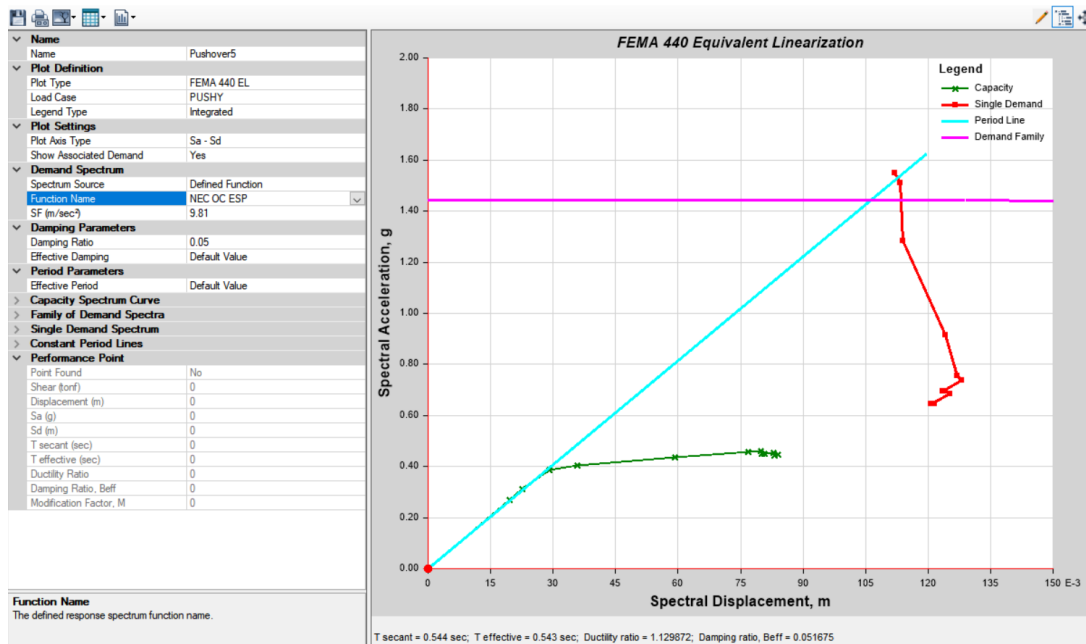
Para una amenaza sísmica Ordinario el valor del punto de desempeño es de 11 cm y 523 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad presentan valores más altos.

**Figura 150:** Punto de Desempeño - Sismo Raro probabilista. Dirección Y



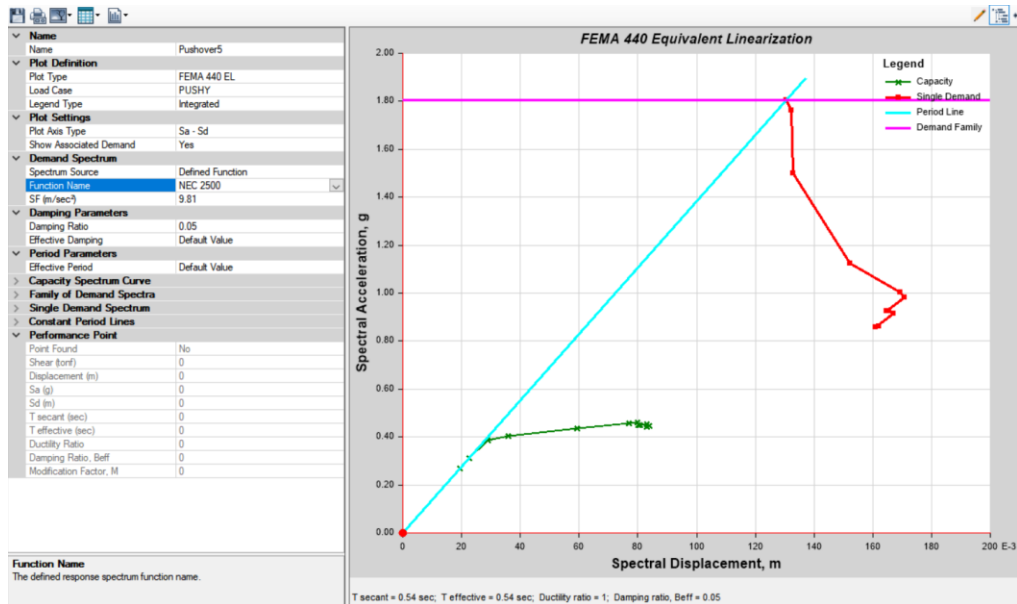
Fuente: ETABS 2016

**Figura 151:** Punto de Desempeño - Sismo Ocupación Especial. Dirección Y



Fuente: ETABS 2016

**Figura 152: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y**



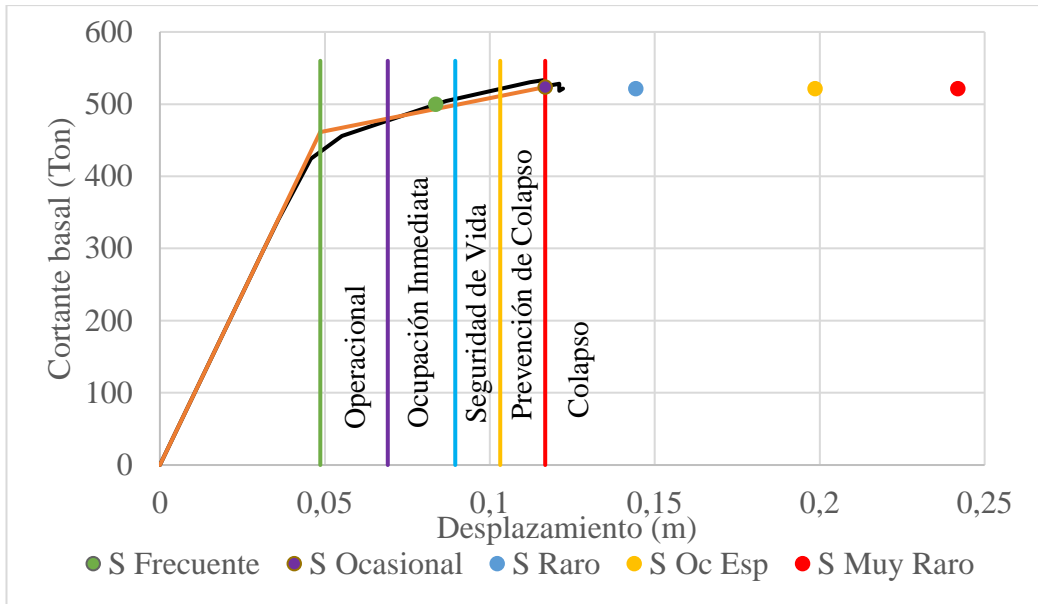
**Fuente: ETABS 2016**

Los niveles de amenaza sísmica a partir del sismo raro ya no se puede encontrar un punto de desempeño, recalcando así que su desempeño sísmico es muy pobre, por lo cual se deberá tener en cuenta que en el sentido X presenta mayor capacidad pero poco desplazamiento en comparación con el sentido Y; sin embargo en ambos sentidos se tiene graves problemas al no superar el sismo NEC para 475 años que es fundamental por estar en una zona de alta sismicidad y peor aún al ser una estructura de ocupación especial.

A continuación, se presenta una sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva de la cual se puede apreciar que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en el rango de seguridad de vida, mientras que para sismo ocasional se encuentra en el límite de desempeño a nivel de colapso, a partir de este punto para los niveles de amenaza más altos la estructura no va a resistir sobrepasando el nivel de colapsando.

Se puede concluir que para la demanda en el Eje Y, con la representación bilineal, la estructura tiene su punto de fluencia para 4.86 cm y una fuerza de 461.33 Ton, mientras que su punto último es de 11.68 cm y 523.63 Ton, por tanto, la estructura tiene un comportamiento completamente deficiente, ya que la misma debería resistir mayor demanda por ser una estructura de ocupación especial.

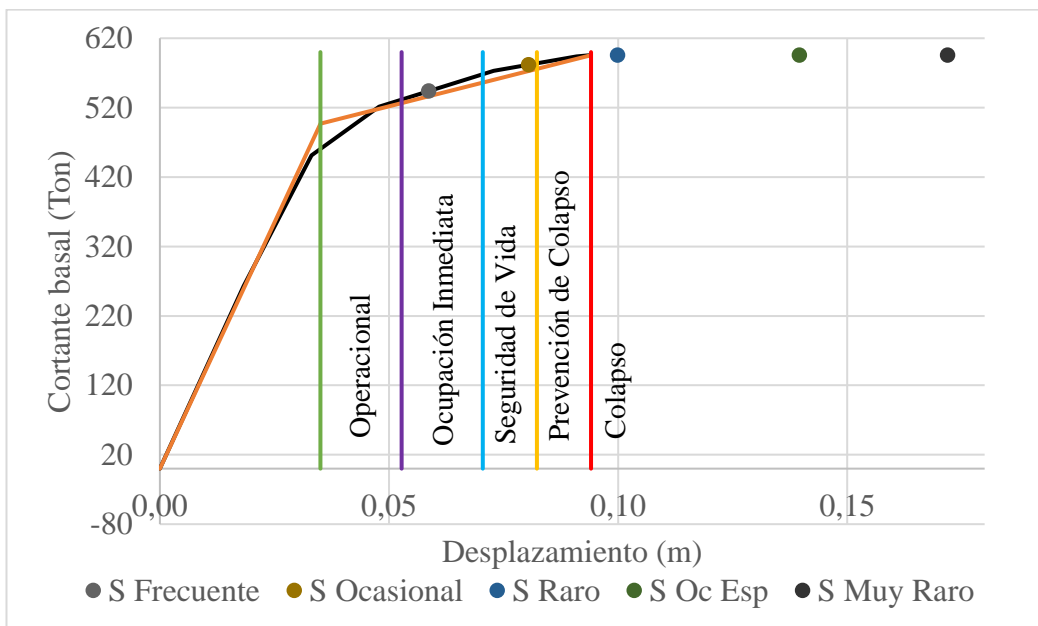
**Figura 153:** Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440



**Fuente:** Danilo Miranda

Para el Eje X la representación bilineal tiene su punto de fluencia para 3.5 cm y una fuerza de 497.16Ton, mientras que su punto último es de 9.41cm y 595.56Ton, por tanto, se concluye que la estructura soporta hasta un sismo ocasional con prevención de colapso, es decir que la estructura no cumple con un buen desempeño sísmico y debe ser reforzado.

**Figura 154:** Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440



**Fuente:** Danilo Miranda

### **3.1.4 Propuesta de Reforzamiento**

Los sistemas de reforzamiento estructural se aplican para diversos casos de deficiencias estructurales, tanto en sus características y/o desempeño, y los mismos tienen como finalidad incrementar la resistencia con respecto a las cargas laterales, aumentar la ductilidad y rigidez de los elementos que carecen de la capacidad para soportar las demandas para la edificación. Como se pudo observar en el análisis no lineal, el nivel de desempeño de la estructura es completamente inadecuado y muy pobre, por consiguiente, se busca cumplir la filosofía de diseño, y así evitar un colapso y cuidar de las vidas humanas.

Para el presente estudio se propone dos tipos de reforzamiento, uno a nivel estructural y otro a nivel de elemento.

El reforzamiento a nivel estructural va dirigido a las altas derivas inelásticas que superan el 2% establecido por la Norma Ecuatoriana, al igual que se pretende corregir el efecto de torsión en planta; Por otro lado el nivel de reforzamiento en cada elemento busca corregir y aumentar la capacidad y así cumplir la demanda de la estructura.

#### **3.1.4.1 Objetivo de Rehabilitación**

El principal objetivo es el de cumplir la filosofía de diseño y sus requerimientos, por tanto se plantea que con la rehabilitación se logre llegar a un nivel de seguridad de vida para un sismo raro con un nivel de amenaza de 475 años y tener consideración que al ser una estructura de ocupación especial también se pretende alcanzar un nivel de seguridad de vida para esta demanda con un valor de importancia de 1.3 en el espectro.

#### **3.1.4.2 Reforzamiento para el control de Derivas y Torsión**

Debido a que la estructura presenta desplazamiento lateral excesivo se va a realizar el reforzamiento con la implementación de muros de corte, con lo cual se busca aumentar la resistencia lateral de la estructura. Los muros fueron colocados de tal manera de corregir la deriva en el Eje Y, que era donde presentaba mayores desplazamientos con 2.30%, además, se estableció también muros en el Eje X con el fin de evitar que los elementos estructurales en dicho eje sean sobre esforzados, permitiendo así un correcto desempeño de dichos elementos.

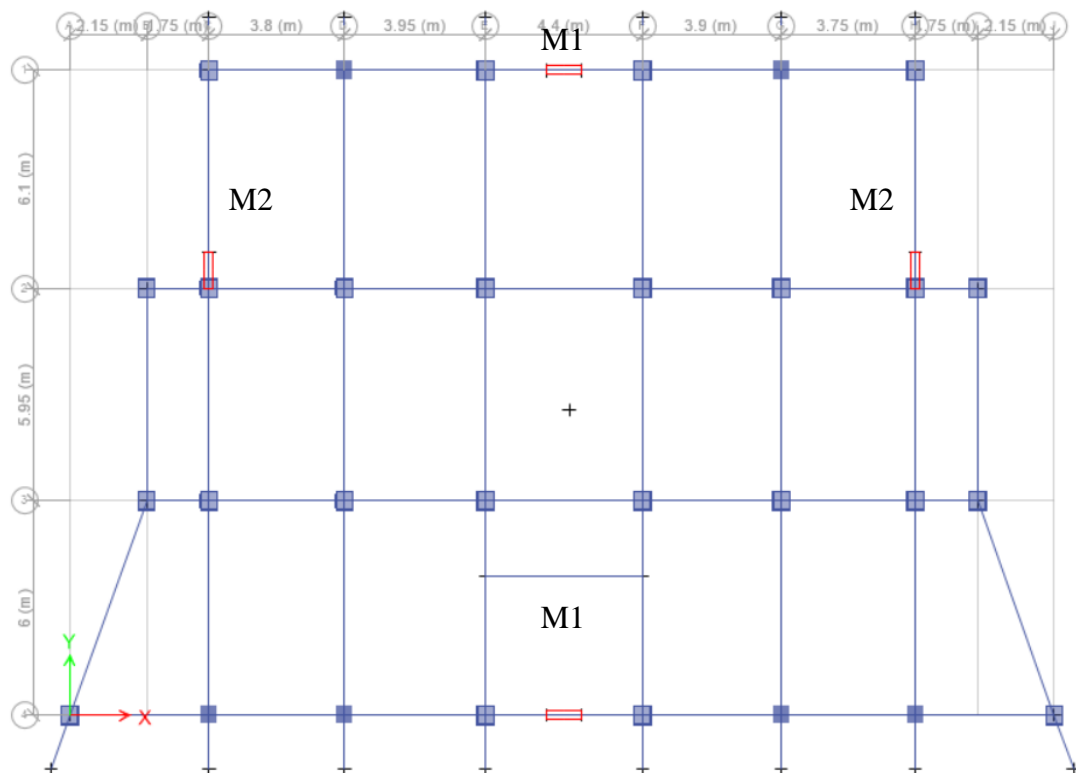
Debido a la disposición arquitectónica, se propone reemplazar elementos de mampostería por muros estructurales con  $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$  en lugares donde sea factible dicha construcción sin obstruir ninguna entrada o salida del edificio, así como de cuidar la estética de la misma y de que la implementación no sea tan invasiva para la edificación, a continuación se presenta el esquema del elemento y su ubicación.

**Tabla 69:** Geometría de Muros

Muros	Sentido	Longitud (m)	Espesor (m)
M1	Sentido X	1.00	0.25
M2	Sentido X	1.00	0.25

**Fuente:** Danilo Miranda

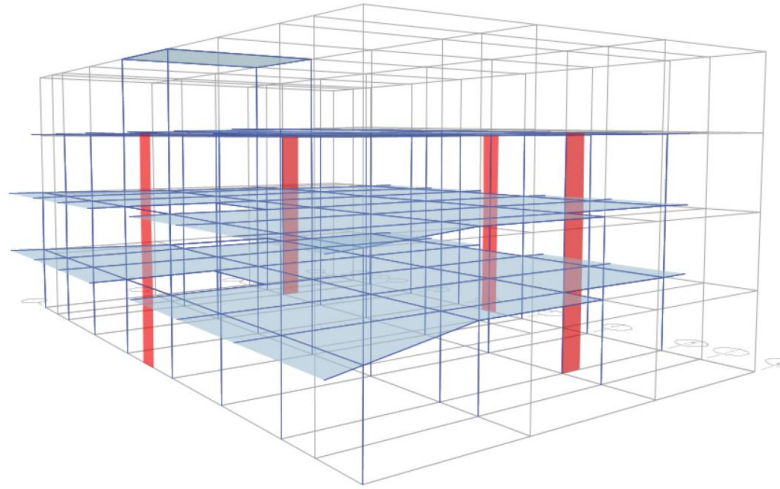
**Figura 155:** Geometría de Muros



**Fuente:** Danilo Miranda

La disposición consiste en 4 muros que se encuentran distribuidos de manera tal que el muro 1 y el muro 2 lleguen hasta el nivel N+8.8 m, de este modo quedan cubiertas las derivas en ambos ejes, es una opción muy eficiente ya que el muro consta únicamente de un metro en todos los sentidos implementados y funcionan muy bien, datos que se podrán verificar más adelante en las comprobaciones.

**Figura 156:** Geometría de Muros



**Fuente:** Danilo Miranda

### **3.1.4.3 Reforzamiento de Elementos Estructurales**

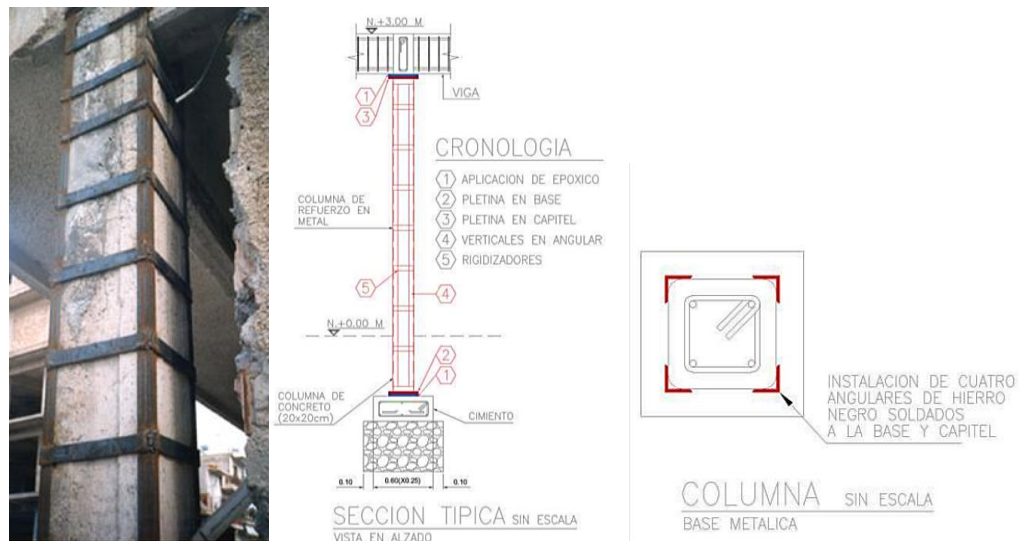
Con lo analizado en la sección 3.1.3.1.7 de este mismo estudio, se puede comprobar que existen elementos que se encuentran trabajando más allá de su límite, siendo que un valor aceptable para la demanda/capacidad es de 0.5 y que las columnas más demandadas se encontraban en el rango de 1.368 y 1.357, queda en evidencia que estos elementos deben ser reforzados.

Por tanto, considerando que existen algunas alternativas que fueron descritas en el capítulo uno, se puede descartar el recrecido de hormigón, al ser una opción que implica dificultades constructivas; por tanto, la mejor opción considerada y que será implementada es un encamisado de acero, un sistema mucho más favorable constructivamente y de costos accesibles, y que principalmente aporte la capacidad faltante a los elementos que los requieran.

El encamisado de acero consiste en recubrir las columnas con acero, donde se implementa un armado hecho de la unión soldada de ángulos y platinas, se puede realizar el encamisado completo, es decir que los ángulos se colocan en todo el peralte de la columna y las platinas sirven de unión entre ángulos en forma de estribos. Adicional se deberá usar morteros que permitan la unión entre en el concreto con los elementos metálicos ofreciendo un comportamiento monolítico; En los extremos de la columna, se recomienda colocar placas de acero para conectar la camisa a la columna y a la losa y viga. Estas placas son fijadas por medio de conectores. [49]



**Figura 157:** Encamisado de columna con ángulos y platinas



**Fuente:** Structuralia Engineering eLearning

## Materiales

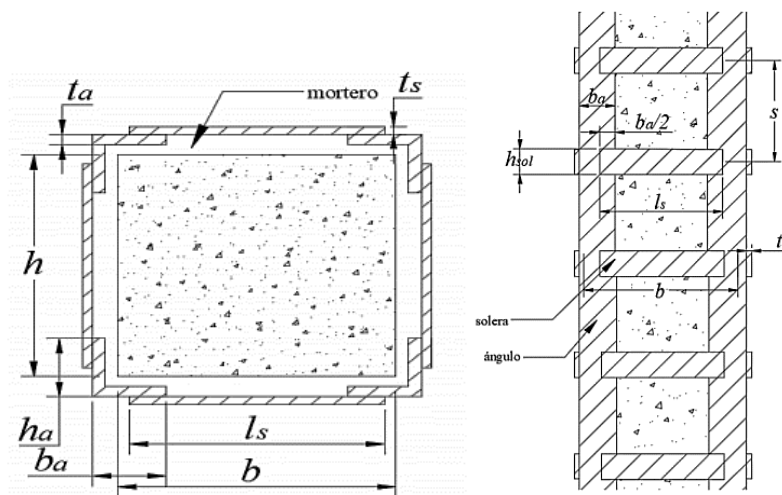
- Se debe utilizar mortero fluido con una resistencia mínima a compresión de 300 kg/cm<sup>2</sup> o mayor al concreto original, para garantizar la unión de los encamisados metálicos.
- Las placas de acero deben tener espesores mínimos de 6.4mm y máximos de 12.7mm.
- Los ángulos de acero deben tener espesores mínimos 6.4 mm y máximos de y 19.1 mm.

## Requisitos geométricos

- a) La relación de aspecto de la sección transversal no exceda de 3;
- b) El área transversal del encamisado no debe ser menor que 0.01 del área de la sección de concreto;
- c) Si se usan encamisados a base de armaduras de ángulos y soleras:
  - Se colocarán ángulos con dimensiones de sus alas en un intervalo entre 1/5 y 1/4 de la dimensión transversal y con un espesor, *t<sub>taa</sub>*, máximo de 19.1 mm.
  - Las soleras sólo se colocarán en forma paralela al eje transversal de la sección;
  - Las soleras tendrán un peralte, *h<sub>sol</sub>*, tal que la relación *h<sub>sol</sub>/h<sub>a</sub>* y *h<sub>sol</sub>/b<sub>a</sub>* se encuentren entre 3/4 y 1, donde *h<sub>a</sub>* y *b<sub>a</sub>* son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente.

- La separación entre soleras,  $s$ , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación  $h_{sol}/s$  se encuentre entre  $1/5$  y  $1/3$ . Además,  $s$  no deberá ser mayor que  $0.5$  veces la dimensión transversal  $h$  ( $s \leq h/2$ ).
  - El espesor,  $t_s$ , máximo de las soleras será de  $12.7$  mm. El espesor de la solera será  $3.18$  mm menor que el espesor del ángulo  $t_a$ ;
  - La longitud  $l_s$ , de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala.
- d) En los extremos superior e inferior de la columna, las placas tendrán un peralte de entre  $200$  mm y  $300$  mm. Estas placas se anclarán al concreto por medio de dos conectores de al menos  $15.9$  mm de diámetro. Estos conectores se anclarán dentro del núcleo de la columna, dentro del tercio medio de cada lado de la columna.

**Figura 158:** Sección transversal de columna encamisada con ángulos y soleras



**Fuente:** Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México – 2019

Al analizar la columna más demandada su capacidad máxima era de  $444.701$  Ton y su relación demanda/capacidad de  $1.368$ , considerando que la columna debe estar en un rango de  $0.5$  se puede apreciar que está sobrepasado por un  $87\%$ , por tanto, la columna debería resistir al menos unas  $830$  Ton aproximadamente para que tenga un desempeño adecuado. Tomando en consideración estos aspectos, se propone los siguientes elementos para el encamisado, cuyas características serán modelados en el apartado de Section Designer y comprobados en el software Etabs en el diagrama de interacción.

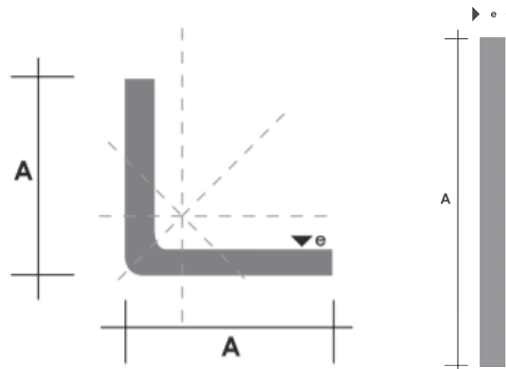
El criterio aplicado para la selección de ángulos se lo realizó en base a la demanda y del momento resistente obtenido con comprobaciones en el software; mientras que las platinas se las seleccionó considerando el espesor mínimo para que puedan ser soldados y siendo que deben ser de menor espesor que los ángulos utilizados. Se va a utilizar ángulos y platinas de acero A36 con un esfuerzo de fluencia de  $f_y$ : 2530 kg/cm<sup>2</sup>, las dimensiones utilizadas se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 70:** Propiedades de Ángulos y Platinas Columnas

Denominación	Dimensiones (mm)		Peso (kg/cm)	Área (cm <sup>2</sup> )
	A	e		
Ángulo AL 80x8	80	8	9.14	11.64
Platina PLT 38x6	38	6	1.79	2.28

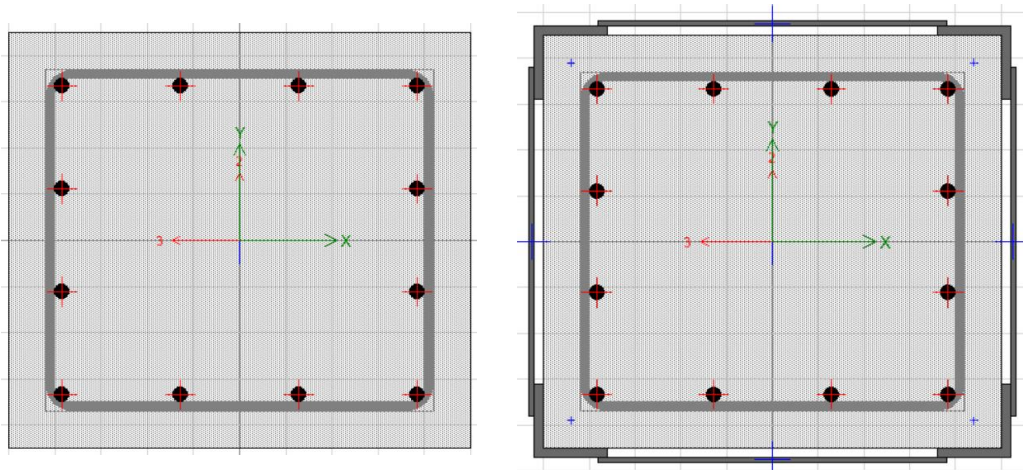
**Fuente:** Catálogo de Acero DIPAC

**Figura 159:** Sección transversal de ángulo y platina



**Fuente:** Catálogo de Acero DIPAC

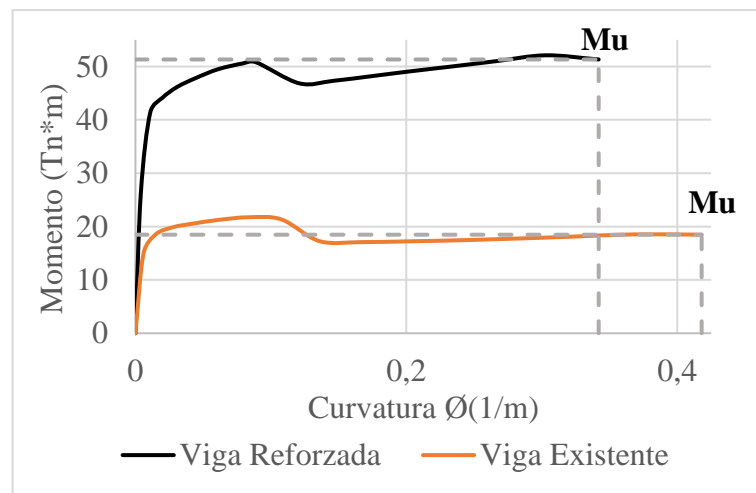
**Figura 160:** Sección transversal de la columna sin reforzar y columna reforzada



**Fuente:** Etabs 2016

Se procede a realizar el gráfico Momento-Curvatura de las dos secciones con el objetivo de apreciar el comportamiento de la columna. En la figura siguiente se puede observar como la columna reforzada incrementa considerablemente su resistencia a momento, con un momento último de 51.32 Tn\*m vs 18.5 Tn\*m de la columna sin reforzar; también se puede identificar que su momento curvatura disminuye de 0.418(1/m) a 0.342(1/m), debido a que se gana más rigidez, pero menos flexibilidad.

**Figura 161:** Diagrama M - Ø Columna 45x50



**Fuente:** Danilo Miranda

A continuación, se presenta la tabla 71 junto a su respectivo Diagrama de Interacción que representa la combinación de carga axial actuante junto a los puntos de Demanda que anteriormente se encontraban fuera de la curva de Interacción.

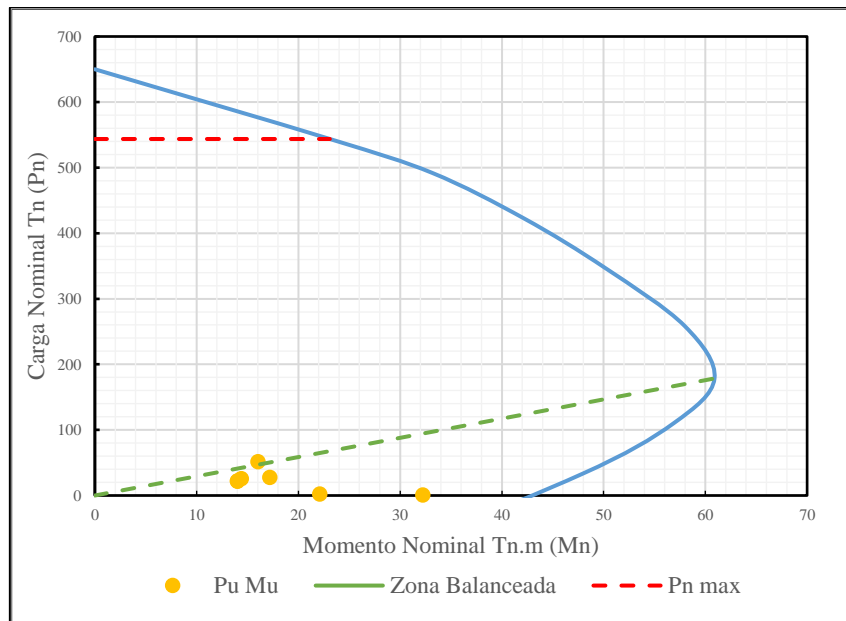
**Tabla 71:** Carga y Momentos Resistentes

Punto	P (Tonf)	M3 (Ton-m)
1	560.28	0.00
2	560.28	0.00
3	470.41	14.93
4	410.95	23.39
5	346.84	29.87
6	278.44	34.26
7	200.17	37.10
8	148.72	35.38
9	91.52	30.85
10	29.40	23.40
11	-39.94	11.87
12	-101.80	0.00

**Fuente:** Danilo Miranda

En el siguiente gráfico de Interacción se puede observar los puntos de demanda del elemento, que anteriormente en la columna sin reforzar, dichos puntos se encontraban fuera de la curva de interacción que se infiere que el elemento no podía soportar dichos esfuerzos, por tanto, en la columna reforzada se parecía que muchos de los puntos se encuentran en la zona de la falla balanceada, siendo así un comportamiento óptimo para dicha sección.

**Figura 162:** Diagrama de Interacción Columna Reforzada

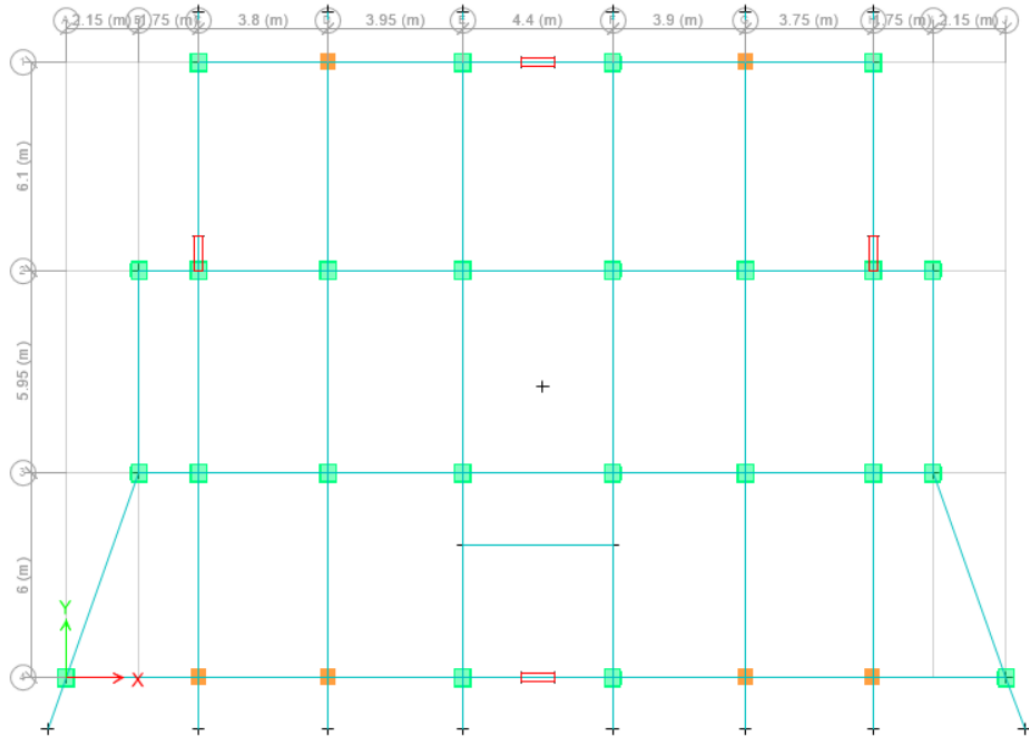


**Fuente:** Danilo Miranda

A continuación se presenta un esquema en gama de colores de los elementos reforzados, las columnas sin reforzar se encuentran de color naranja, mientras que las columnas implementadas con un encamisado de acero se presenta de color verde, pudiendo agregar que los planos de los elementos estructurales se presentan en la sección de Anexos.

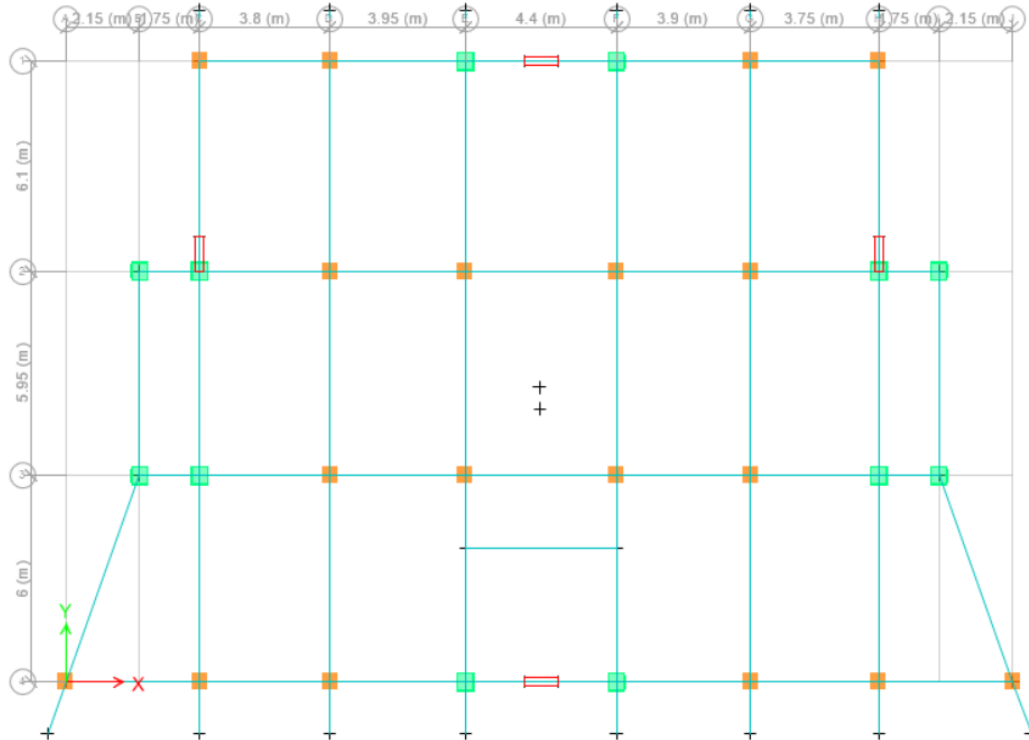
Adicionalmente, se debe mencionar que la distribución de reforzamiento en las columnas dependió de los análisis anteriores, donde ya se mostraba aquellos elementos que presentaban un alto rango de demanda/capacidad, por lo cual, las columnas de mayor demanda eran las esquineras y columnas centrales; también incrementaron las demandas en aquellas columnas que se encontraban trabajando con los muros de corte, por tanto también eran necesario cubrir ciertas columnas en los niveles superiores.

**Figura 163:** Distribución de Reforzamiento en Columnas N+3.00



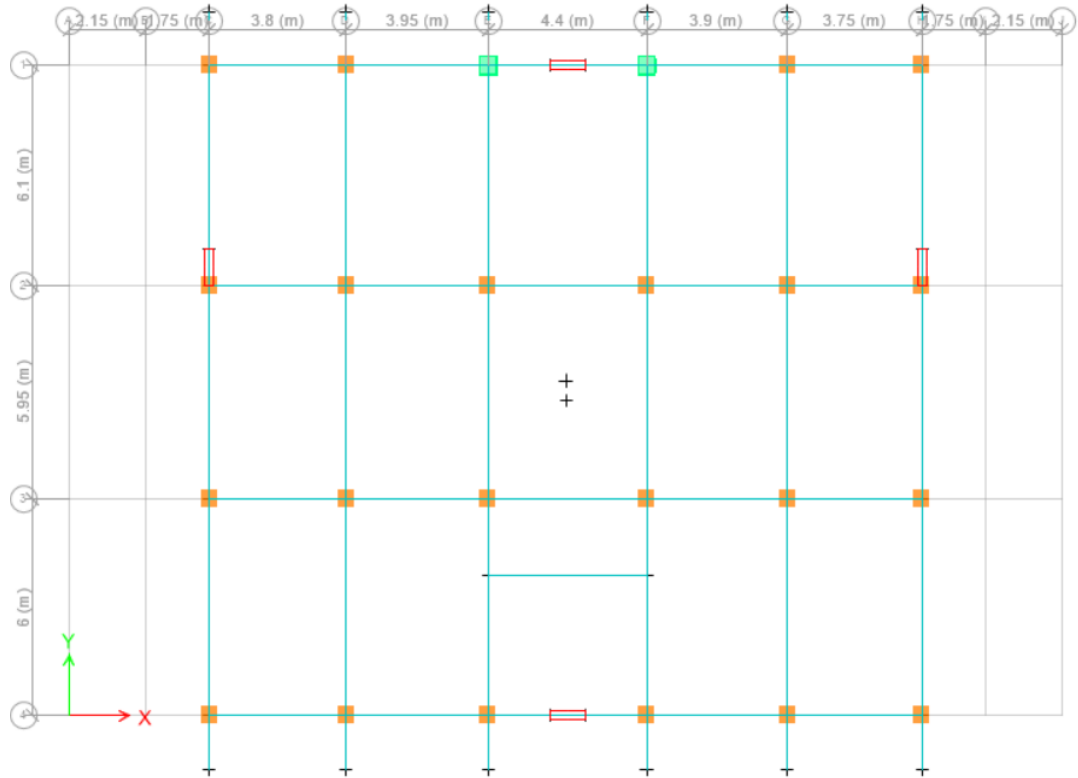
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 164:** Distribución de Reforzamiento en Columnas N+5.90



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 165:** Distribución de Reforzamiento en Columnas N+8.80



**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.5 Análisis de Resultados

#### 3.1.5.1 Período de Vibración

Para realizar el chequeo, el valor de T que se obtiene por el método 2 no se debe superar en un 30% el valor de  $T_a$  obtenido del método 1:

**Tabla 72:** Período fundamental de la estructura reforzada

Modo	Período (seg)	Modo	Período (seg)
1	<b>0.440</b>	7	0.106
2	0.333	8	0.101
3	0.314	9	0.092
4	0.146	10	0.055
5	0.136	11	0.051
6	0.122	12	0.044

**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 73:** Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada

Datos		Condición
Método 1 (Ta1)	0.5030	Ta2 < 1.3*(Ta1)
1.3*(Ta1)	0.6539	CUMPLE
Método 2 (Ta2)	0.4400	

**Fuente:** Danilo Miranda

El periodo de vibración es menor que el máximo de 30% Ta1, por tanto la estructura cumple el primer chequeo.

### 3.1.5.2 Torsión en Planta

Una vez implementado los muros de corte, se procede a verificar si estos elementos solucionan la torsión excesiva que presentaba rotación en el Segundo Modo de Vibración, por tanto, el objetivo es conseguir que los dos primeros modos sean traslacionales que lo establece la Norma.

**Tabla 74:** Factores de participación de masa

Modo	Período (seg)	UX	UY	RZ	%Torsión	Comportamiento
1	<b>0.440</b>	0.00000	0.76220	0.00001	<b>0.00%</b>	Traslacional
2	0.333	0.74420	0.00000	0.05820	<b>7.82%</b>	Traslacional
3	0.314	0.06420	0.00000	0.72860	<b>1134.89%</b>	Rotacional
4	0.146	0.00000	0.07450	0.00000	0.00%	Traslacional
5	0.136	0.04440	0.00000	0.01260	28.38%	Traslacional
6	0.122	0.00000	0.00000	0.00740	804347.83%	Rotacional
7	0.106	0.00000	0.10040	0.00001	0.01%	Traslacional
8	0.101	0.09040	0.00000	0.00010	0.11%	Traslacional
9	0.092	0.00140	0.00000	0.12960	9257.14%	Rotacional
10	0.055	0.05120	0.00001	0.00580	11.33%	Traslacional
11	0.051	0.00002	0.06280	0.00001	0.02%	Traslacional
12	0.044	0.00400	0.00003	0.05750	1437.50%	Rotacional

**Fuente:** Danilo Miranda

Con la tabla 74 queda en evidencia que los muros de corte ubicados en los puntos especificados anteriormente solucionaron el problema de torsión, lo que permite que la estructura presente un comportamiento adecuado, de los cuales se da rotación ya en el tercer modo, cumpliendo así el segundo chequeo.



### 3.1.5.3 Masa Acumulada

Durante el análisis espectral se deba considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura. A continuación se puede apreciar que ya a partir de séptimo modo de vibración acumulada mas del 90% para el Eje Y, mientras que para el octavo modo ya se acumulan el 94% de masa en ambos sentidos.

**Tabla 75:** Masas Acumuladas

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0%	76%
2	74%	76%
3	81%	76%
4	81%	84%
5	85%	84%
6	85%	84%
7	85%	94%
8	94%	94%
9	94%	94%
10	100%	94%
11	100%	100%
12	100%	100%

**Fuente:** Danilo Miranda

### 3.1.5.4 Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

De igual forma que se realiza en reajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico, que debe superar el 85% para estructuras irregulares.

**Tabla 76:** Cortante Dinámico vs Cortante Estático

DATOS	CORTANTE V (Ton)		V DINAM/V ESTAT (%)	CONDICIÓN > 85%
	ESTÁTICO	DINÁMICO		
<b>SENTIDO X</b>	<b>SX</b>	<b>ESPEC X</b>		
NEC 2015	289.207733	246.759427	85.32%	CUMPLE
DETERMINISTA	269.118070	249.118513	92.57%	CUMPLE
<b>SENTIDO Y</b>	<b>SY</b>	<b>ESPEC Y</b>		
NEC 2015	289.207735	246.377081	85.19%	CUMPLE
DETERMINISTA	269.118071	228.760338	85.00%	CUMPLE

**Fuente:** Danilo Miranda

Como se puede apreciar los porcentajes de cortantes dinámicos vs cortantes estáticos cumplen el requisito de mayor al 85%, aclarando que los porcentajes de corrección se aplicaron para la condición de Espec X y Espec Y para ambos espectros.

### 3.1.5.5 Derivas de Piso

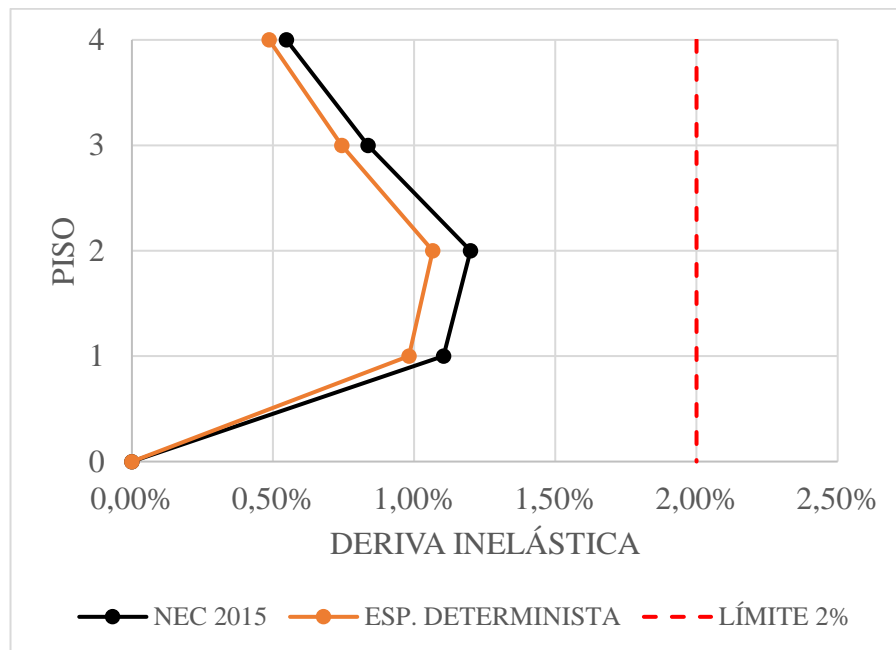
Para el control de deformaciones de la estructura, la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015 en su sección 4.2.2 menciona que la deriva máxima obtenida para cada piso no debe superar los límites de la deriva inelástica, es decir no debe ser mayor al 2%.

**Tabla 77:** Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido X

DERIVA INELÁSTICA ESTÁTICO			SX NEC 2015		SX DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta_E$ SENTIDO X	$0.75 \cdot R \cdot \Delta_{EX}$	$\Delta_E$ SENTIDO X	$0.75 \cdot R \cdot \Delta_{EX}$
Tapagrada	11.7	4	0.000994	0.60%	0.0009250	0.56%
Terraza	8.8	3	0.001058	0.63%	0.0009840	0.59%
Segundo Piso	5.9	2	0.001298	0.78%	0.0012080	0.72%
Primer Piso	3	1	0.000831	0.50%	0.0007730	0.46%
Base	0	0	0.000000	0.00%	0	0.00%
VALOR MÁXIMO			0.78%		0.72%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 166:** Cortante Estático Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA



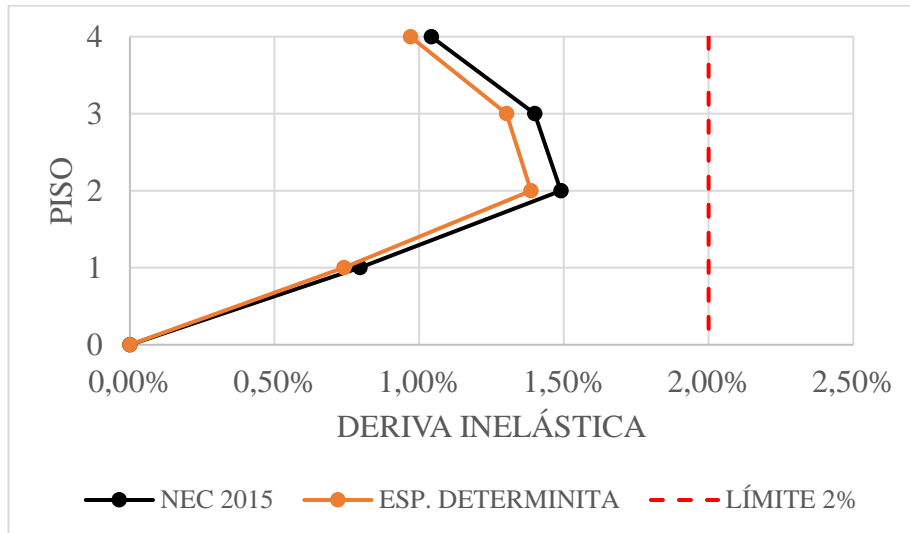
Fuente: Danilo Miranda

**Tabla 78:** Derivas Inelásticas Cortante Estático Sentido Y

DERIVA INELÁSTICA ESTÁTICO			SY NEC 2015		SY DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta_E$ SENTIDO Y	$0.75 * R * \Delta_{EY}$	$\Delta_E$ SENTIDO Y	$0.75 * R * \Delta_{EY}$
Tapagrada	11.7	4	0.001736	1.04%	0.001616	0.97%
Terraza	8.8	3	0.002331	1.40%	0.002169	1.30%
Segundo Piso	5.9	2	0.002482	1.49%	0.002310	1.39%
Primer Piso	3	1	0.001324	0.79%	0.001232	0.74%
Base	0	0	0.000000	0.00%	0.000000	0.00%
VALOR MÁXIMO			1.49%		1.39%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 167:** Cortante Estático Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA



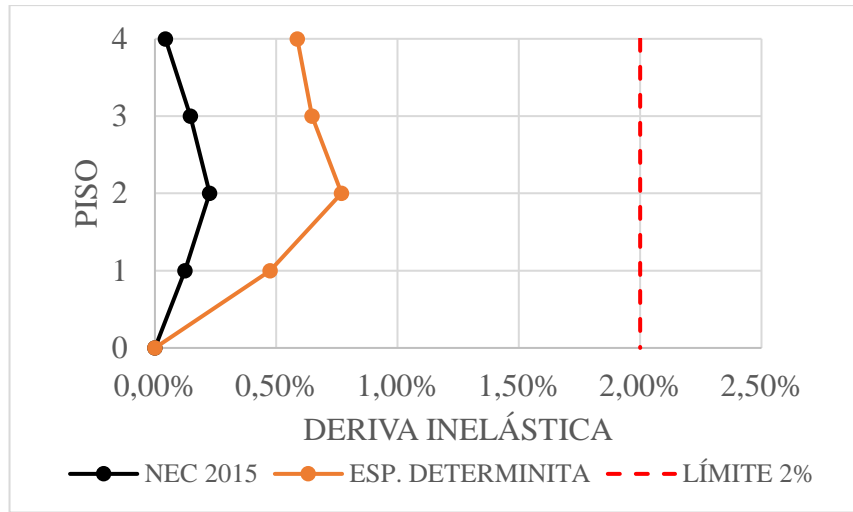
Fuente: Danilo Miranda

**Tabla 79:** Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido X

DERIVA INELÁSTICA DINÁMICO			ESPEC. X NEC 2015		ESPEC. X DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta_E$ SENTIDO X	$0.75 * R * \Delta_{EX}$	$\Delta_E$ SENTIDO X	$0.75 * R * \Delta_{EX}$
Tapagrada	11.7	4	0.0000710	0.04%	0.0009790	0.59%
Terraza	8.8	3	0.0002440	0.15%	0.0010800	0.65%
Segundo Piso	5.9	2	0.0003760	0.23%	0.0012820	0.77%
Primer Piso	3	1	0.0002070	0.12%	0.0007910	0.47%
Base	0	0	0	0.00%	0	0.00%
VALOR MÁXIMO			0.23%		0.77%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

Fuente: Danilo Miranda

**Figura 168:** Cortante Dinámico Sentido X NEC 2015 vs DETERMINISTA



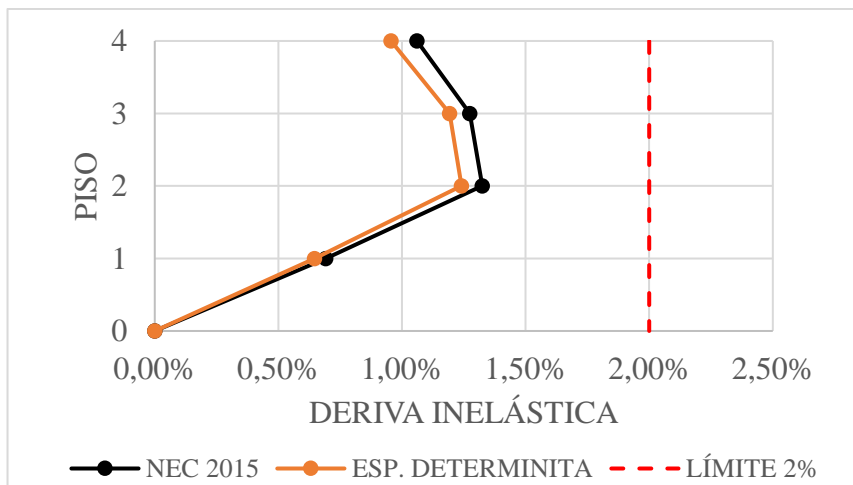
**Fuente:** Danilo Miranda

**Tabla 80:** Derivas Inelásticas Cortante Dinámico Sentido Y

DERIVA INELÁSTICA DINÁMICO			ESPEC. Y NEC 2015		ESPEC. Y DETERMINISTA	
NIVEL	ALTURA (m)	PISO	$\Delta E$ SENTIDO Y	$0.75 * R * \Delta EY$	$\Delta E$ SENTIDO Y	$0.75 * R * \Delta EY$
Tapagrada	11.7	4	0.0017670	1.06%	0.0015940	0.96%
Terraza	8.8	3	0.0021250	1.28%	0.0019870	1.19%
Segundo Piso	5.9	2	0.0022080	1.32%	0.0020680	1.24%
Primer Piso	3	1	0.0011520	0.69%	0.0010770	0.65%
Base	0	0	0	0.00%	0	0.00%
VALOR MÁXIMO			1.32%		1.24%	
CONDICIÓN DERIVA MAX (<2%)			SI CUMPLE		SI CUMPLE	

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 169:** Cortante Dinámico Sentido Y NEC 2015 vs DETERMINISTA



**Fuente:** Danilo Miranda

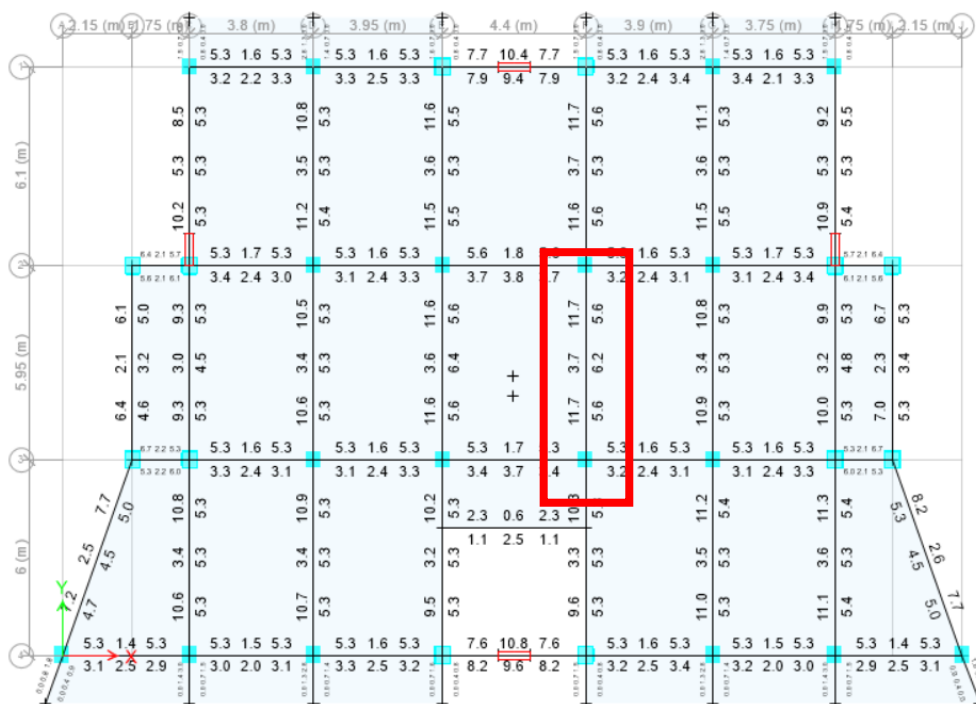
A partir de estas tablas y gráficos se puede concluir que el Eje de mayor deriva con un 1.49% le corresponde a la deriva inelástica por cortante estático en el sentido Y para el espectro de la NEC; también se puede apreciar que para todos los sentidos las derivas han disminuido considerablemente tomando en cuenta que la estructura sin reforzar presentaba derivas muy altas que para el análisis estático con 2.30% para el sentido Y, y dinámico con 1.99%, por tanto, se puede concluir que los muros de corte son una opción totalmente eficiente y ya que las derivas máximas son del 2% se puede agregar que la estructura cumple este parámetro.

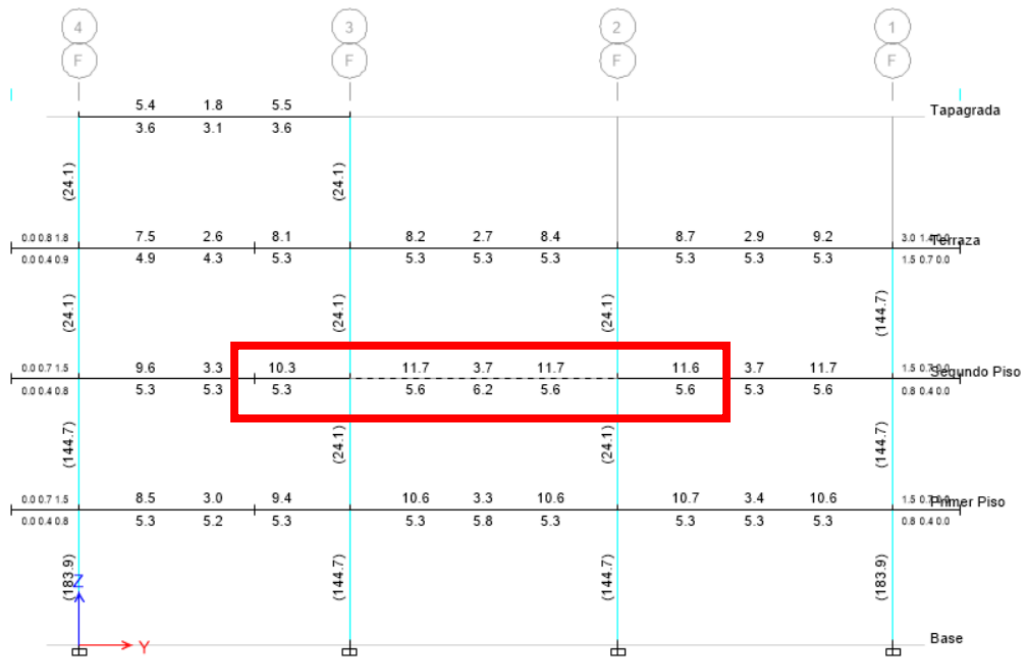
### 3.1.5.6 Chequeo de Elementos Estructurales

#### 3.1.5.6.1 Chequeo a Flexión de Vigas

En base a todas las combinaciones de carga, y con el fin de verificar valores y obtener el escenario más desfavorable para la estructura, en la siguiente figura se puede observar la cantidad de refuerzo longitudinal en todas las vigas, de modo que se selecciona la de mayor demanda y con la cual se realizará el chequeo de las vigas; Adicional se puede mencionar que al ser reforzado la estructura las demandas de cuantía de acero en dichos elementos también disminuirá, por tanto, se verifica la viga de mayor demanda para analizar sus respectivas cuantías.

**Figura 170:** Cantidad de Acero Longitudinal, Piso 2 más demandado





Fuente: Danilo Miranda

La figura 170 muestra que la viga con mayor demanda de acero corresponde al segundo piso del eje F entre los ejes 2 y 3, en la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos tanto del acero longitudinal como de los momentos correspondientes a cada uno; a continuación se verifica los valores de aceros con los de las vigas conjuntas con el fin de verificar si alguno de ellos tiene mayor demanda; adicional se verifica que tanto para los aceros inferiores de las esquinas cumplan con el requisito de la NEC que implica que As base sea equiparable que el 50% del acero máximo.

Tabla 81: Valores de Acero Longitudinal y Momentos de Diseño

Valores de Acero Longitudinal (cm <sup>2</sup> )				
Viga conjunta IZ	Viga Eje E 1-2			Viga conjunta DR
10.3	11.7	3.7	11.7	11.6
5.3	5.6	6.2	5.6	5.6
Longitud de la Viga Eje E 1-2 (m)			6.1	
ÁREAS DE ACERO FINALES (cm <sup>2</sup> )				
Momento de Diseño (Tonf-m)	Izquierda	Centro	Derecha	Momento de Diseño (Tonf-m)
Superior M1- = 18.6185	11.7	3.7 (As min)	11.7	Superior M2- = 18.6185
Inferior M1+ = 9.3093	5.6 (50%M1-)	6.2	5.6 (50%M2-)	Inferior M2+ = 9.3093

Fuente: Danilo Miranda

Se procede a verificar el porcentaje de cuantía de acero que corresponde al valor más demandante de 11.7 cm<sup>2</sup>

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{11.70 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 45.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.007314$$

$$\rho = = \mathbf{0.73 \%}$$

### Comprobación de requerimientos del acero

El acero longitudinal mínimo a tracción en vigas no debe ser menor a valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 35 \text{ cm} * 45.7 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero máximo se determina la cuantía de refuerzo que no puede exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.005\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{240}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0247714$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.012386 = 1.24\%$$

$$A_{s\text{m}\acute{a}x} = p_{\text{m}\acute{a}x} * b * d$$

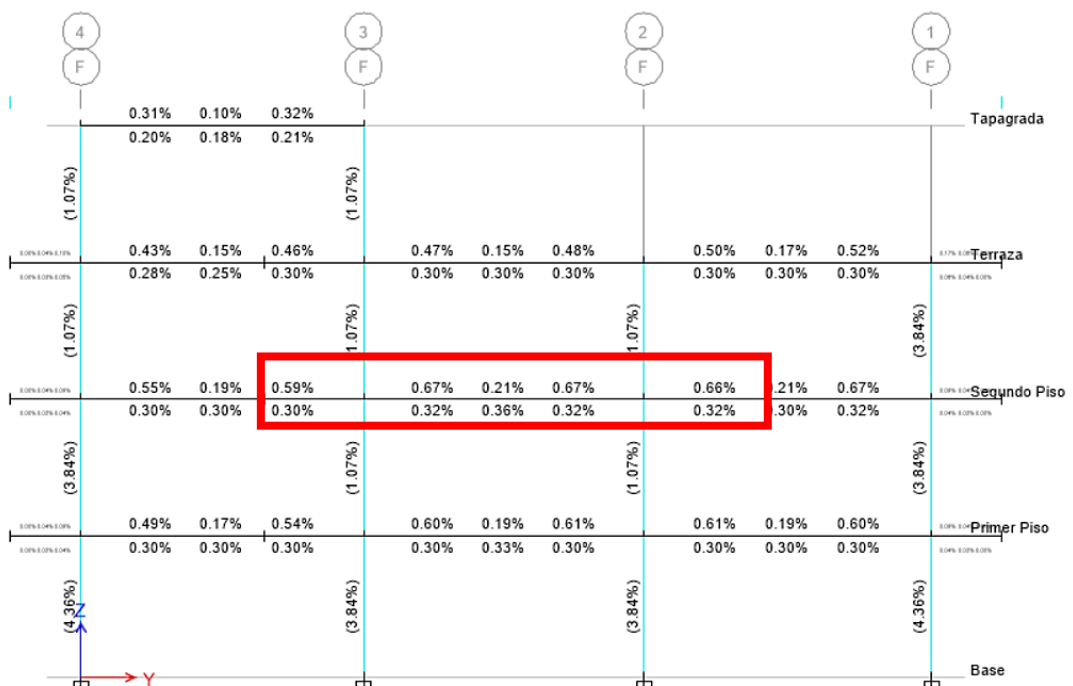
$$A_{s\text{m}\acute{a}x} = 0.012386 * 35 * 45.6$$

$$A_{s\text{m}\acute{a}x} = 19.81 \text{ cm}^2$$

Como la cantidad de acero máximo es de 19.81 cm<sup>2</sup> se puede obtener un valor referencial de acero base, siendo este el 50% del As máx., por tanto el As base es 10.66 cm<sup>2</sup>; Como se puede observar la cantidad de acero de mayor demanda corresponde a la combinación de cargas de 1.2D+L+Sy con un valor de 11.7 cm<sup>2</sup>, por tanto siendo la cuantía de acero propuesta de 12.06 cm<sup>2</sup>, se puede concluir que una vez reforzada la estructura las vigas serán capaces de soportar las solicitaciones.

Finalmente, se puede concluir que las secciones de vigas presenta un comportamiento óptimo frente a las demandas, las cuales tienen porcentajes de acero menores a las máximas permitidas de 1.24%; se puede añadir que un porcentaje óptimo para las zonas de mayor demanda se encuentra entre (0.6-0.8)%, lo que significa que los elementos tienen una cuantía correcta para diseño y ya que el análisis corresponde a un chequeo se da por cumplido la verificación a flexión; Adicional se presenta los porcentajes de acero en viga.

**Figura 171:** Porcentajes de Acero, Piso 2 más demandados



**Fuente:** Danilo Miranda



### 3.1.5.6.2 Chequeo a Corte de Vigas

Para la zona de confinamiento se deberá establecer los valores referentes al acero sometido a corte que los da directamente el Etabs, teniendo en cuenta que la NEC establece que el valor de Av mínimo es 1 estribo de Ø10mm, adicionalmente la norma también establece sus parámetros de espaciamiento máximo. A continuación, se presenta la tabla 82 de valores obtenidos del programa.

**Tabla 82:** Resumen Diseño a Corte/Torsión

<b>Cortante/Torsión para Vu2 y Tu</b>				
Refuerzo Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Diseño Vu2 (Ton)	Diseño Tu (Ton-m)	Diseño Mu3 (Ton-m)	Diseño Pu (Ton)
0.98	18.4462	0.0096	-18.8123	0
<b>Refuerzo para el Mayor Cortante Vu2</b>			<b>Fuerzas de Diseño</b>	
Refuerzo Iz. Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Refuerzo Medio Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Refuerzo Dr. Av/s (cm <sup>2</sup> /cm)	Capacidad Vp (Ton)	Gravedad Vg (Ton)
0.98	0	0	7.3491	11.097

**Fuente:** Danilo Miranda

Dado que el programa es de origen americano se realizará la comprobación del acero en base a la siguiente expresión, dada por la ACI 2014.

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * \frac{35\text{cm} * 10\text{cm}}{4200\text{kg/cm}^2} \geq 0.35 * \frac{35\text{cm} * 10\text{cm}}{4200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{vmin} = 0.08069 \geq 0.029$$

$$A_{vcalculado} \geq A_{vmin}$$

$$0.98 > 0.081 \text{ Cumple}$$

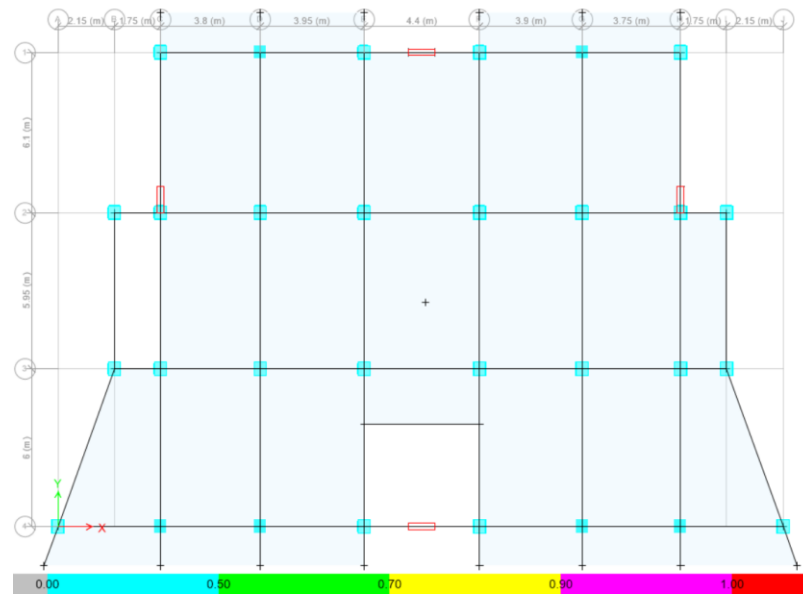
El acero calculado cumple con el acero mínimo.

### 3.1.5.6.3 Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

Al igual que con las vigas, se debe obtener los valores que reporta el Etabs y analizar el pórtico más demandado de la estructura con el fin de identificar problemas, especialmente verificar que la columna se encuentre dentro de los parámetros establecidos de demanda/capacidad y se presentan a continuación.

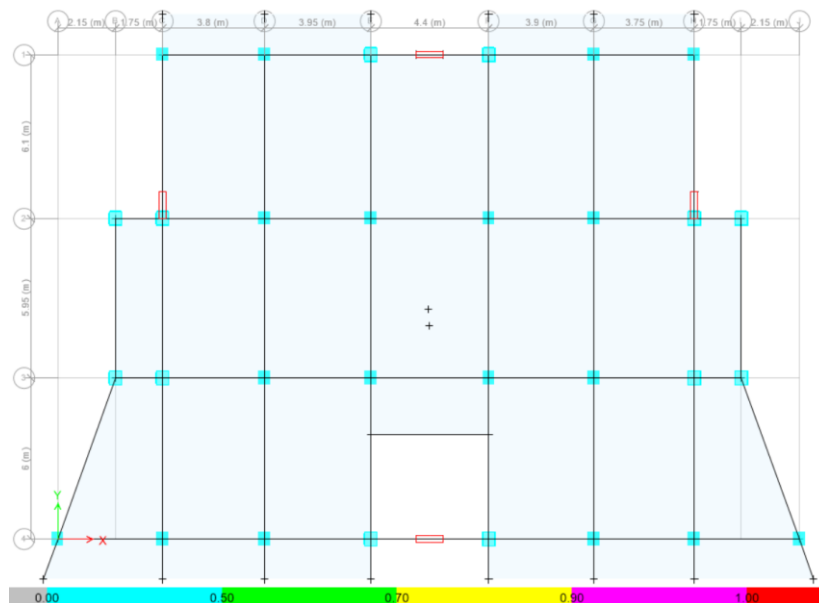
Las columnas que se presentan en las siguientes figuras presentan un esquema de colores, siendo las de color rojo aquellas que no cumplen la demanda de carga de la estructura es decir la relación de capacidad es superior al límite; Se podrá observar que las columnas del primer piso son las más afectadas, teniendo valores superiores a 1 en dos columnas que son las más afectadas, mientras que el resto presenta colores estables, considerando que el color verde indica un comportamiento óptimo.

**Figura 172:** Esquema general de Fallas en Columnas Primer Piso



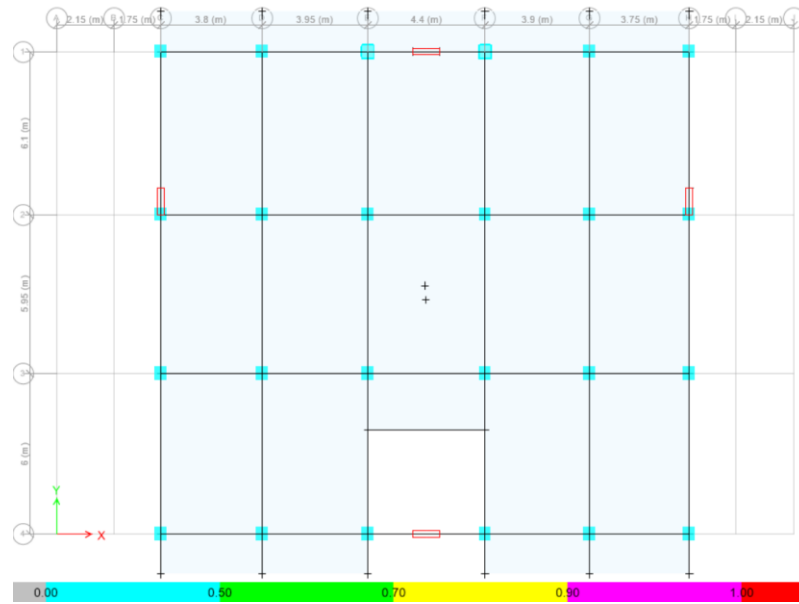
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 173:** Esquema general de Fallas en Columnas Segundo Piso



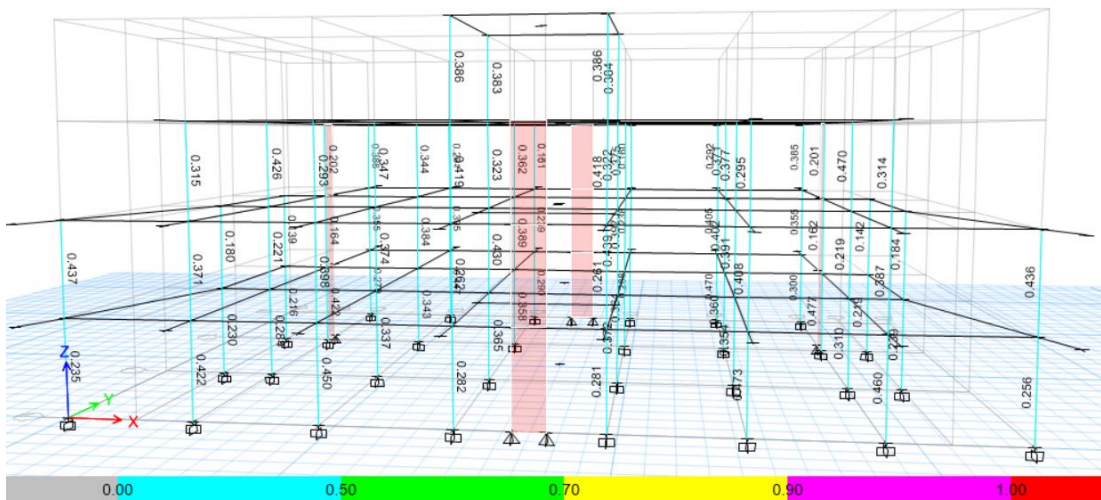
**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 174:** Esquema general de Fallas en Columnas Terraza



**Fuente:** Danilo Miranda

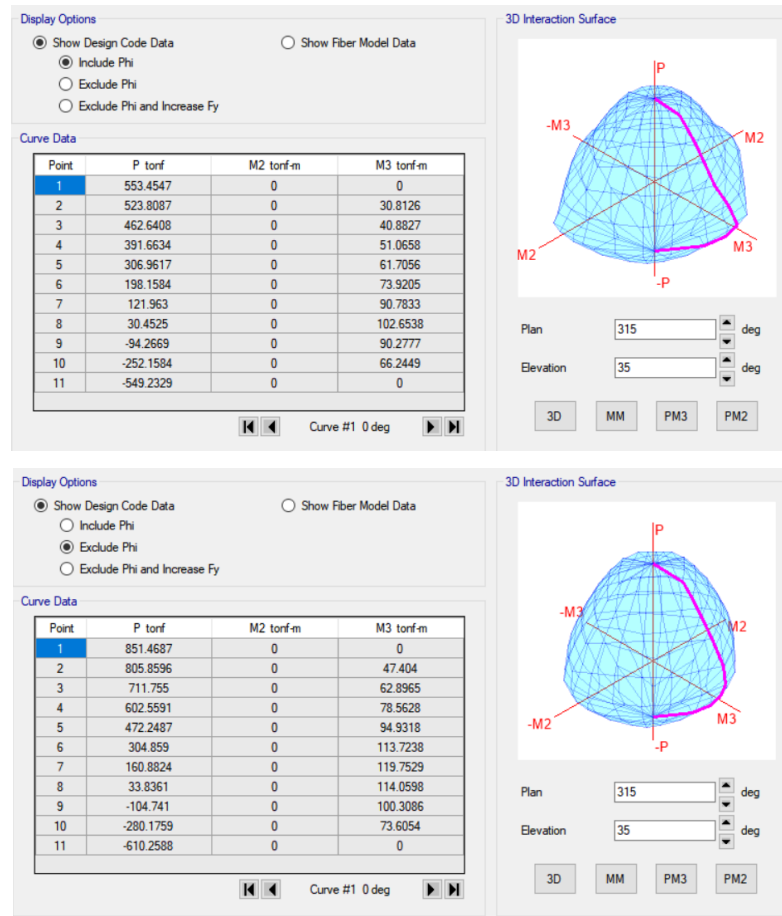
**Figura 175:** Esquema general de Porcentajes de Interacción en Columnas



**Fuente:** Danilo Miranda

Como se puede apreciar, una vez corregido los elementos que presentaban problemas presentan un comportamiento adecuado, siendo que las columnas deberían tener una relación de 0.5, todas las columnas presentan porcentajes de interacción de aproximadamente 0.48. A continuación se presenta un Diagrama de Interacción entre la Carga Axial Nominal y su Momento Nominal, de modo que se pueda observar cómo está trabajando dicha columna, datos que se presentaron en la sección 3.1.4.3 en el reforzamiento de elementos estructurales.

**Figura 176: Diagrama de Interacción 3D**



**Fuente: ETABS 2016**

Finalmente se puede agregar que, frente a las demandas de combinaciones de cargas, todas las columnas de la estructura están aptas para resistir las sollicitaciones, recalcando que el enfoque de reforzamiento de columnas corresponde a un encamisado de acero, el cual trabaja muy bien, aumentando en gran medida la resistencia a cargas y momentos.

Adicionalmente se puede concluir que el reforzamiento no se aplicó a todas las columnas, sino que en base a lo analizado anteriormente se tomó los elementos que estaban fallando, con porcentajes de interacción de 1.368 donde su capacidad máxima era de 444.701 Ton y debido a que el rango buscado era de 0.5, el elemento estaba sobrepasado por un 87% aproximadamente, que equivale a una resistencia cercana de 830 Tn. Entonces dado que el reforzamiento ha logrado cumplir ambos parámetros, ofreciendo a la estructura mayor rigidez y ductilidad, el último paso consiste en verificar que la estructura cumpla con las demandas del análisis no lineal.

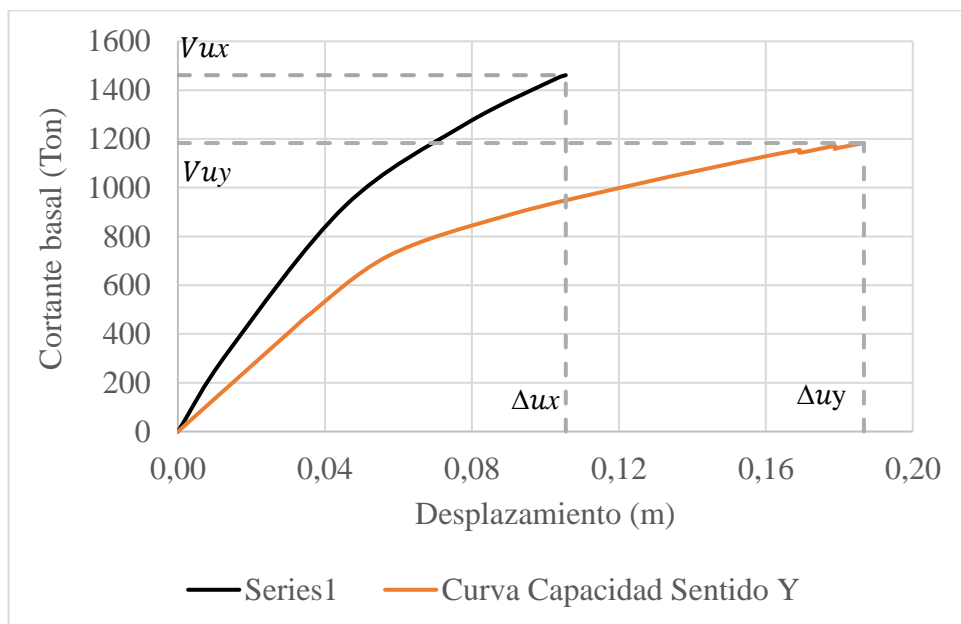
### 3.1.5.7 Análisis No Lineal de la Estructura Reforzada

Para el análisis no lineal se procede de igual forma que la descrita en la sección 3.1.3.2, de esta manera se obtiene la curva de capacidad y de este modo obtener el desempeño sísmico de la estructura.

#### 3.1.5.7.1 Curva de Capacidad

De los datos obtenidos, se puede describir que la curva de capacidad, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento último de la estructura se obtuvo que para el sentido X, el cortante último es de 1461.15 Ton con un desplazamiento de 10.56 cm, el mismo que comienza a fluir con un cortante de 961.85 Ton y 4.48 cm; por otro lado el cortante último para el sentido Y es de 1182.92 Ton y 18.67 cm de desplazamiento, el cual comienza a fluir con un cortante de 791.39 Ton con un desplazamiento de 5.88 cm. A continuación, se presenta la gráfica donde se pueden apreciar ambos desempeños.

**Figura 177:** Curva de capacidad Estructura reforzada

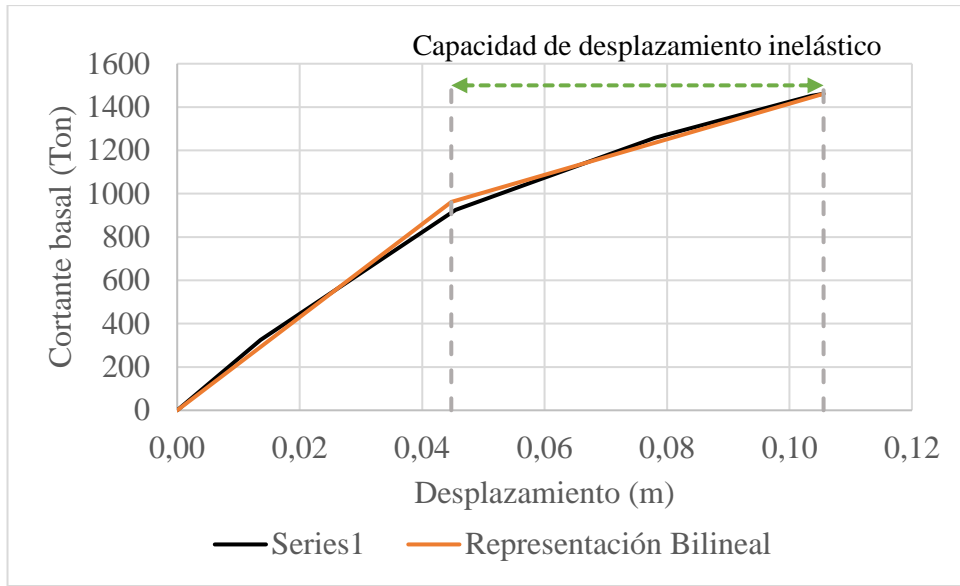


**Fuente:** Danilo Miranda

#### 3.1.5.7.2 Representación de la Curva Bilineal

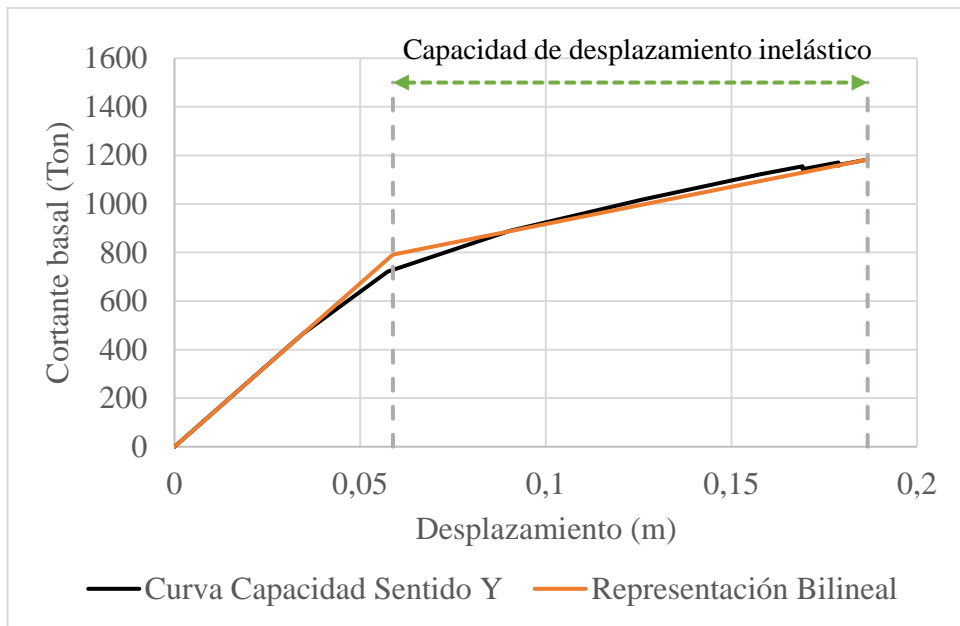
La representación bilineal de la curva de capacidad simplifica el comportamiento no lineal de la estructura y se procede con el método propuesto por la FEMA 356 para ambos sentidos, de este modo se puede apreciar la capacidad de desplazamiento inelástico.

**Figura 178:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X



**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 179:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y



**Fuente:** Danilo Miranda

Como se puede observar, para ambos sentidos se logró aumentar la capacidad para el cortante basal, al igual que su desplazamiento, que antes que la estructura sea reforzada el cortante máximo resistido por la estructura era de 590 ton y un desplazamiento de 12.2 cm, por tanto se puede concluir que la estructura ha ganado mayor desempeño sísmico y mayor capacidad de desplazamiento sísmico, es decir mayor ductilidad.

### 3.1.5.7.3 Evaluación del Desempeño Sísmico

Para encontrar el punto de desempeño se procede a dividir la recta bilineal en niveles establecidos por la NEC-15 y Visión 2000, se tiene: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad a la vida y Prevención al Colapso y Colapso. Para la división se utilizará el 30% de la longitud en Ocupación Inmediata, el 30% para seguridad a la vida, el 20% para Prevención al Colapso y el 20% faltante para el Colapso.

#### Punto de Desempeño para la Estructura Reforzada

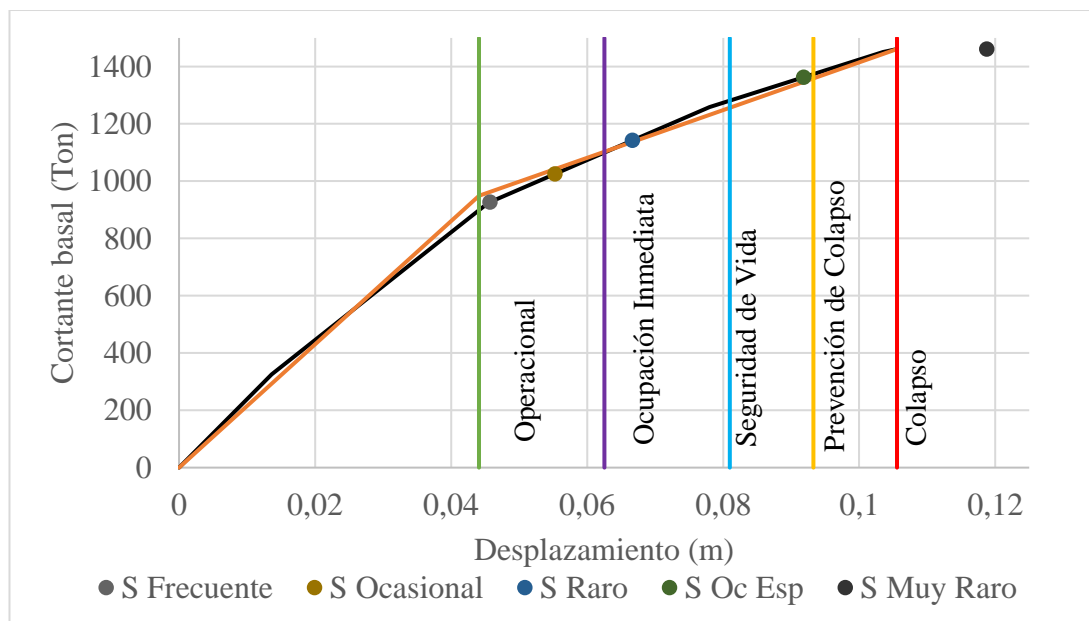
A continuación, se presenta la tabla 83 donde se presenta los valores de desempeño para cada demanda sísmica en el sentido X, valores de cortante y desplazamientos obtenidos del software Etabs aplicando el método FEMA 440 de Lineación Equivalente.

**Tabla 83:** Puntos de desempeño en la dirección X

Dirección	Nivel de Sismo	Dp (m)	V (Ton)
X-X	Frecuente	4.5699	927.0137
	Ocasional	5.5261	1025.1548
	Raro	6.6655	1142.1042
	Especial	9.1858	1363.0311
	Muy Raro	11.8761	1461.1484

**Fuente:** Danilo Miranda

**Figura 180:** Desempeño Sísmico en dirección X. Estructura reforzada.



**Fuente:** Danilo Miranda

De la figura anterior se puede concluir que para un sismo frecuente y un sismo ocasional, la estructura se encuentra en el rango operacional, mientras que para un sismo raro la edificación se encuentra en el parámetro de ocupación inmediata, para un sismo de ocupación especial se encuentra en seguridad de vida, mientras que para un sismo muy raro no se encuentra punto de desempeño, sobrepasando el rango de colapso. Debido a que el objetivo era reforzar la estructura que para un nivel de amenaza de ocupación especial se encuentre en el rango de seguridad de vida, se puede apreciar que la estructura esta teniendo el comportamiento esperado. A continuación, se presenta la matriz de desempeño sísmico del Comité Visión 2000, representando los datos obtenidos:

**Tabla 84:** Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X

Niveles de Amenaza	Niveles de Desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Especial			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Danilo Miranda

Para el sentido en Y, se presenta de igual forma todos los resultados de cortante y desplazamientos, al igual que la figura 180 que representa el nivel de amenazas en comparación con la lineación bilineal de su desempeño.

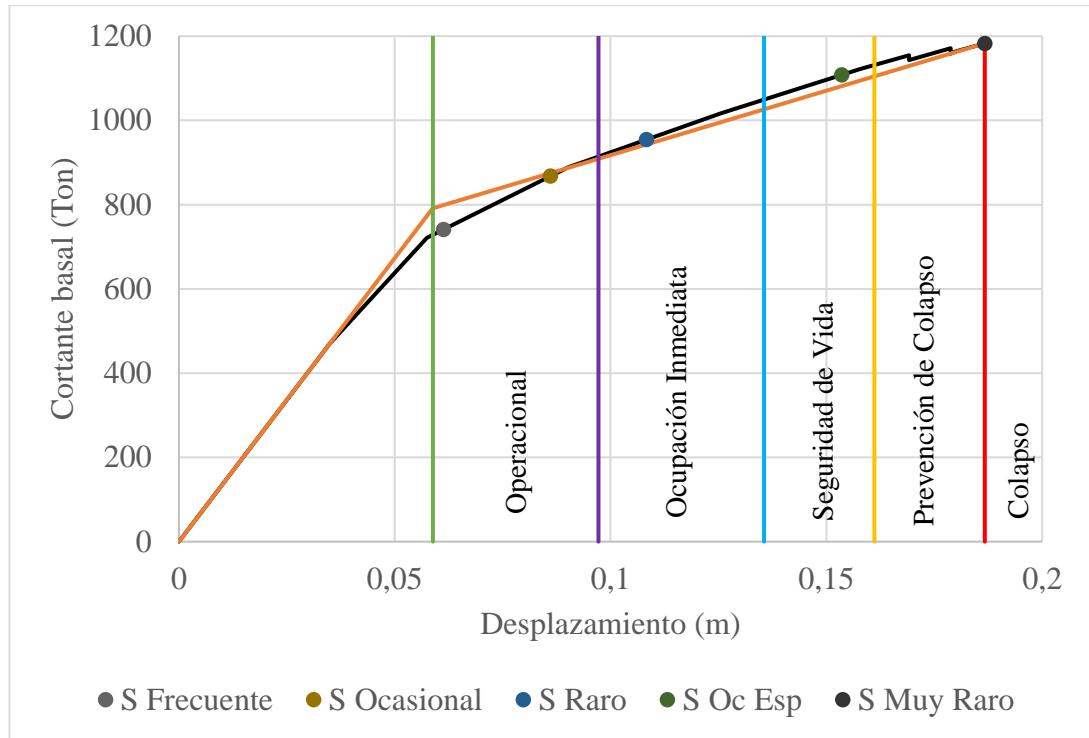
**Tabla 85:** Puntos de desempeño en la dirección Y

Dirección	Nivel de Sismo	Dp (m)	V (Ton)
Y-Y	Frecuente	6.1301	741.3452
	Ocasional	8.6082	867.7379
	Raro	10.834	954.5235
	Especial	15.3552	1108.0355
	Muy Raro	18.6715	1182.9233

**Fuente:** Danilo Miranda



**Figura 181:** Desempeño Sísmico en dirección Y. Estructura reforzada.



**Fuente:** Danilo Miranda

De la figura 181 se puede describir que el desempeño de la estructura es completamente óptimo, del cual para las amenazas de sismo frecuente y ocasional la edificación se encuentra en el rango operacional, para un sismo raro en ocupación inmediata, para un sismo de ocupación especial en el rango de seguridad de vida y prevención de colapso para un sismo muy raro. A continuación, se presenta la matriz donde se puede apreciar el nivel de desempeño obtenido de la estructura en comparación con los niveles esperados del Comité Visión 2000.

**Tabla 86:** Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X

Niveles de Amenaza	Niveles de Desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Especial			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Danilo Miranda

Finalmente, se puede concluir que la estructura sin reforzar presentaba un desempeño completamente mínimo en comparación con la estructura reforzada, la cual no alcanzaba a encontrar un punto de desempeño para un sismo raro en ningún sentido. Por tanto, dado que el objetivo de reforzamiento era el de cumplir un nivel de seguridad de vida para un sismo de ocupación especial, se puede ultimar que propósito del reforzamiento ah cumplido a cabalidad su meta.

### **3.1.6 Vibración Ambiental**

En el capítulo uno se hizo una descripción de como influía la vibración ambiental en una estructura, considerando que la vibración ambiental se genera principalmente por actividad humana, funcionamiento de maquinaria industrial y/o tráfico de vehículos, también se puede considerar otras fuentes como el viento, ondas superficiales, actividad volcánica. Por tanto se puede agregar que el periodo fundamental producido durante un evento sísmico es mucho mayor que el periodo obtenido usando vibración ambiental. Este principio ha sido determinado y descrito por varios investigadores que se mencionan a continuación. [50]

Muriá-Vila (1989), estudio de un edificio de hormigón armado obteniendo valores de frecuencia natural por medio de pruebas de vibración ambiental con una diferencia del 30% a comparación de los valores obtenidos por registros de eventos sísmicos. [50]

Celebi y Safak (1992), analizaron un edificio de 30 niveles ubicado en San Francisco, California, con diferencias significativas al comparar los periodos fundamentales obtenidos con el sismo de Loma Prieta con un valor de 2.63s, con las pruebas de vibración ambiental con un valor de 1.70s, con una diferencia del 55%. [50]e

Midorikawa (1990), realizo un estudio a 128 edificios de entre dos y de treinta pisos recopilando información en las ciudades chilenas, determinado que el periodo fundamental en un evento sísmico es en promedio 20% mayor durante aceleraciones entre 0.6 a 2 m/s<sup>2</sup> , para las amplitudes de vibración ambiental la rigidez de los elementos no estructurales aportan a la rigidez total del edificio, en cambio dichos elementos no aportan a la rigidez con niveles mayores de amplitud en el caso de vibraciones producidas por eventos sísmicos. [50]

## Formulas empíricas para el cálculo del periodo fundamental

Midorikawa (1990), presenta la siguiente expresión:  $P = 0.05 N$

Donde: N Numero de Niveles

Para la Ciudad de México:  $P = 0.11 N$

Para Japón:  $P = 0.06 N$

La diferencia de las expresiones se debe al sistema estructural, en Japón las estructuras típicas son a porticadas con muros de cortante, en Chile con muros de cortante y en México a porticada en su mayoría. [50]

Bard et al (1992) propone las siguientes expresiones, obteniendo la mejor relación para los edificios de acero y para las estructuras a porticadas de hormigón armado, la frecuencia fundamental no depende del material con el que fue construido ya sea hormigón o acero sino del sistema resistente a las fuerzas laterales. [50]

**Tabla 87:** Formulas propuesta por Bard (1992)

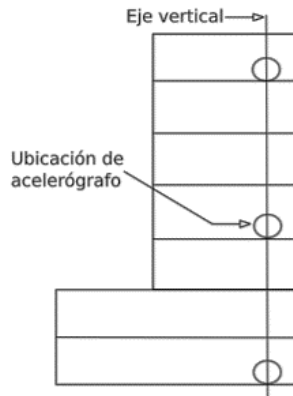
<b>Tipo de Resistencia Estructural Lateral</b>	<b>Fórmula Empírica</b>
Muro de Corte	$P = 0.081\sqrt{H}$
Aporticado	$P = 0.036 * H$
Acero	$P = 0.040 * H$
Muro de Corte + Mixto + Mampostería	$P = 0.019 * H$

**Fuente:** F. Espinoza, Determinación de características dinámicas de estructuras

## Metodología para la Medición de Vibraciones

Los ensayos de medición son de tipo no destructivos, las vibraciones se las obtienen mediante sensores, principalmente con acelerómetros ubicados en diferentes puntos específicos de la estructura de análisis, con la principal característica que se realiza in situ mediante la influencia de cargas del ambiente como el viento, micro temblores o las actividades humanas en el interior y exterior del edificio. Para la medición se ubican los acelerómetros en un mismo eje vertical, en la parte superior, inferior y en la cercanía de la mitad de la altura de la estructura como se presenta en la siguiente figura. [51]

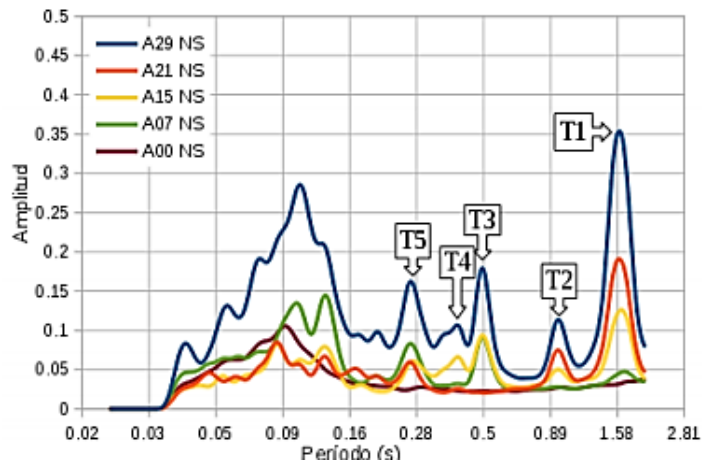
**Figura 182:** Esquema de ubicación de acelerógrafos



**Fuente:** L. Esquivel y V. Schmidt (2016)

Para la estimación del periodo natural en la dirección de análisis, obteniendo los registros de vibración ambiental se calcula utilizando la técnica de peak-picking con ayuda de software, que consiste principalmente en la aplicación de la transformada rápida de Fourier a una señal en el dominio del tiempo para transformar al dominio de la frecuencia. [51]

**Figura 183:** Esquema de Peak-Picking de los Espectros de Fourier



**Fuente:** L. Esquivel y V. Schmidt (2016)

### 3.1.6.1 Comparación de periodos de vibración fundamental

Se calcula de forma aproximada el periodo fundamental del edificio usando la medición de vibración ambiental, las fórmulas empíricas utilizadas son las propuestas anteriormente por Midorikawa (1990), considerando 4 niveles:

**Tabla 88:** Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Midorikawa (1990)

Ubicación	Estructuras Evaluadas	Formulas Empíricas	Periodo Fundamental
Chile	Edificios con muros de cortante	$T = 0.05 N$	0.20 seg
México	Edificios a porticados	$T = 0.11 N$	0.44 seg
Japón	Edificios a porticados con muros de cortante	$T = 0.06 N$	0.24 seg

**Fuente:** Danilo Miranda

También se calculan con las fórmulas empíricas de Bard et al (1992), considerando la altura de  $H= 11.7$  m:

**Tabla 89:** Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Bard (1992)

Tipo de Resistencia Estructural Lateral	Fórmula Empírica	Periodo Fundamental (seg)
Muro de Corte	$P=0.081\sqrt{H}$	0.277
Aporticado	$P=0.036*H$	0.421
Acero	$P=0.040*H$	0.468
Muro de Corte + Mixto + Mampostería	$P=0.019*H$	0.222

**Fuente:** Danilo Miranda

Se compara los datos de los periodos fundamentales obtenidos con las fórmulas empíricas y con los dos modelos analíticos del software ETABS, el modelo en el estado actual y el modelo reforzado.

**Tabla 90:** Comparación de periodos fundamentales

Sistemas Estructurales	Fórmulas Empíricas		Modelo analítico estado actual	Modelo analítico estructura reforzada
	Midorikawa	Bard		
Muros de Cortante	0.2	0.277	-	-
Aporticadas	0.44	0.421	0.576	-
Aporticadas con Muros de Corte	0.24	0.222	-	0.44

**Fuente:** Danilo Miranda

De este modo se puede concluir que el modelo analítico en el estado actual de la estructura es mayor en un 76% aproximadamente comparada con las obtenidas de las fórmulas empíricas de vibración ambiental, y para el modelo reforzado es de 54%.

### 3.1.6.2 Análisis de la frecuencia fundamental de la estructura

Para estimar la vulnerabilidad estructural se propone a partir de la relación H/T, es un índice de rigidez que tiene unidades (m/s), el parámetro decisivo es T, es decir el periodo de vibración de la estructura que se obtiene experimentalmente, clasificando a las estructuras de acuerdo con la siguiente tabla:

**Tabla 91:** Indicadores de rigidez

<b>Relación H/T</b>	<b>Índice</b>
H/T < 20	Demasiado flexible
20 < H/T < 40	Flexible
40 < H/T < 70	Normal
70 < H/T < 150	Rígido
150 < H/T	Demasiado Rígido

**Fuente:** Guendelman & Lindenberg (1997)

De acuerdo con el estudio de Morino y Astroza (2002), en el análisis de estructuras después del sismo del 3 de marzo de 1985 en Viña del Mar, se puede estimar el daño en función del parámetro H/T como se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 92:** Nivel de daño esperado en función de H/T

<b>Parámetro H/T (m/s)</b>	<b>Nivel de Daño</b>
30 a 40	Daños estructurales moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

**Fuente:** Moroni y Astroza, 2002

Considerando los datos de la tabla 92 se puede observar que valores inferiores a 30 no son considerados, y es lógico tomar en cuenta que los daños serán graves y que valores inferiores a 10 pueden desembocar en daños excesivos. En la siguiente tabla se presenta los datos del presente estudio frente a estas condiciones y verificar que nivel de daño se obtiene.

**Tabla 93:** Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T

Método de Análisis	Periodo de Vibración		Parámetro H/T (m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
	Aporticada	Aporticada con Muro de Corte			
Fórmulas Empíricas	0.44	-	26.59	Flexible	Daño moderado
Fórmulas Empíricas	-	0.24	48.75	Normal	Daño leve
Estructura Actual	0.576	-	20.31	Flexible	Daño moderado
Estructura Reforzada	-	0.44	26.59	Flexible	Daño moderado

**Fuente:** Danilo Miranda

Para concluir se puede observar que con el periodo de vibración obtenido de las fórmulas empíricas para la condición de aporticada, la estructura es flexible con daños moderados, mientras que para un periodo de vibración con muros de corte el índice de rigidez es normal con daños leves, y es algo normal ya que los muros estructurales incrementan la rigidez de la edificación y por tanto disminuye sus daños.

Tomando en cuenta los datos con la estructura actual se puede observar que tiene un comportamiento flexible con daño moderado, y que a pesar de que el valor del parámetro H/T aumenta en la estructura reforzada presenta las mismas condiciones de flexible y daño moderado, se pudo comprobar en los análisis anteriores que la estructura cumple con las derivas especificadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción menores al 2% y que presentaba un grado de vulnerabilidad baja.

Se puede agregar que los métodos anteriores representan valores referenciales que pueden de alguna manera reflejar un comportamiento de la estructura de manera simplificada, es decir, se puede apreciar el estado de las edificaciones que se pueden emplear para evaluaciones rápidas de vulnerabilidad estructural. Sin embargo, un análisis detallado de la estructura siempre es la mejor opción para considerar cualquier anomalía o deficiencia estructural y así poder comparar resultados con cualquier otro método y descartar cualquier evaluación visual o empírica que puede desembocar en errores o negligencias profesionales.

### **3.2 Verificación de Hipótesis**

Una vez realizado el análisis de la estructura aplicando las metodologías descritas en el presente estudio, el Edificio de Contabilidad y Auditoría, bloque dos, presenta un grado de vulnerabilidad bajo tomando en cuenta el análisis cualitativo, donde se aplicó una evaluación visual rápida en base a las matrices presentadas en la FEMA 154, a diferencia de la evaluación cuantitativa donde se realizó un análisis mas detallado de la edificación, la misma que presentó un alto grado de vulnerabilidad con un posible colapso al no poder soportar las demandas sísmicas, pero que una vez implementado el reforzamiento con muros de corte se logró controlar las excesivas derivas y que junto al encamisado metálico de las columnas de mayor demanda se logró obtener un desempeño adecuado, manteniendo las secciones de vigas, llegando a un nivel de seguridad de vida para un sismo de ocupación especial que era el objetivo de reforzamiento.



## CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

- Del ensayo esclerométrico se determinó un valor de resistencia a compresión del hormigón de 237.01 kg/cm<sup>2</sup>, considerando la media aritmética, y además se pudo concluir que a pesar de utilizar un esclerómetro de calibración estándar tuvo que aplicarse curvas de regresión para verificar que los valores obtenidos sean los correctos para la modelación, dando como un valor final de 240 kg/cm<sup>2</sup>.
- Aplicado el ensayo de penetración estándar (SPT) en base a la normativa ecuatoriana NEC 2015, se determinó que el número de golpes promedio es de 39, y pertenece al rango de  $50 > N \geq 15$ , con una velocidad de onda de corte 346 m/s entre el intervalo de  $360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$ , clasificándose como un suelo tipo D.
- Del ensayo granulométrico se concluye que más de la mitad del material de las muestras analizadas se retiene en el tamiz #200, por lo cual se lo considera un suelo grueso; además que más del 50% del material en todas las muestras analizadas en sus respectivos niveles pasan el tamiz #4 y pertenece a un suelo grueso clasificado como ARENA; adicional, dado que más del 50% del total de la muestra pasa el tamiz N°4 y más del 12% en masa pasa el tamiz N°200, el tipo de suelo será arena limosa. (SM); Finalmente se puede añadir que para los límites de consistencia se ha clasificado a la fracción de suelo fino como Arcilla de Baja Compresibilidad CL, con lo cual la SUCS define que es un suelo Areno-Arcilloso SC.
- De la Evaluación Visual Rápida, se determinó como puntaje final aplicando al Metodología del FEMA 154 un valor de 2.8 que representa una vulnerabilidad sísmica baja; aplicando la Metodología de la NEC 2015 se obtuvo un valor de 2.8, que refleja de igual manera un nivel de baja vulnerabilidad, considerando que el límite es de 2.5 para un nivel de vulnerabilidad media y menor a 2 para alta vulnerabilidad, por tanto, en base al análisis cualitativo se obtiene un nivel de vulnerabilidad bajo.
- Del Análisis Lineal de la estructura en condiciones actuales, se concluye que a pesar de que su periodo fundamental se encuentra en los parámetros establecidos por la NEC 2015, la estructura presenta varias deficiencias, entre ellas un efecto de torsión en su segundo modo de vibración con un porcentaje del 59.41%, siendo el límite un 30%; además del chequeo de derivas inelástica por cortante estático y

dinámico en el sentido Y se obtuvo porcentajes muy altos en nivel del segundo piso N+5.90 con un porcentaje del 2.30% y 1.99% respectivamente, siendo el límite del 2%, por tanto, la estructura presenta un comportamiento inadecuado y deficiente frente a los requerimientos de la normativa Ecuatoriana.

- De los chequeos de cuantía de acero en vigas, se puede concluir que las secciones de vigas presentan un comportamiento relativamente óptimo frente a las demandas, las cuales tienen porcentajes de acero menores a las máximas permitidas de 1.24%; que a pesar de que el armado de viga fue de 12.06 cm<sup>2</sup> y la viga más demandada requería de 13.6 cm<sup>2</sup> superando el valor propuesto, pero se consideraba aceptable debido a las altas derivas que sobre esforzaban a dichos elementos.
- Del chequeo demanda/capacidad de columnas se pudo determinar que los elementos se encuentran sobrepasando el rango de 0.5, con valores superiores a 1.368, es decir, que las columnas no están trabajando correctamente y poniendo en evidencia su falta de capacidad frente a las demandas, que una vez graficadas en el diagrama de interacción se pudo apreciar que se encuentran fuera de la curva, por tanto, los elementos están sub dimensionados incapaces de soportar las solicitaciones de la estructura.
- Del Análisis No Lineal se puede concluir en base a los niveles de desempeño esperados por el Comité Visión 2000, que la estructura puede soportar un sismo frecuente para ocupación inmediata, para un sismo ocasional se encuentra en el límite de prevención de colapso, sin poder encontrar un punto de desempeño para los otros niveles de amenaza sísmica, siendo importante recalcar que al ser una estructura de ocupación especial, la misma debería soportar esta demanda en el rango de seguridad de vida, por tanto, la estructura para ambos sentidos presentan un desempeño muy bajo debiendo ser reforzada tanto para el control de derivas, torsión y para las demandas en los elementos estructurales.
- El primer reforzamiento aplicado a nivel de la estructura fueron muros de corte ubicados tanto en Sentido X, Y, y se puede concluir que estos elementos estructurales controlaron correctamente el efecto de torsión con un porcentaje del 7.82% para el segundo modo de vibración; de igual manera se pudo controlar las excesivas derivas dando como valor máximo para cortante estático y dinámico SY 1.49% y 1.32% respectivamente para el nivel +N5.90, pudiendo comprobar así el correcto desempeño de los muros de corte.

- Se concluyó que con muros de corte los porcentajes de acero en vigas disminuyeron considerablemente a 11.7 cm<sup>2</sup>, siendo evidente que el efecto de torsión y altas derivas exigía a la edificación mayores cuantías de acero.
- Del segundo reforzamiento a nivel local con implementación de un encamisado de acero para columnas utilizando ángulos y platinas, se concluyó que a pesar de haber sido controlado las derivas, las mismas seguían presentando una capacidad muy baja, por tanto, una vez establecido el reforzamiento, las columnas presentan un rango de interacción menores a 0.5, siendo valores adecuados para la relación de demanda/capacidad.
- Del Análisis No lineal de la estructura reforzada se determinó que el nivel de desempeño aumenta notablemente, presentando un nivel de seguridad de vida para un sismo de ocupación especial, comprobando que el reforzamiento trabaja de manera eficiente, cumpliendo así los objetivos de Visión 2000.
- Se puede concluir que el periodo de vibración fundamental obtenido por el modelo analítico de la estructura actual, es decir utilizando el software Etabs es un 76% mayor que el obtenido por las fórmulas empíricas utilizando vibración ambiental y el modelo reforzado un 54% mayor, siendo importante recalcar que el periodo calculado por el Etabs es mucho más exacto ya que el mismo considera todas las características de la edificación, tanto como su geometría, rigidez y sus masas.
- Considerando el criterio de H/T se determinó en base a los periodos de vibración de la estructura en su estado actual se clasifica la estructura con un índice de rigidez flexible y un daño moderado; mientras que para la estructura reforzada presenta un índice de rigidez normal entre un daño leve y moderado.

## 4.2 Recomendaciones

- Los ensayos deben utilizar equipos que sean correctamente calibrados y que su mantenimiento sea constante para evitar datos erróneos; de igual forma, utilizar equipo de protección con el fin de salvaguardar la integridad de la persona.
- Se debe considerar los resultados obtenidos en la evaluación cualitativa como un análisis superficial, ya que este método presenta muchas deficiencias.
- Se recomienda que, para la implementación de los reforzamientos, sean considerados los requisitos de construcción para los elementos estructurales o basarse en alguna normativa, donde cubra los parámetros de resistencia de hormigón, aplicación de diferentes epóxicos, con el fin de permitir la correcta adherencia entre hormigones y un adecuado comportamiento estructural.
- Considerar estudios similares para otras edificaciones de la institución, y obtener así el estado actual de todas las facultades que conforman la Universidad Técnica de Ambato.
- Contemplar otras alternativas de reforzamiento que puedan ser más factibles, eficientes y/o económicas, debido a que algunas técnicas pueden representar un cierto nivel de dificultad constructivo.
- Se recomienda que el reforzamiento aplicado en estructuras debe contemplar el apartado arquitectónico, siendo que los mismos no deben obstaculizar puertas de entrada o salida y evitar en su medida ser intervenciones muy invasivas para la estructura.
- Realizar mediciones de vibraciones ambientales con acelerómetros para comprobar los resultados obtenido por los formulas empíricas y los análisis lineales.
- Se debe tener claro los niveles de desempeño de las estructuras estudiadas y tomar medidas preventivas y acciones, ya que la zona de Ambato es de alto riesgo sísmico y las amenazas son muy altas, por tanto, es importante analizar la rápida implementación de estos reforzamientos en las estructuras.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] C. Caicedo, A. H. Barbat, J. A. Canas, and R. Aguiar, “Vulnerabilidad sísmica de edificios,” 1994.
- [2] Ó. Ortiz, “Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador,” 2013.
- [3] R. Ayala, A. Delgadillo, and C. Ferrer, “Amenaza sísmica en Latinoamérica,” *Rev. Geogr. Venez.*, 2017.
- [4] Quizhpilema Alexandra, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la facultad de ingeniería de la universidad central del ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015),” 2017.
- [5] F. P. Cobos, “Estudios de peligro sísmico determinista para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi,” 2017.
- [6] G. Montalvo, “Análisis Cuantitativo y Cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi,” 2019.
- [7] MIDUVI, CAMICON, EPN, and USFQ, *NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. 2015, p. 148.
- [8] O. Cardona, “Enfoque Metodologico Para La Evaluacion De La Amenaza La Vulnerabilidad Y El Riesgo Sismico,” *Rev. Ing. Sísmica*, no. 37, p. 31, 1989.
- [9] SGR, MIDUVI, PNUD, and ECHO, “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,” 2016.
- [10] P. D. Quinde Martínez and E. Reinoso Angulo, “Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca,” *Rev. Ing. Sísmica*, 2016.
- [11] J. Benjamín and S. Lockhart, “Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente,” *Cienc. Y Soc. Vol. XXXVI*, 2011.

- [12] R. J. Purca, “Resumen: Atc-40 Cap. 8 Procedimiento De Analisis Estático No Lineal,” p. 15, 2015.
- [13] B. Lizundia et al., Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A Handbook FEMA P-154. 2014.
- [14] V. Vasconez, “Análisis del método modal Pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato,” 2011.
- [15] G. Orellana and J. Parra, Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporricado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015). 2017.
- [16] C. A. 318, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14), vol. 10, no. SUPPL. 1. 1984.
- [17] N. Lantada Zarzosa, “Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona.,” no. Volumen I, pp. 1–339, 2009.
- [18] ATC, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC, no. June, 2005.
- [19] A. Luna, “Evaluación de los niveles de desempeño en estructuras existentes mediante el uso de un espectro determinista obtenido a partir de un estudio de peligro sísmico en el sector la floresta ii, cantón Ambato, provincia de Tungurahua.,” p. 116, 2017.
- [20] R. L. D. Bonnet, “Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda,” pp. 47–98, 1997.
- [21] C. González, “Análisis Estático No Lineal (Pushover) de estructura aporricada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10),” 2017.
- [22] A. Núñez, “Diseño por Desempeño de un edificio de hormigón armado utilizando el método de Análisis Tiempo-Historia,” 2017.
- [23] R. M. Gonzáles, Metodología para la evaluación del riesgo sísmico. 2006.

- [24] J. Martinez, “Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica utilizando Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño para Algunas Tipologías Estructurales de Hormigón Armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos,” p. 53, 2012.
- [25] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” *Obras y Proy.*, no. 23, pp. 63–77, 2018.
- [26] Applied Technology Council, “ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Redwood City California,” *Seism. Saf. commisionion*, vol. 1, no. November 1996, p. 334, 1996.
- [27] R. L. Bonett Díaz, “Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño,” *Vulnerabilidad y riesgo sísmico Edif. Apl. a entornos urbanos en Zo. amenaza alta y moderada*, pp. 99–130, 2003.
- [28] K. E. F. Rodríguez, “Estudio Del Peligro Sísmico Determinista Para El Sector De Celiano Monge Del Cantón Ambato,” *Society*, vol. 15, no. 2, pp. 14–18, 2018.
- [29] S. Polanco, A. Enrique, T. Figueredo, and M. Gabriela, “Evaluación de los efectos de las vibraciones en los niveles de servicio de sistemas estructurales de acero sometidos a la actividad humana,” 2017.
- [30] T. M. Murray, D. E. Allen, and E. E. Ungar, *Floor vibrations due to human activity Steel Desing Guide Series 11*. 2003.
- [31] Morales Granados Guillermo, “Análisis y evaluación comparativa de entrespisos metálicos ante vibraciones generadas por cargas de servicio Resumen,” 2010.
- [32] A. R. Nayra Choque, “Reforzamiento Estructural De Edificaciones Familiares Para El Uso De Entidades Financieras - Caso Caja Arequipa - Puno,” pp. 1–383, 2017.
- [33] B. Lizundia, W. T. Holmes, K. Cobeen, J. Malley, and H. S. Lew, “Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings,” *8th US Natl. Conf. Earthq. Eng.* 2006, vol. 6, pp. 3646–3656, 2006.

- [34] PCER, “Rehabilitación Sísmica de Estructuras,” pp. 332–379.
- [35] E. Raigosa, “Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales.”
- [36] L. Aguilar, “Evaluación estructural mediante el FMEA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento en la Institución Honrar la Vida del DQM,” 2015.
- [37] Daniel Maldonado, “Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono,” 2013.
- [38] A. Arias, “Escuela Politécnica Nacional Facultad De Ingeniería Civil Y Ambiental Diseño De Un Sistema De Reforzamiento Estructural Para El Edificio De La Facultad De Ingeniería Civil Y Ambiental De La Escuela Politécnica Nacional Proyecto Previo a La Obtención Del T,” p. 236 + Amexos, 2015.
- [39] NEC, “Guía prácticas para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,” Estructuras de acero, vol. 1, p. 52, 2015.
- [40] E. Freyssinet, “Reparación y refuerzo frente a sismo de edificios existentes.”
- [41] J. S. Carransa Ruiz and E. J. M. Calderon Correa, “Reforzamiento de una Estructura Aporticada con Disipadores de Fluido Viscoso Para un Mercado en la Ciudad de Trujillo,” p. 96, 2015.
- [42] S. Guillermo La Torre, Aldo ; Silva Tupac Yupanqui, “Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel,” p. 169, 2020.
- [43] N. M. I. Nathalie, “Obtención de correlaciones para determinar la Resistencia a la compresión y Módulo de rotura del hormigón mediante Ensayos Esclerométricos.,” 2019.
- [44] F. Calle Ochoa, “Evaluación Correcta Del Hormigón Mediante Ensayos Esclerométricos,” p. 46, 2016.



- [45] American Society of Testing Materials, “Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete C 805,” *Concrete*, pp. 1–3, 2002.
- [46] Inen-689, Norma Técnica Mecánica de Suelos Ensayo de Penetracion Estandar. 1982.
- [47] B. Kirar, B. K. Maheshwari, and P. Muley, “Correlation Between Shear Wave Velocity (Vs) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region,” *Int. J. Geosynth. Gr. Eng.*, vol. 2, no. 1, pp. 1–11, 2016.
- [48] NEC-SE-HM, “Norma Ecuatoriana De La Construccion - Estructuras De Hormigon Armado,” vol. 1, p. 31, 2015.
- [49] Asociación Latinoamericana del Acero, “Especificación para Construcciones de Acero,” *Am. Inst. Steel Constr.*, pp. 3–308, 2016.
- [50] F. Espinoza Barreras, L. G. (Luis G. Pujades, J. A. (José A. Canas, and C. i P. de B. Escola Tècnica Superior d’Enginyers de Camins, “Determinación de características dinámicas de estructuras,” TDX (Tesis Dr. en Xarxa), 1999.
- [51] L. C. Esquivel and V. Schmidt, “Mediciones de Vibraciones Ambientales en Tres Edificios de Concreto Reforzado de 28, 11 y 6 pisos,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 103, no. 95, pp. 81–103, 2016.