



**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 ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO  
DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA DE LA  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE  
VIBRACIONES”**

---

**AUTOR:** Edwin Humberto Laura Guerrero

**TUTOR:** Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

**AMBATO – ECUADOR**

**JUNIO – 2022**

## CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, elaborado por el **Sr, Edwin Humberto Laura Guerrero**, portador de la cédula de ciudadanía C.I. 1804466264, 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, Junio 2022

---

**Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera**  
**TUTOR**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

Yo, Edwin Humberto Laura Guerrero con C. I: 1804466264, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente trabajo experimental con el tema: **ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**, así como también los gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Junio 2022



---

**Edwin Humberto Laura Guerrero**

**C. I: 1804466264**

**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 procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimonial 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, Junio 2022**



---

**Edwin Humberto Laura Guerrero**

**C. I: 1804466264**

**AUTOR**



## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Edwin Humberto Laura Guerrero de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Junio 2022

Para constancia firman:

---

**Ing. Milton Rodrigo Aldas Sánchez PhD.**

**Miembro Calificador**

---

**Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera**

**Miembro Calificador**

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo de grado a mis padres, hermanos y familiares, sin olvidarme de mis amigos que estuvieron apoyándome y dándome ánimos para seguir adelante durante la carrera, mi hijo Sahito Laura que fue un flujo constante en mi vida, hijo lo logramos.

Gracias Mami y Papi lo hicimos lo hicimos...

## AGRADECIMIENTO

Agradecido con Dios, porque seguimos aquí en lo que llamamos vida y dándonos la felicidad de ver a las personas que nos rodean y son incondicionales en nuestra vida.

Agradecido con mis padres que estuvieron dándome apoyo incondicional y mis hermanos.

Mis tíos, aunque, lejos estuvieron ahí dándome ánimos para no rendirme.

Que fuese de la vida sin el amor gracias Lily Rodríguez se la debo bastante.

Gracias Cynti de verdad muchas gracias, fuiste parte de un pedacito de mi vida junto a Monse, la vida sigue.

Gracias a los borrachos de mis amigos Vladi, Hernán, Lila Gordo, David, Lyz, Gucho y Padre Almedia, ah cierto y ese mal amigo Mario, vamos ahí jóvenes. Gracias

Gracias a los que forman parte de mi vida profesional Ing. Víctor Hugo Gavilanes quien me dio la mano para empezar en esta profesión llamada INGENIERA CIVIL un Dios le pague grandísimo.

Inge Iván Cáceres quien se va a olvidar de usted gracias por brindar su amistad.

Compañeros del trabajo Angelita, Sebas, Álvaro, Miguel, Inge Darwin, Klever y Adán, gracias por todo en verdad muchas gracias.

Gracias al Ing. Carlos Navarro por los conocimientos impartidos, asesoría y por todo el tiempo brindado para poder desarrollar el presente trabajo de titulación.

## ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN .....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR .....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	v
DEDICATORIA .....	vi
AGRADECIMIENTO .....	vii
ÍNDICE GENERAL .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes de la investigación .....	1
1.2. Justificación del proyecto.....	4
1.3. Fundamentación teórica .....	5
1.3.1. Vulnerabilidad de edificios .....	5
1.3.2. Amenaza y vulnerabilidad sísmica.....	6
1.3.3. Efecto del sitio .....	6
1.3.4. Respuesta de las estructuras ante la acción sísmica.....	6
1.3.5. Instrumentación empleada para el monitoreo de estructuras .....	7
1.3.5.1. Acelerómetro.....	8
1.3.5.2. Deformímetros .....	9
1.3.6. Comportamiento de los materiales de la estructura .....	9
1.3.7. Metodologías de análisis de vulnerabilidad sísmica .....	9
1.3.7.1. Análisis cualitativo.....	10

1.3.7.2. Análisis cuantitativo.....	19
1.3.7.2.1. Modelos Constitutivos de los Materiales .....	20
1.3.7.2.2. Ductilidad en elementos de la estructura .....	21
1.3.7.2.3. Capacidad.....	24
1.3.7.2.4. Demanda .....	25
1.3.7.3. Capacidad.....	28
1.3.7.3.1. Método de comportamiento del hormigón.....	28
1.4. Hipótesis.....	29
1.5. Objetivos .....	29
1.5.1. Objetivo general .....	29
1.5.2. Objetivos específicos .....	29
<b>CAPÍTULO II .....</b>	<b>31</b>
<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>31</b>
2.1. Materiales y Equipos.....	31
2.1.1. Materiales.....	31
2.1.2. Equipos.....	31
2.1.2.1. Etabs 2016 v16.0.1 .....	31
2.1.2.2. Martillo Esclerométrico .....	31
2.1.2.3. Ensayo de penetración estándar .....	32
2.2. Métodos.....	32
2.3. Población.....	33
2.3.1.1.1. Ubicación .....	36
2.3.1.1.2. Características de la estructura.....	37
2.4. Plan de recolección de datos .....	38
2.4.1. Plan de procesamiento y análisis de información .....	38
2.4.2. Recolección de datos.....	39
2.4.2.1. Estudio de materiales .....	39

2.4.2.2. Resistencia a la compresión del hormigón.....	39
2.4.3. Acero de refuerzo de elementos estructurales.....	42
2.4.3.1. Vigas .....	42
2.4.3.1.1. Control de cuantía .....	42
2.4.3.1.2. Columnas .....	44
2.4.3.2. Cargas gravitacionales .....	46
2.4.3.2.1. Peso propio de paredes.....	46
2.4.3.2.2. Peso adicional de la losa .....	46
2.4.3.2.3. Cargas vivas .....	47
2.4.3.2.4. Carga sísmica .....	48
CAPÍTULO III.....	50
3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	50
3.1. Análisis lineal de la estructura en condición actual .....	50
3.1.1. Definición de Materiales .....	50
3.1.2. Definición de secciones.....	50
3.1.3. Definición del Espectro de respuesta sísmica .....	51
3.1.4. Definición del cortante basal estático .....	53
3.1.5. Asignación de cargas .....	54
3.2. Análisis método cuantitativo.....	54
3.2.1. Periodo de vibración .....	55
3.2.2. Torsión en Planta .....	56
3.2.3. Masa Acumulada.....	58
3.2.4. Validación del Análisis Dinámico .....	58
3.2.5. Derivas de piso.....	61
3.2.5.1. Derivas por cortante estático.....	61
3.2.5.2. Derivas por cortante dinámico .....	62
3.2.6. Chequeo de elementos estructurales .....	63

3.2.6.1. Chequeo a flexión .....	64
3.2.6.2. Comprobación de requerimientos del acero.....	66
3.2.6.3. Chequeo a corte.....	67
3.2.6.4. Chequeo de torsión.....	68
3.2.7. Análisis de columnas .....	69
3.2.7.1. Chequeo a Flexo – Compresión .....	69
3.2.7.2. Chequeo Demanda / Capacidad .....	71
3.2.7.3. Diagrama de Interacción .....	72
3.2.8. Análisis Estático no lineal.....	75
3.2.8.1. Modelos de comportamiento de los materiales.....	75
3.2.8.2. Asignación de Rotulas Plásticas.....	76
3.2.8.2.1. Rotulas plásticas para vigas .....	76
3.2.8.2.2. Rotula plástica para columnas.....	77
3.2.8.3. Carga gravitacional no lineal (CGNL).....	78
3.2.8.4. Carga lateral no lineal .....	79
3.2.8.5. Niveles de amenaza sísmica.....	82
3.2.9. Resultados del análisis estático no lineal – Pushover .....	83
3.2.9.1. Formación de rotulas plásticas .....	83
3.2.9.2. Curva de capacidad .....	87
3.2.9.3. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	88
3.2.9.4. Punto de desempeño.....	90
3.2.9.4.1. Punto de desempeño dirección X.....	90
3.2.9.4.2. Punto de desempeño dirección Y.....	93
3.2.9.5. Evaluación del desempeño sísmico.....	95
3.2.9.5.1. Dirección X .....	96
3.2.9.5.2. Dirección Y .....	97
3.3. Propuesta de reforzamiento estructural.....	98

3.3.1. Análisis de resultados.....	100
3.3.2. Chequeo de elementos estructurales con el reforzamiento.....	107
3.3.2.1. Chequeo a flexión .....	107
3.3.2.2. Comprobación de requerimiento de acero .....	109
3.3.2.3. Análisis de columnas.....	112
3.3.2.4. Análisis estático no lineal con la implementación del Reforzamiento. .....	113
3.3.2.5. Curva de capacidad .....	113
3.3.2.6. Curva de Capacidad .....	113
3.3.2.7. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	114
3.3.2.8. Punto de desempeño.....	116
3.3.2.9. Evaluación del desempeño sísmico.....	116
CAPÍTULO IV.....	120
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	120
4.1. Conclusiones .....	120
4.2. Recomendaciones.....	121
Bibliografía .....	122
Anexos .....	126



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resumen de actividades y subactividades .....	7
Tabla 2: Tipología de construcción.....	14
Tabla 3: Tipología empleada para sistemas estructurales .....	16
Tabla 4: Matriz de puntuación para el formulario de recopilación de datos.....	17
Tabla 5: Puntajes para modificadores .....	18
Tabla 6: Niveles de amenaza.....	25
Tabla 7: Especificaciones técnicas Esclerométrico.....	31
Tabla 8 Coordinadas de la Edificación.....	37
Tabla 9: Descripción de alturas y usos.....	37
Tabla 10: Secciones y acero de refuerzo.....	45
Tabla 11: Peso propio de paredes .....	46
Tabla 12: Cuantificación del peso de la losa.....	46
Tabla 13: Resumen de adicional de carga muerta por piso.....	47
Tabla 14: Carga viva para educativas .....	47
Tabla 15: Factores de carga sísmica y de configuración estructural.....	48
Tabla 16: Secciones y áreas de aceros de vigas y columnas.....	50
Tabla 17: Coeficientes de amplificación del suelo .....	51
Tabla 18: Coeficientes de amplificación de suelo.....	52
Tabla 19: Período fundamental método 2 .....	55
Tabla 20: Verificación del periodo fundamental de la estructura .....	56
Tabla 21: Factores de participación .....	56
Tabla 22: Masa Acumulada .....	58
Tabla 23: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 .....	59
Tabla 24: Derivas Inelásticas por cortante estático.....	61
Tabla 25: Derivas Inelásticas por cortante dinámico .....	62
Tabla 26: Momento de Diseño y refuerzo por momento .....	65
Tabla 27: Resumen de diseño a corte.....	67
Tabla 28: Resultados de torsión .....	69
Tabla 29: Resumen de diseño de columna.....	70
Tabla 30: Casos de cargas actuantes en columna.....	73
Tabla 31: Niveles de amenaza sísmica.....	82
Tabla 32: Rótulas plásticas en dirección X.....	83

Tabla 33: Rótulas plásticas en dirección Y .....	85
Tabla 34: Puntos de desempeño en la dirección X .....	90
Tabla 35: Puntos de desempeño en la dirección Y .....	93
Tabla 36: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X .....	96
Tabla 37: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y .....	97
Tabla 38: Geometría de Muros .....	98
Tabla 39: Período fundamental - Estructura reforzada .....	100
Tabla 40: Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada.....	101
Tabla 41: Factores de participación - Torsión en planta.....	101
Tabla 42: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 .....	103
Tabla 43: Derivas Inelásticas por cortante estático.....	105
Tabla 44: Derivas Inelásticas por cortante dinámico .....	106
Tabla 45: Momento de Diseño y refuerzo por momento .....	109
Tabla 46: Resumen de diseño a corte.....	110
Tabla 47: Resultados de torsión .....	112
Tabla 48: Puntos de desempeño en la dirección X .....	116
Tabla 49: Puntos de desempeño en la dirección Y .....	116
Tabla 50: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X .....	117
Tabla 51: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y .....	118

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ficha de evaluación FEMA 154 .....	11
Figura 2: Ficha de evaluación .....	12
Figura 3: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	13
Figura 4: Modelo PUSHOVER.....	20
Figura 5: Modelo de Park.....	21
Figura 6: Diagrama ductilidad – deformación .....	21
Figura 7: Parámetros de modelamiento no lineal.....	22
Figura 8: Parámetros de modelamiento no lineal.....	23
Figura 9: Curva de capacidad.....	24
Figura 10: Espectro de capacidad .....	25
Figura 11: Espectro de respuesta .....	26
Figura 12: Conversión de la curva de demanda .....	28
Figura 13: Diagrama de momento curvatura .....	29
Figura 14: Subsuelo N+0.00 .....	34
Figura 15: Planta baja .....	34
Figura 16: Segunda Planta .....	35
Figura 17: Tercera planta .....	35
Figura 18: Cuarta planta.....	36
Figura 19: Ubicación de la estructura .....	36
Figura 20: Ensayo con el martillo Esclerométrico.....	39
Figura 21: Esclerometrico viga y columna segundo piso eje 3.....	40
Figura 22: Esclerometrico viga y columna cuarto piso eje 1 .....	40
Figura 23: Esclerometrico losa cuarto piso eje 1 .....	41
Figura 24: Esclerometrico losa tercer piso eje C-4 .....	41
Figura 25: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	42
Figura 26: Tipos de Paredes .....	46
Figura 27: Espectro de Respuesta .....	49
Figura 28: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 .....	52
Figura 29: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015 dirección X .....	53
Figura 30: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015 dirección Y .....	53
Figura 31: Información de estado de cargas .....	54
Figura 32: Primer modo de vibración .....	57

Figura 33: Segundo modo de vibración .....	57
Figura 34: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección X .....	59
Figura 35: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección Y .....	60
Figura 36: Derivas Inelásticas por cortante estático .....	62
Figura 37: Derivas Inelásticas por cortante dinámico.....	63
Figura 38: Acero en vigas del pórtico del eje C y del piso N + 3.20 más demandados .....	64
Figura 39: Cuantía de acero en las vigas.....	67
Figura 40: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm <sup>2</sup> .....	69
Figura 41: Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión .....	70
Figura 42: Demanda / Capacidad Eje 5.....	71
Figura 43: Demanda / Capacidad Eje 5.....	72
Figura 44: Sección de columna típica .....	72
Figura 45: Diagrama de Interacción Dirección eje X .....	74
Figura 46: Diagrama de Interacción Dirección eje Y .....	74
Figura 47: Modelo esfuerzo – deformación del concreto. Modelo de Mander.....	75
Figura 48: Modelo esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park) .....	76
Figura 49: Asignación de rótulas plásticas en vigas .....	77
Figura 50: Asignación de rótulas plásticas en columnas .....	78
Figura 51: Carga gravitacional no lineal.....	79
Figura 52: Asignación de Pushover dirección X.....	80
Figura 53: Control de aplicación de la carga dirección X.....	80
Figura 54: Asignación de Pushover sentido Y.....	81
Figura 55: Control de aplicación de la carga sentido Y.....	81
Figura 56: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica ..	82
Figura 57: Formación de rótulas dirección X, paso 3 .....	84
Figura 58: Formación de rótulas dirección X, paso 7 .....	84
Figura 59: Formación de rótulas dirección X, paso 13 .....	85
Figura 60: Formación de rótulas dirección Y, paso 3 .....	86
Figura 61: Formación de rótulas dirección Y, paso 6 .....	86
Figura 62: Formación de rótulas dirección Y, paso 12 .....	87
Figura 63: Curva de capacidad de la edificación .....	88
Figura 64: Representación bilineal de la curva de capacidad .....	88

Figura 65: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X.....	89
Figura 66: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y.....	89
Figura 67: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X. ....	91
Figura 68: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X.....	91
Figura 69: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X.....	92
Figura 70: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X.....	92
Figura 71: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y.....	93
Figura 72: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Sentido Y.....	94
Figura 73: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y.....	94
Figura 74: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y.....	95
Figura 75: Sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad.....	95
Figura 76: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440.....	96
Figura 77: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440.....	97
Figura 78: Ubicación de muros.....	99
Figura 79: Modelo en 3D de la distribución de muros.....	100
Figura 80: Primer modo de vibración.....	102
Figura 81: Segundo modo de vibración.....	102
Figura 82: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección X.....	104
Figura 83: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección Y.....	104
Figura 84: Derivas Inelásticas por cortante estático.....	106
Figura 85: Derivas Inelásticas por cortante dinámico.....	107
Figura 86: Acero en vigas en el nivel N + 6.40.....	108
Figura 87: Acero en vigas en el nivel N + 6.40.....	108
Figura 88: Cuantía de acero en las vigas.....	110
Figura 89: Demanda / Capacidad Pórtico del eje 3.....	112
Figura 90: Demanda / Capacidad Pórtico del eje B.....	113
Figura 91: Curva de capacidad Estructura reforzada.....	114
Figura 92: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X.....	115
Figura 93: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y.....	115
Figura 94: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440.....	117
Figura 95: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440.....	118

## RESUMEN

Para determinar el desempeño sísmico de la estructura en estado actual se realizó un análisis de vulnerabilidad aplicando un método cualitativo y cuantitativo.

En el análisis de vulnerabilidad del método cualitativo se utilizó la técnica de la inspección visual rápida descrita por FEMA 154 y la NEC 2015 tomando en cuenta las características más relevantes de la estructura, el tipo de sistema estructural, las irregularidades en planta y elevación, el año y el código de construcción, presentando un grado de vulnerabilidad alto según Fema 154 y un grado de vulnerabilidad bajo de acuerdo a la NEC 2015. En el análisis cuantitativo, se realizó un análisis lineal para conocer el comportamiento estructural, donde se demostró que no cumplen con la norma NEC 2015, posteriormente se realizó un análisis estático no lineal con las metodologías del ATC-40 y FEMA-440 y donde se comprobó que la estructura no tiene la suficiente capacidad para alcanzar el nivel de desempeño esperado de acuerdo a la NEC 2015.

Con los resultados de las dos metodologías, se propuso el reforzamiento a nivel global con muros de corte y a nivel local con encamisados de acero para vigas y columnas con la finalidad que garantice el cumplimiento de los niveles de desempeño. Por último, se realizó una comparación de los periodos de vibración obtenido por los métodos de la NEC-SE-DS y el periodo obtenido por las fórmulas empíricas a base de estudios de vibración ambiental, para relacionar el grado de vulnerabilidad de la estructura con los periodos de vibración.

**Palabras claves:** Desempeño sísmico, Evaluación, Vulnerabilidad, Métodos de evaluación, Reforzamiento.

## ABSTRACT

To determine the seismic performance of the structure in its current state, a vulnerability analysis was performed by applying a qualitative and quantitative method.

In the vulnerability analysis of the qualitative method, the rapid visual inspection technique described by FEMA 154 and NEC 2015 was used, taking into account the most relevant characteristics of the structure, the type of structural system, irregularities in plan and elevation, year and construction code, presenting a high vulnerability degree according to Fema 154 and a low vulnerability degree according to NEC 2015. In the quantitative analysis, a linear analysis was performed to know the structural behavior, where it was shown that they do not comply with the NEC 2015 standard, subsequently a non-linear static analysis was performed with the ATC-40 and FEMA-440 methodologies and where it was proven that the structure does not have enough capacity to reach the expected performance level according to the NEC 2015.

With the results of the two methodologies, it was proposed the reinforcement at a global level with shear walls and at a local level with steel jacketing for beams and columns in order to ensure compliance with the performance levels. Finally, a comparison was made between the vibration periods obtained by the NEC-SE-DS methods and the period obtained by the empirical formulas based on environmental vibration studies, in order to relate the degree of vulnerability of the structure with the vibration periods.

**Keywords:** Seismic performance, Assessment, Vulnerability, Evaluation methods, Reinforcement, Evaluation assessment, Strengthening.

# CAPÍTULO I

## MARCO TEÓRICO

### 1.1. Antecedentes de la investigación

Uno de los principales problemas que presenta el continente americano son las grandes cifras relacionadas con la sismicidad. Esta situación se debe a que el continente americano se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica. Por ello, se le ha dado un gran nivel de importancia a los estudios relacionados con la vulnerabilidad de estructura. Entrando en el contexto ecuatoriano, de acuerdo con datos del Instituto Geofísico de la EPN, el Ecuador presenta una gran cantidad de construcciones irregulares, mismas que representan un gran peligro para sus habitantes. [1]

Esta situación es similar en diferentes países del continente, razón que ha motivado a la creación de diferentes manuales enfocados en conocer la vulnerabilidad de una estructura ante los eventos sísmicos que puedan presentarse mediante la realización de chequeos visuales. Dentro de las principales instituciones que se dedican al desarrollo de estos chequeos se puede mencionar a la Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA por sus siglas en inglés). Nuevamente analizando el contexto ecuatoriano, mediante la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR) y el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) se ha desarrollado un manual que permite la evaluación y rehabilitación de estructuras afectadas por eventos sísmicos. Este manual se encuentra debidamente establecido dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, mismo que permite determinar las vulnerabilidades de una edificación ante eventos sísmicos. [2]

Dentro del análisis de sismicidad a edificaciones se presentan diferentes métodos que permiten su correcta evaluación y aplicación para una gran cantidad de edificaciones. Dentro de este análisis se emplean métodos espectrales, mismos que emplean códigos que aseguran la ductilidad dentro del comportamiento de la estructura analizada, esto tomando en consideración que las estructuras pueden sufrir deformaciones plásticas al momento de presentarse un aspecto sísmico. [3]

Es así que dentro de los métodos de análisis empleados para la evaluación de sismicidad de un edificio se encuentra el método PUSHOVER, mismo que permite



determinar la resistencia sísmica en conjunto con el espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad. Es decir, este método permite evaluar el comportamiento y la capacidad de los elementos estructurales que se encuentran sometidos a eventos sísmicos, siendo altamente recomendado por diferentes instituciones y organismos a nivel mundial, siendo aplicado en diferentes países e incorporado en diferentes códigos de diseño sísmico a nivel mundial. [3]

Dentro de este trabajo investigativo se pueden mencionar diferentes estudios realizados a nivel mundial, mismos que se enfocan en el análisis sísmico de edificaciones, mismas que tienen diferentes características. Estos estudios han sido vitales para hallar el punto del desempeño, desplazamiento, esfuerzo cortante, nodos de deformación y otros factores dentro del análisis de los edificios.

En primera instancia se puede mencionar el trabajo realizado por Ramírez, mismo que se enfoca en realizar una estimación de la capacidad sismorresistente en edificaciones de concreto armado modeladas con acero comercial mediante la aplicación de un análisis estático no lineal PUSHOVER. La autora menciona que el modelado del comportamiento de una estructura ante los diferentes eventos sísmicos que pueden presentarse es un aspecto de gran complejidad. La determinación precisa de la respuesta de las estructuras ante la acción de estos eventos requiere de técnicas de análisis que permitan incorporar la variación en el tiempo de las propiedades inelásticas de los materiales y determinar la historia de las respuestas. [4]

La investigación citada se enfoca en estimar la capacidad sismorresistente para edificaciones de concreto armado mediante la aplicación del Método de Análisis Estático No Lineal “Pushover”, motivado a que representa un análisis más acertado del comportamiento de las estructuras, que permite en la mayoría de los casos, disminuir o eliminar costos de rehabilitación estructural. Los principales resultados de la investigación mencionan que el análisis PUSHOVER se puede considerar como una de las alternativas de mayor viabilidad al momento de analizar el desempeño de una estructura. Las principales ventajas que presenta este análisis radican en la simplicidad y la capacidad que tiene el análisis al momento de estimar las deformaciones de los diferentes componentes que presenta el edificio como tal. [4]

Para lograr la estimación de la capacidad sismorresistente de una estructura de concreto, se debe tomar en cuenta dentro del comportamiento inelástico del material a la presencia de modos de fallo en el mismo, como consecuencia directa del modelado de la estructura. Esta situación se puede conocer por medio del uso de software especializado para dicha cuestión. [4]

Entrando de lleno en el contexto nacional, se puede tomar en consideración a la investigación realizada por Gallardo, en donde se realiza un análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial bloque 2 mediante la medición de vibraciones. El autor menciona que, en el país, la NEC 2015 establece un formulario de inspección visual rápida para un análisis cualitativo de estructuras basado del propuesto por FEMA 154, cuyo objetivo fundamental es determinar la vulnerabilidad sísmica que presentan las construcciones. Es así como el trabajo de investigación mencionado se realiza un análisis mediante el uso de dos metodologías, obteniendo una variación en los resultados. Para el análisis realizado por FEMA 154, la estructura analizada presentó un alto nivel de vulnerabilidad sísmica, mientras que por el método establecido en la NEC 2015 se obtuvo un nivel medio de vulnerabilidad sísmica, correspondiente a la irregularidad en elevación y la presencia de columnas cortas. [5]

Por otra parte, dentro del trabajo de investigación realizado por Orellana y Parra se abordó la evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado tomando en consideración a la NEC 2015. El trabajo se basa en los sucesos del 2016, año en el que ocurrió un terremoto que sacudió al territorio nacional, afectando en mayor medida a la provincia de Manabí. El trabajo citado evalúa la respuesta sísmica por desempeño de un edificio esencial aporticado de hormigón armado típico de la ciudad de Cuenca en años pasados, mediante el análisis estático no lineal (AENL) y análisis dinámico no lineal (ADNL) empleando el programa SAP 2000, según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, NEC-SEDS). [6]

En primer lugar, el modelo del edificio se obtuvo mediante condiciones desfavorables de construcciones pasadas, para luego obtener la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño mediante las metodologías FEMA 440 (equivalent linearization) y ATC 40 (capacity spectrum method). Finalmente, se realizó el ADNL simulando

detalladamente el comportamiento del edificio. Como resultado se obtuvo los desplazamientos máximos mediante cada metodología, se comparó la semejanza entre ellos, y se verificó que las derivas están dentro del límite permisible. De los análisis se concluye que, si bien el edificio no colapsó, este no cumple con el nivel de desempeño sísmico para una estructura esencial, ya que todas las vigas colapsaron ante los estados límites que se presentaron, quedando incapaz de seguir en funcionamiento. [6]

## **1.2. Justificación del proyecto**

Como se mencionó en apartados anteriores, el Ecuador se encuentra ubicado en una zona con altos niveles de actividad sísmica, dada la presencia del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”. Otro aspecto a considerar y que resulta importante es la alta densidad poblacional con la que cuenta el país y la región, situación que puede generar grandes pérdidas en este contexto. [7]

Al ser considerado como un país con altos niveles de sismicidad, es importante que se realicen constantemente investigaciones enfocadas en conocer los aspectos relacionados con la resistencia sísmica de una edificación. Es así como el presente estudio se enfoca al análisis de edificaciones que pueden ser vulnerables frente a eventos sísmicos. El edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría de la Universidad Técnica de Ambato, al ser un edificio destinado a estudiantes, debe estar en la capacidad de responder adecuadamente ante un evento de este tipo, precautelando la vida de las personas que estén dentro de la edificación.

Es importante mencionar que muchas edificaciones de la ciudad de Ambato fueron construidas hace muchos años atrás, por tal motivo, estas no cumplen con las normas y parámetros establecidos dentro de la NEC 2015. Esta situación hace necesaria la realización de estudios de vulnerabilidad sísmica para edificaciones que hayan sido construidas antes de la aprobación y aplicación de la norma, permitiendo así obtener mejor información sobre la resistencia sísmica de este tipo de edificaciones.

Uno de los métodos que se puede emplear para analizar la vulnerabilidad sísmica de una estructura es el método cualitativo, mismo que fue planteado dentro de la FEMA 154. Este método se basa en matrices que permiten verificar las diferentes condiciones estructurales que se pueden presentar. [8] Se puede emplear también un acelerómetro para determinar la vulnerabilidad sísmica de un elemento. [9]

Es importante mencionar también que los datos obtenidos mediante este trabajo serán de mucha ayuda como fuente de consulta para profesionales enfocados en la mitigación de los riesgos sísmicos que pueden presentarse como tal, siendo datos que permitirán conocer cuál es el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos.

### **1.3. Fundamentación teórica**

#### **1.3.1. Vulnerabilidad de edificios**

La vulnerabilidad de edificios se considera como una propiedad relativa para los sistemas, siendo directamente proporcional al nivel de la amenaza a la que está expuesta la edificación y a la posible respuesta que puede tener este ante dichas amenazas. La vulnerabilidad sísmica es uno de los principales aspectos que se analizan al momento de comprobar el estado de un edificio, puesto que este parámetro permite conocer a profundidad la resistencia que tendrá el mismo ante un evento sísmico como tal. [10]

Para la realización de una evaluación de vulnerabilidad es necesaria la verificación de las características de la estructura por medio de visitas de inspección. Este tipo de características pueden agruparse en tres grupos, que son los siguientes:

- Antecedentes: Hacen referencia a la información general de la estructura, en donde se abordan parámetros como sistema estructural, materiales, geometría de los elementos, año de construcción y si amerita los daños previos por los que llevaron a la investigación. [5]
- Registros previos: Se relacionan con los planos originales de la estructura, incluidas las modificaciones realizadas a la misma. [5]
- Entorno social: Se relaciona con el nivel de importancia que tiene que tiene la infraestructura para la sociedad, es decir, el uso que va a tener la edificación a futuro. [5]

Es importante mencionar que los diferentes niveles de intensidad que afectan a una estructura van a depender directamente de las características que tenga el movimiento sísmico en sí, tales como el movimiento del suelo y las propiedades dinámicas de la estructura. En medida que la intensidad de las vibraciones producidas por el movimiento sísmico aumenta, las propiedades dinámicas de la estructura también presentarán una variación. Esta variación altera la respuesta de la estructura ante un

evento sísmico, situación que permite afirmar que el comportamiento del edificio ya no será lineal, lo que hace que este pierda rigidez y aumente sus niveles de amortiguamiento. [5]

### **1.3.2. Amenaza y vulnerabilidad sísmica**

En primer lugar, se puede comenzar definiendo a la amenaza de forma general. La amenaza se puede considerar como un peligro o riesgo externo que se presenta en una estructura, misma que se puede expresar como la probabilidad que esta tiene de exceder un nivel de ocurrencia dentro de un suceso. [11]

La vulnerabilidad sísmica tiene una relación estrecha con el peligro físico que puede tener una estructura ante un sismo, siendo uno de los parámetros que permite identificar a un edificio como sismorresistente. Es importante aclarar que la amenaza y la vulnerabilidad son términos totalmente diferentes, siendo relacionados únicamente para establecer una forma de enfrentar las posibilidades de disminución del riesgo. [12]

### **1.3.3. Efecto del sitio**

El efecto del sitio se define como la relación existente entre el suelo y la forma en la que este se comportará ante la presencia de ondas sísmicas. Este efecto se relacionará directamente con el tipo de suelo en donde se produzca el evento sísmico debido a que tendrá un alto nivel de influencia en si estas ondas van a amplificarse o no al momento del evento. Esta situación hace necesaria la determinación de las características del suelo, tomando en consideración dichos factores para el diseño de una estructura como tal, logrando así obtener una mejor respuesta dinámica en la estructura. [13]

### **1.3.4. Respuesta de las estructuras ante la acción sísmica**

La intensidad de las vibraciones que van a afectar a la estructura durante un evento sísmico dependerá de las características que tenga el movimiento del suelo y las propiedades dinámicas de la estructura. Conforme la intensidad de las vibraciones producidas va en aumento, las propiedades dinámicas de la estructura también sufrirán un cambio, mismo que altera la respuesta de la estructura ante el sismo. Esta situación origina que el comportamiento ya no sea lineal, lo que genera una pérdida de rigidez y aumento en los niveles de amortiguamiento. [14]

Es importante mencionar que el comportamiento de una estructura al momento de dejar de ser lineal va a ser distinto para cada material. Es así como el acero mantiene su comportamiento lineal ante esfuerzos altos, mientras que el concreto reduce su rigidez cuando los esfuerzos de compresión sobrepasan en un 50% a su resistencia. El concreto se ve afectado principalmente por el agrietamiento de secciones que se encuentran sometidas a momentos de flexión altos. [14]

### 1.3.5. Instrumentación empleada para el monitoreo de estructuras

Se parte de la idea de que el monitoreo estructural se trata de la recolección de información referente a parámetros previamente establecidos mediante el uso de instrumentos, con la finalidad de conocer el estado de una estructura. Este monitoreo puede realizarse a corto, mediano o largo plazo. Este monitoreo se divide, por lo general, en cinco etapas o actividades, que son las siguientes:

- Selección de la estrategia del monitoreo
- Instalación del sistema de monitoreo.
- Mantenimiento del sistema de monitoreo.
- Manejo de los datos.
- Cierre de actividades.

Estas etapas, por su parte, se dividen en otra serie de subactividades, mismas que complementan al monitoreo realizado. Todas estas actividades en conjunto son importantes para el monitoreo, no obstante, se considera de mayor importancia a la creación de una buena estrategia de monitoreo, esto debido a que a partir de esta estrategia se generarán las demás actividades mencionadas. En la siguiente tabla se aprecia un resumen de las actividades y subactividades que se ejecutan por cada una de las etapas mencionadas.

**Tabla 1: Resumen de actividades y subactividades**

Estrategia de monitoreo	de	Instalación del sistema de monitoreo	Mantenimiento del sistema de monitoreo	Manejo de los datos	Cierre de actividades
Objetivo del monitoreo	del	Instalación de los sensores	Proporcionar el suministro eléctrico	Ejecución de las mediciones	Interrupción del monitoreo

Selección de los parámetros a monitorear	Instalación de accesorios	Proporcionar líneas de comunicación	Almacenamiento de los datos	Retiro del sistema de monitoreo
Selección del equipo	Instalación de las unidades de lectura	Ejecución de planes de mantenimiento	Proporcionar acceso a los datos	Almacenamiento del equipo de monitoreo
Establecer los puntos de medición	Instalación del software con los usuarios	Reparación y reemplazo de elementos descompuestos	Visualización	
Determinar el calendario de monitoreo			Salida de datos	
Aprovechamiento de los datos			Interpretación de los datos	
Costos			Análisis de datos	
			Uso de los datos	

Fuente: [8]

A continuación, se presentan los principales instrumentos de medición empleados para la realización del monitoreo mencionado.

### 1.3.5.1. Acelerómetro

El acelerómetro permite conocer la magnitud de la aceleración, expresada en  $m/s^2$ , a la que se encuentra sometida la estructura. Para la obtención de este parámetro, por lo general, se realizan ensayos de vibraciones ambientales, mismos que permiten conocer las propiedades dinámicas. El acelerómetro es empleado para la medición de la inclinación, velocidad y distancia, pudiendo ser usado también para la medición de la actividad sísmica de un lugar determinado. Para el uso de este instrumento, se debe tomar en consideración que los aparatos deben estar debidamente adheridos a la superficie de la estructura, esto con la finalidad de obtener mediciones con un mayor nivel de precisión. [15]

Para el caso de edificios o puentes, las frecuencias que resultan de interés se encuentran asociadas a las primeras formas modales de vibración. Estas, por lo general, no sobrepasan los 30 Hz debido a la rigidez de las mismas; por lo que las mediciones

pueden limitarse al valor mencionado. Para estructuras las aceleraciones no son tan grandes por esto se puede ocupar acelerómetros de 1g hasta 0.5g considerando la aceleración de la gravedad “g” o bien  $9,8 \text{ m/s}^2$ . [15]

#### **1.3.5.2. Deformímetros**

Este instrumento permite medir las deformaciones generadas por esfuerzos, ayudando a la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales que son empleados para la construcción de vigas y columnas en edificios y puentes. El instrumento mencionado debe estar adherido correctamente al punto que se desea analizar en la estructura. El funcionamiento de estos elementos se fundamenta en conductores eléctricos, mismos que ceden y aceptan electrones sin oposición alguna. [15]

#### **1.3.6. Comportamiento de los materiales de la estructura**

En este punto, es importante mencionar que las estructuras se componen, por lo general, de dos materiales básicos: el acero y el concreto. La unión de estos materiales genera lo que se conoce como hormigón armado, material que gana ductilidad al momento de su mezcla. Este material es adecuado para la construcción de elementos estructurales y otros elementos que serán empleados en la construcción de estructuras.

En lo referente al acero, este es un material que se comporta de forma excelente a tensión admitiendo deformaciones después de alcanzar su máximo esfuerzo. Por lo general, este material tiene un comportamiento dúctil, trabajando a compresión siempre y cuando la varilla esté rodeada de hormigón, caso contrario esta tiende a pandearse. [11]

#### **1.3.7. Metodologías de análisis de vulnerabilidad sísmica**

A lo largo de los años, diferentes investigaciones han permitido establecer diferentes métodos para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura ante un evento sísmico. De forma tradicional, estas metodologías se agrupan en tres tipos: métodos empíricos, métodos analíticos y métodos experimentales.

En lo que respecta a los métodos empíricos, estos se fundamentan en la experiencia de la persona quien los aplica, y son empleados cuando no se tiene información completa sobre la estructura en sí. El método mencionado incorpora también a los diferentes métodos de categorización y de inspección. En lo que respecta al método de



categorización, este clasifica a las edificaciones de acuerdo a su tipología, tomando en consideración el desempeño sísmico de estructuras parecidas, situación que hace que este método tenga altos niveles de subjetividad. [16]

En lo que respecta a los métodos analíticos, estos se enfocan en analizar la resistencia aproximada de las estructuras con relación a los movimientos del suelo por medio del uso de modelos mecánicos de respuesta estructural, incluyendo la información de las características mecánicas del suelo. Este tipo de métodos suelen ser costosos, debido al nivel de detalle de los mismos. [16]

Finalmente, los métodos experimentales se basan en ensayos dinámicos in situ, con la finalidad de determinar las propiedades de las estructuras y sus componentes. [16]

En lo que respecta ya a los métodos de mayor uso dentro del campo práctico de la evaluación, se pueden mencionar al método cualitativo y al método cuantitativo, mismos que serán detallados a continuación.

#### **1.3.7.1. Análisis cualitativo**

El análisis cualitativo permite reconocer y determinar las imperfecciones estructurales de un edificio mediante el uso de valores numéricos que permiten obtener un índice de vulnerabilidad. Este análisis, por lo general, se realiza mediante una inspección visual rápida, misma que se encuentra propuesta por FEMA 154 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 215. [17]

En primera instancia se considera al Examen Visual Rápido (RVS por sus siglas en inglés). Este método es empleado como un análisis preliminar debido a que se puede ejecutar sin la necesidad de un estudio estructural más detallado para la identificación de construcciones peligrosas durante un periodo corto de tiempo. [18]

Mediante este método se pueden realizar inspecciones visuales rápidas en estructuras, identificando así cuáles pueden presentar daños durante eventos sísmicos de gran magnitud. Este método maneja un formulario en el cual existe una descripción de la estructura que incluye: número de pisos, localización, área y año en la que fue construida, entre otras descripciones como el tipo de suelo.

En las siguientes tablas se pueden apreciar todas las descripciones que son empleadas para la evaluación mediante FEMA 154.

Figura 1: Ficha de evaluación FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.															Nivel 1															
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.															ALTA Sísmicidad															
<div style="text-align: center;">BOSQUEJO</div>															Dirección: _____		Código Postal: _____		Otra Identificación: _____		Uso: _____		Latitud: _____		Longitud: _____		Ss: _____		S1: _____	
															Inspector(s): _____		Fecha/Hora: _____		No. Pisos: _____		Grado Superior: _____		Grado Inferior: _____		Año de Construcción: _____		Superficie total del Suelo (sq. Ft.): _____		Código año: _____	
Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Sí, Años Construcción: _____															Ocupación: <input type="checkbox"/> Asamblea <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Ser. Emergencia <input type="checkbox"/> Histórico <input type="checkbox"/> Albergue <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficina <input type="checkbox"/> Escuela <input type="checkbox"/> Gobierno <input type="checkbox"/> Utilidad <input type="checkbox"/> Almacén <input type="checkbox"/> Unid. Residenciales: _____															
Tipo de Suelo: <input type="checkbox"/> 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 Suelo Si DNK, asumir Tipo D Dura Débil Denso Duro Blando Pobre															Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si/No/No se Deslizamientos: Si/No/No se Rupt. Superf: Si/No/No se															
Adyacencia: Golpes Peligro de Caído del Edificio Adyacente Irregularidades: Vertical (tipo/severidad) _____ Plan (tipo) _____															Caída de Exterior: Chimeneas sin soporte lateral Revestimiento pesado o de chapa de madera Peligros: Parapetos Apéndices Otros: _____															
COMENTARIOS:															Dibujos Adicionales o Comentarios en Página Separada.															
NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTAJACIÓN NIVEL 1, SL1																														
FEMA TIPO DE EDIFICIO	NO SABEMOS	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMI NF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MIH												
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5												
Irregularidad Vertical Grave, VI 1		-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA												
Irregularidad Vertical Moderada, VL1		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-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	-1	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA												
Pre-Código		-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	0	0	-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	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	-0.2	-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 SMIN		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												
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1>=SMIN																														
Alcance de Control					OTROS RIESGOS					ACCIÓN REQUERIDA																				
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo 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 de peligro Geológico: _____ Persona de Contacto: _____					Hay peligro que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo (a menos que SL2>que el puntaje llmite aceptable <input type="checkbox"/> Riesgos de caída de más edificios altos adyacentes <input type="checkbox"/> Riesgos Geológicos o tipo de Suelo <input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural					Se requiere de una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación desconoce FEMA u otro tipo de edificio <input type="checkbox"/> Si, el puntaje menor que el puntaje llmite aceptable <input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input 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 type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales DNK																				
LEVEL 2 SCREENING PERFORMED? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____ <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No					Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe																									

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Para el uso del formulario de alta sísmicidad, es necesario conocer la información de la estructura. A esto se le suma el tipo de suelo y el total de pisos con los que cuenta la estructura. Esta información permitirá la obtención de un puntaje final denominado SL1 el cual determinará la posibilidad de colapso de la estructura.

**Figura 2: Ficha de evaluación**

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		Nivel 2 (Opcional) Alta Sísmicidad		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional se realiza por un profesional de la Ingeniería civil o estructural, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmicos.				
Nombre edificio: _____	Puntaje Final Nivel 1: SL+ _____	(no se considera SM/N)		
Inspector: _____	Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Irregularidad Vertical, VL+ _____	Irregularidad en planta, PL+ _____		
Fecha/Hora: _____	PUNTAJE BASE AJUSTADO: S+ (SL+VL+PL+)			
MODIFICADORES ESTRUCTURAL PARA AGREGAR A LA PUNTAJACIÓN DE REFERENCIA AJUSTADA				
Tema	Declaración (Si la declaración es verdadera, encierre un círculo el modificador "SI", sino tachar el modificador)	\$I	Subtotal \$a	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación WT Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro. Edificación no WT Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-12	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W100n paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no armada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W100n espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos o ocupados por encima, usar como mínimo 40.5 cm de pared)	-0.6	
		Edificación WA con apertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-12	
	Discontinuidad	Edificación no WT La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificación no WT La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.	-10	
	Columnas cortas	Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
Nivel desplazado	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno o pisos adyacentes que contan a la columna	-0.5		
Otra Irregularidad	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5		
	Se observa otra Irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación VL2	-10	VL2+	
	Se observa otra Irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5	(Límite en -12)	
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones. (No se incluye la apertura frontal del WPA mencionada anteriormente).	-0.7	PL2	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una apertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.	-0.4		
Otra Irregularidad: Se observa otra Irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7	(Límite en -12)		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente y:	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 610mm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	-10	-10
	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-0.5		
Edificación S2	Es visible una geometría K de armazón.	-10		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.4		
Edificación PC1RM	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readequación).	0.3		
Edificación PC1RM	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega).	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-0.4		
MH	Existe un sistema de amortamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.	12		
Readequación	Una readequación o un acondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	14	M=	
<b>PUNTAJE FINAL NIVEL 2, \$L2 = (\$I + VL2 + PL2 + M) ≥ \$MIN:</b>		Transferir al Formulario Nivel 1		
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: = SI = No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGRO \$ NO ESTRUCTURALE\$ OBSERVADO\$				
Ubicación	Declaración (Chequear "SI" o "No")	\$I	No	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no armada o una chimenea de mampostería no reforzada.			
	Existen revestimientos pesados.			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.			
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no armada o un antepecho o chimenea URM no armado.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas de arcilla o labiques de ladrillo en gradas o comedores de salida.			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
<b>Desempeño Sísmico no Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transfiriendo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)</b>				
= Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada				
= Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
= Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenazan a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida.				
Comentarios				

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Este nivel se considera opcional debido a que en el nivel anterior se puede determinar la probabilidad del colapso. En este formulario se debe tomar en consideración a las irregularidades que presenta la estructura, tanto en planta como en elevación, logrando así calcular el puntaje final SL2.



- Dirección
- Sitio de referencia
- Uso principal del edificio
- Fecha de evaluación
- Año de construcción
- Año de remodelación
- Área construida
- Total de pisos

Dentro de este apartado se consideran también los datos del profesional encargado de la evaluación en sí. Esta ficha debe ser lo más exacta posible, con la finalidad de identificar posibles irregularidades que puedan presentarse. [19]

Con relación a la identificación del sistema FEMA 154 y la guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC 2015, en la siguiente tabla se presentan las principales tipologías que son consideradas para cada uno de los formularios que deben ser llenados.

**Tabla 2: Tipología de construcción**

<b>Tipo de construcción</b>	<b>Definición</b>
W1	Estructura liviana de madera de una o varias 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 cuadrados por planta.
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5 000 pies cuadrados.
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 con paredes de relleno de mampostería no reforzada

<b>Tipo de construcción</b>	<b>Definición</b>
C1	Edificios de hormigón resistentes a momentos
C2	Edificio de hormigón con muros estructurales
C3	Edificio con estructura de hormigón con paredes de relleno 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	Viviendas prefabricadas

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC.

Por otra parte, en la siguiente tabla se presenta la tipología empleada para los sistemas estructurales empleados dentro de la evaluación.

**Tabla 3: Tipología empleada para sistemas estructurales**

<b>Sistema estructural</b>	<b>Definición</b>
W1	Madera
URM	Mampostería sin refuerzo
RM	Mampostería reforzada
MX	Material mixto de acero – hormigón o madera – hormigón
S1	Pórtico de acero laminado
S2	Pórtico de acero laminado con diagonales
S3	Pórtico de acero doblado en frío
S4	Pórtico de acero laminado con muros
S5	Pórtico de acero con paredes de mampostería
C1	Pórtico de hormigón armado
C2	Pórtico de hormigón armado con muros estructurales

<b>Sistema estructural</b>	<b>Definición</b>
C3	Pórtico de hormigón armado con mampostería confinada sin refuerzo
PC	Hormigón armado prefabricado
MH	Viviendas prefabricadas

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC.

Cada uno de los tipos de sistemas estructurales presentados tienen asignado una valoración que se denomina “modificadores”. Estos son los principales factores que influyen dentro del rendimiento de la estructura que será objeto de análisis. Cada uno de estos modificadores tiene un valor específico, mismo que se basa en el tipo de estructura. También existe la posibilidad de que un modificador no aplique a un determinado tipo de sistema estructural, asignando el valor de N/A (no aplicable) cuando se presente este caso particular. [19] En la siguiente tabla se puede apreciar la matriz de puntuación para el formulario de recopilación de datos de Nivel 1 para alta sismicidad.

**Tabla 4: Matriz de puntuación para el formulario de recopilación de datos**

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	VM
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 en elevación 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 en elevación 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	-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	-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, 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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ S <sub>min</sub>																	

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC

Por otra parte, en la siguiente tabla se aprecian los puntajes para los modificadores mencionados.



**Tabla 5: Puntajes para modificadores**

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
<b>Puntaje Básico</b>	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 LA EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	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 EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
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
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-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
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	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	-0.6	-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	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC

Es importante mencionar que el valor de estos puntajes y modificadores fueron determinados mediante la probabilidad de colapso que tiene la edificación y posteriormente se convirtió a un puntaje final S. Para la obtención de estos resultados se empleó la metodología de HAZUS para estimar la probabilidad mencionada mediante una metodología de fragilidad al igual que la Norma Ecuatoriana de la Construcción puesto que el formato que presenta se basó en FEMA 154. [19]

En base al puntaje estructural, es necesario determinar la vulnerabilidad sísmica en las estructuras ya sea sumando o restando los puntos antes mostrados de acuerdo al sistema estructural. Se toman en consideración los siguientes valores:

$$S > 2,5 \therefore \text{Vulnerabilidad baja}$$
$$2 \leq S \leq 2,5 \therefore \text{Vulnerabilidad media}$$
$$S < 2 \therefore \text{Vulnerabilidad alta}$$

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC

Donde:

S: puntaje total obtenido de acuerdo al tipo de estructura, altura de la edificación, irregularidad en planta y elevación, códigos de construcción y tipo de suelo en el que está construida la edificación. [20]

### **1.3.7.2. Análisis cuantitativo**

El análisis cuantitativo se fundamenta en modelos estructurales que permiten determinar el comportamiento del edificio ante eventos sísmicos. Dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se recomienda realizar el análisis PUSHOVER para la obtención de la vulnerabilidad de un edificio. Este análisis estático no lineal aplica cargas laterales a elementos estructurales con el objetivo de observar, de forma secuencial, la formación de la rótula plástica en los elementos. Este análisis también permite obtener la curva de capacidad del elemento, misma que podrá ser comparada con la demanda existente en un sismo.

Es importante mencionar que para la realización de este análisis se deberá contar con información detallada de la estructura, entre la que se puede mencionar las características de los materiales, dimensiones de la estructura, detalles de esfuerzos, entre otros. Esta situación permitirá determinar la ubicación en donde se formará la rótula plástica dentro de los miembros estructurales. [19]

El análisis PUSHOVER trata en que la estructura se deforme producto de las cargas gravitacionales a la que esta se encuentra sometida, para que luego las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial en una dirección produzcan la primera rótula plástica, presentando así la estructura una redistribución de rigidez. Este proceso se repite de forma secuencial hasta que la estructura presente un fallo total. De la ubicación y las características de la estructura dependerá la demanda de la misma, mientras que de la resistencia, deformación y rigidez de los elementos dependerá su capacidad [19].

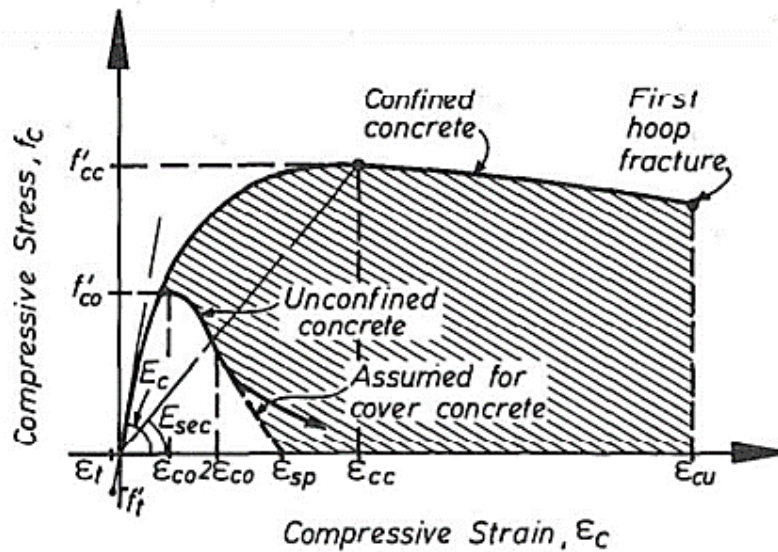
### 1.3.7.2.1. Modelos Constitutivos de los Materiales

#### a. Modelo del comportamiento del hormigón

Para la realización de un análisis estático inelástico, se necesita conocer la forma en la que se comportan los materiales que son parte del proceso de construcción. Para este fin, se toma en consideración el modelo de Mander, mismo que ha comprobado que un buen confinamiento del núcleo del hormigón fundamental para que las columnas tengan un mejor comportamiento. [21]

En la figura a continuación se presenta el modelo mencionado, mismo que consta de curvas de esfuerzo vs deformación para una carga monótona de concreto confinado y no confinado, permitiendo observar la expansión tanto en la resistencia a la compresión como en la capacidad a la deformación del primero contrastándola con la curva del segundo mencionado.

**Figura 4: Modelo de confinamiento del hormigón**

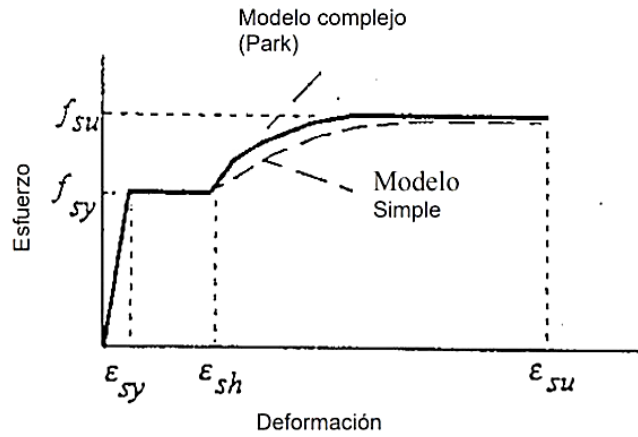


Fuente: A. J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, 1988[3]

#### b. Modelo del comportamiento del acero

A diferencia del hormigón, el acero es un material de mayor costo; por tal motivo, se busca una adecuada combinación que permita mejorar sus características individuales. En la siguiente figura se muestra el modelo de Park, en donde se puede observar a detalle los valores fundamentales de la curva esfuerzo-deformación del acero [21].

**Figura 5: Modelo de Park**

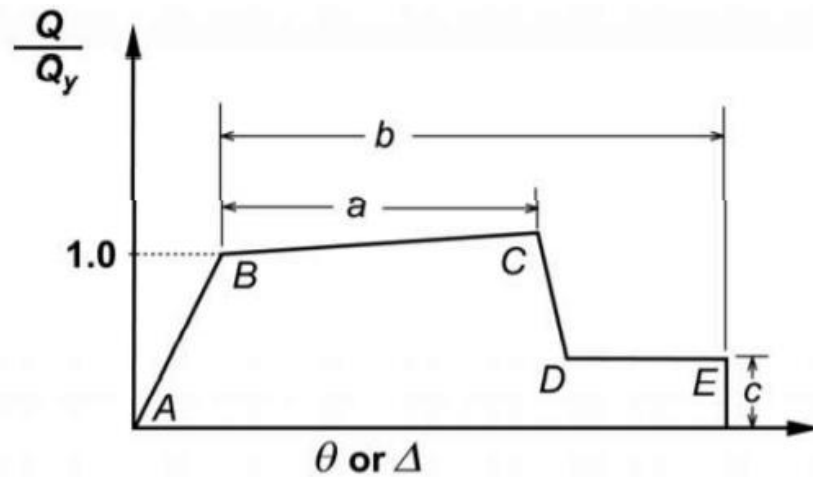


Fuente: T. Paulay y R. Park, Reinforced Concrete Structures. 1975

### 1.3.7.2.2. Ductilidad en elementos de la estructura

La norma FEMA 356 presenta una relación general entre la fuerza y deformación de elementos para representar su modelado y los criterios de aceptación, tal y como se aprecia en la figura a continuación.

**Figura 6: Diagrama ductilidad – deformación**



Fuente: ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

La figura muestra una respuesta lineal desde el punto A al punto B. La pendiente que se presenta entre los puntos B y C representa el endurecimiento que presenta el elemento por deformación, mismo que consiste en un porcentaje pequeño de la pendiente elástica total. Por otro lado, las coordenadas del punto C representan la

resistencia del elemento y la deformación, lugar en donde se reduce de forma significativa la resistencia hasta el punto D.

Por otro lado, la norma ASCE 41 – 13 especifica diferentes parámetros para un modelamiento no lineal, mismo que se puede emplear en vigas o en columnas. Estos valores se presentan en las siguientes figuras.

**Figura 7: Parámetros de modelamiento no lineal**

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions		Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b		Performance Level			
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_c$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13 Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios  
Existentes

Figura 8: Parámetros de modelamiento no lineal

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>			
		Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
				Performance Level				
		a	b	c	IO	LS	CP	
Condition i. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
$\leq 0.1$	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
$\geq 0.6$	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_t$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13 Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios

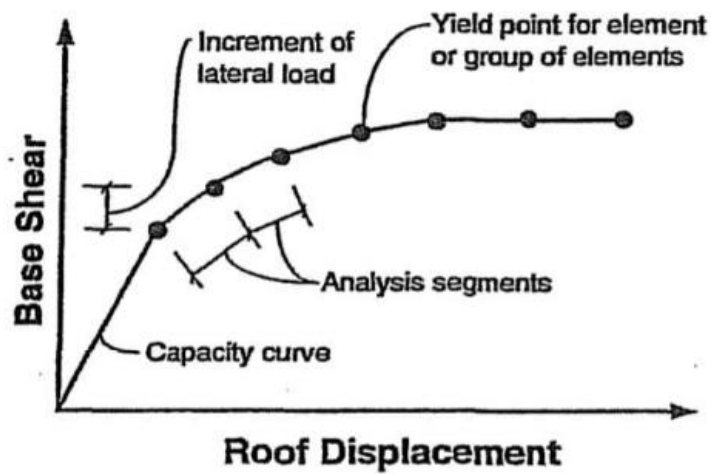
Existentes

### 1.3.7.2.3. Capacidad

#### a. Curva de capacidad

La curva de capacidad se aproxima a la forma en la que actúan las estructuras luego de superar su límite elástico. Se grafican las estimaciones más extremas de cortante basal y desplazamiento en el nivel más alto. Esta curva se elabora con la finalidad de representar el primer modo de respuesta de la estructura, dependiendo del método de vibración que tiene la construcción.

Figura 9: Curva de capacidad



Fuente: [19]

#### b. Espectro de capacidad

Este factor corresponde a una conversión de las coordenadas de cortante basal vs desplazamiento del último piso de la curva de capacidad a coordenadas de aceleración espectral vs desplazamiento espectral ( $S_a$  vs  $S_d$ ). Se tienen las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (\text{Ec. 1})$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

$V_i$ : Cortante basal en el punto  $i$

$W$ : Carga reactiva de la estructura

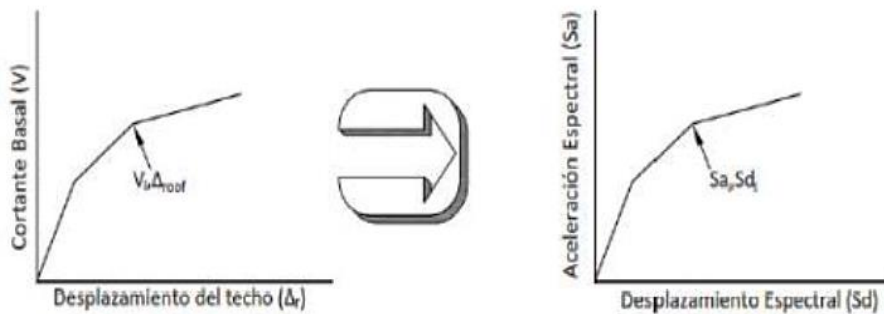
$\alpha_1$ : Coeficiente de participación modal de la masa.

$\Delta_{roof}$ : Desplazamiento de la estructura

PF: Factor de participación modal para el modo fundamental

$\phi_{roof}$ : Amplitud a nivel del techo en el primer modo

**Figura 10: Espectro de capacidad**



Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

#### 1.3.7.2.4. Demanda

Para el cálculo de la demanda de un edificio se empleará lo establecido por la NEC 2015 con respecto a la medición de espectro.

##### a. Niveles de amenaza de acuerdo a NEC 2015

En la siguiente tabla se puede apreciar la verificación de desempeño de acuerdo a los niveles de peligro y periodo medio de retorno.

**Tabla 6: Niveles de amenaza**

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

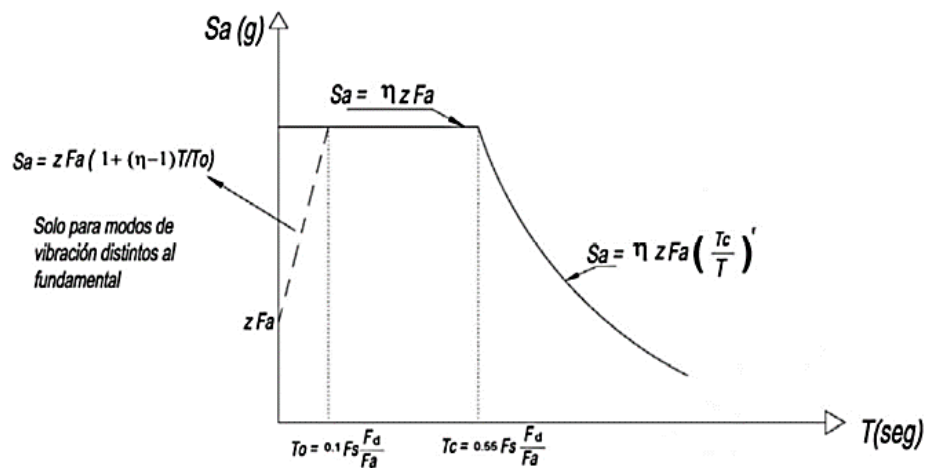
Fuente: NEC-SE-DS. 2015



## b. Espectro de Respuesta según NEC 2015

La NEC 2015 establece un espectro de respuesta elástico de aceleraciones, esto tomando en consideración el factor de la zona sísmica, el tipo de suelo del sitio en el que se emplaza la edificación y valores de coeficientes de amplificaciones del suelo [22].

Figura 11: Espectro de respuesta



Fuente: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015

Donde:

$n$ : Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio

$S_a$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del periodo o modo de vibración de la estructura

$T$ : Periodo fundamental de vibración de la estructura.

$T_0$ : Periodo de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

Tc: Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

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

### **c. Espectro determinista**

Este espectro se determina en base a un estudio de microzonificación. Se tomará en cuenta el estudio realizado por la FICM en la parroquia Celiano Monge. Se obtuvieron resultados mayores a los establecidos dentro de la NEC (0,24s A 0,4s).

### **d. Conversión de la curva de la demanda**

Para una correcta conversión de la curva de demanda es importante seleccionar un espectro del movimiento del suelo de importancia con un amortiguamiento inicial. Generalmente es un valor de 5%. Estos espectros se encuentran, por lo general, en función de la aceleración vs periodo ( $S_a$  vs  $T$ ). No obstante, para convertirlo a un modelo de Espectros de Respuesta de Aceleración Desplazamiento (ADRS, por sus siglas en inglés), es necesario encontrar el valor de  $S_{di}$  para cada uno de los puntos de la curva  $S_{ai}$ ,  $T_i$ , como se presenta en la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

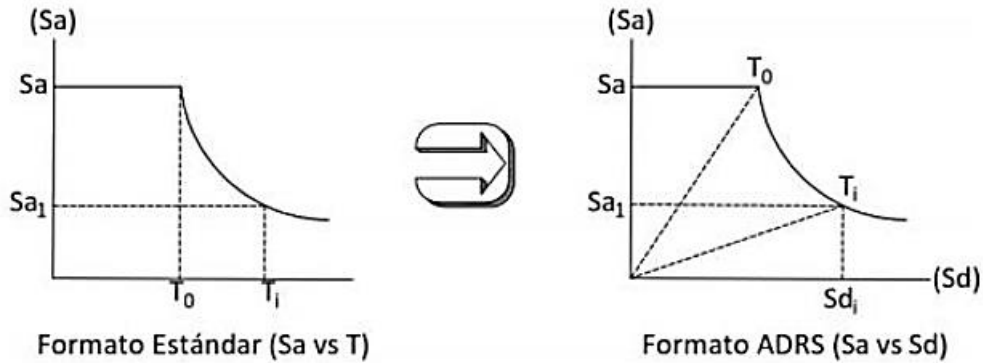
$S_{di}$ : Desplazamiento espectral en el punto i.

$T_i$ : Periodo en el punto i

$S_{ai}$ : Aceleración espectral en el punto i

g: Aceleración de la gravedad

**Figura 12: Conversión de la curva de demanda**



Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

### 1.3.7.3. Capacidad

La capacidad de una estructura se relaciona directamente con las características propias de los componentes que conforman la misma. Esta situación hace necesario conocer el comportamiento no lineal del material, de cada una de las secciones y la obtención de la capacidad global de la estructura.

#### 1.3.7.3.1. Método de comportamiento del hormigón

Son modelos que tratan de ajustar el comportamiento real del hormigón del diagrama esfuerzo-deformación. Existen diferentes modelos, pero el que más se ajusta al comportamiento del hormigón es el modelo de Mander (1988). El modelo en sí considera al hormigón en ambos estados, demostrando que esta mejora la capacidad del material de la estructura, lo que hace que se aumente la resistencia y ductilidad. El comportamiento de este se puede definir por medio de la siguiente ecuación. [3]

$$f_c = \frac{x * r * f'}{r - 1 + x^r} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

$f'_{cc} = \lambda * f'_c$ : esfuerzo a compresión del hormigón no confinado

$\lambda > 1$ : factor de esfuerzo confinado

$\epsilon_c$ : deformación unitaria del hormigón independiente de  $f'_c$ .

$\epsilon_{cc}$ : deformación unitaria del hormigón asociada al esfuerzo máximo  $f'_{cc}$ .

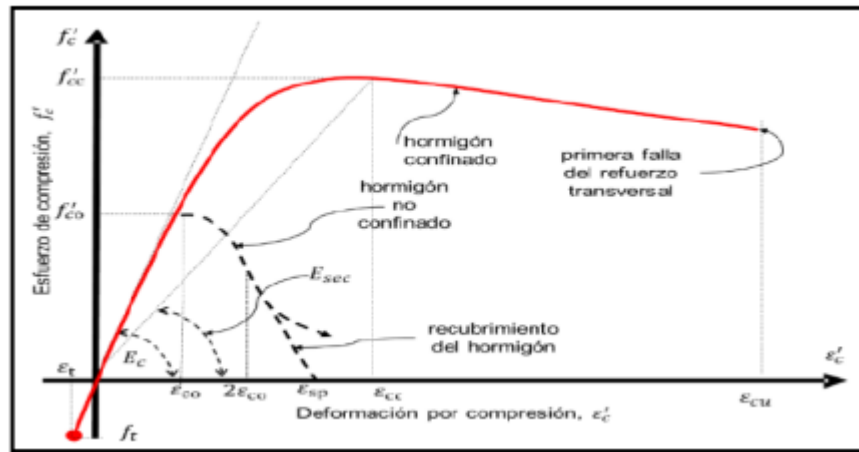
$f'_{co}$ : resistencia máxima del hormigón no confinado.

$\epsilon_{co} = 0.002$ : deformación asociada a  $f'_{co}$ .

$E_c$ : módulo elástico del hormigón (MPa)

En la siguiente figura se puede apreciar de forma gráfica el modelo establecido por Mander.

**Figura 13: Diagrama de momento curvatura**



Fuente: [9]

## 1.4. Hipótesis

Se evalúa el desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi ante diferentes niveles de peligro sísmico mediante la medición de vibraciones.

## 1.5. Objetivos

### 1.5.1. Objetivo general

Determinar el desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi mediante la medición de vibraciones.

### 1.5.2. Objetivos específicos

- Analizar el desempeño sísmico ante diferentes niveles de amenaza requeridos por la NEC 2015 para identificar el estado actual de la estructura.

- Obtener el rango de deformación de la estructura a través de medición de vibraciones
- Analizar el desempeño estructural del edificio de la Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes mediante el análisis estático no lineal (Pushover) para determinar su curva de capacidad
- Determinar un método de reforzamiento de la edificación para mejorar su respuesta y desempeño sísmico
- Evaluar los resultados obtenidos mediante los criterios de la Normativa vigente de vulnerabilidad sísmica de estructuras en el Ecuador.

## CAPÍTULO II

### METODOLOGÍA

#### 2.1. Materiales y Equipos

##### 2.1.1. Materiales

- Flexómetro
- Cinta métrica
- Cámara fotográfica

##### 2.1.2. Equipos

###### 2.1.2.1. Etabs 2016 v16.0.1

Esta herramienta es un software que nace de la Compañía Computers and Structures Inc. Que denota alrededor de 40 años innovando para el mercado, es así que la funcionalidad de este software permite modelar edificaciones y realizar un análisis estructural de manera que considera todos los posibles detalles del diseño, obteniendo una respuesta lo más aproximado posible a la realidad mediante una visualización grafica de la estructura en 3D, finalmente incorpora múltiples chequeos para realizar tanto análisis de carácter lineal como no lineal. [23]

###### 2.1.2.2. Martillo Esclerométrico

Conocido como Martillo Schmidt. Es un método no destructivo, mediante el cual se realizan evaluaciones rápidas del estado actual del hormigón de una estructura. [24]

**Tabla 7: Especificaciones técnicas Esclerométrico**

Descripción	Equipo para ensayo de resistencia de hormigón
Modelo	PROCEQ
Voltaje	110V
Fabricante	PROCEQ
Potencia	N/A



Fuente: Schmidt rebound hammers for concrete strength and rock testing.

### 2.1.2.3. Ensayo de penetración estándar

Este tipo de ensayo se caracteriza por permitir la determinación de la resistencia que posee el suelo in situ, la misma que está relacionada con las características propias del terreno especialmente de acuerdo a suelos de arcillas saturadas y granulares, es decir este método se basa en contar el número de golpes que penetran el suelo mediante un muestreador circular de acero a una altura establecida, de esta manera se obtiene una muestra perturbada la cual será sometida análisis de laboratorio para identificar el tipo de suelo. [26]

## 2.2. Métodos

El presente estudio se enfoca en conocer el desempeño sísmico del edificio seleccionado. Para este fin, se recolectó toda la información explicada dentro del capítulo I para la respectiva evaluación. Es importante mencionar que la información necesaria ya ha sido recolectada por otros estudios de similares características dentro de la Facultad.

Por otro lado, la información necesaria para el análisis cuantitativo y cuantitativo se obtuvo a partir de libros, artículos científicos entre otros. Dentro del estudio se emplearon los códigos y normas vigentes, tanto a nivel nacional como a nivel internacional. Estas normas fueron las siguientes: NEC 2015, ASCE/ SEI 41-13, FEMA-440, ATC- 40, FEMA-356, INEN 698.

La información recopilada se basa en los detalles estructurales del edificio, las visitas al sitio de la estructura utilizando fotografías que muestran la ubicación y las características geométricas de los planos y los alzados, y la vulnerabilidad de la estructura. Se emplea una fórmula experimental para analizar la estructura. Con esta información se realizará primero un análisis lineal de la edificación, donde se analizarán los resultados obtenidos tales como: fases de vibración, rigidez, deriva del terreno, mientras que los resultados fueron diferentes, cuando la estructura se mantuvo estable de acuerdo a los criterios propuestos por el NEC. 2015, se realizará un análisis

estático no lineal para determinar la curva de potencia, una representación bilineal de la curva de potencia aplicando el método FEMA356, para evaluar el comportamiento sísmico y punto de operación de la estructura, estos análisis se realizarán utilizando Etabs 2016, en caso de que sea necesario recuperar la estructura, se aplicará la metodología más óptima en el modelo matemático no lineal.

La NEC-SE-RE 2015 establece 5 fases para el estudio de rehabilitación las cuales se menciona a continuación:

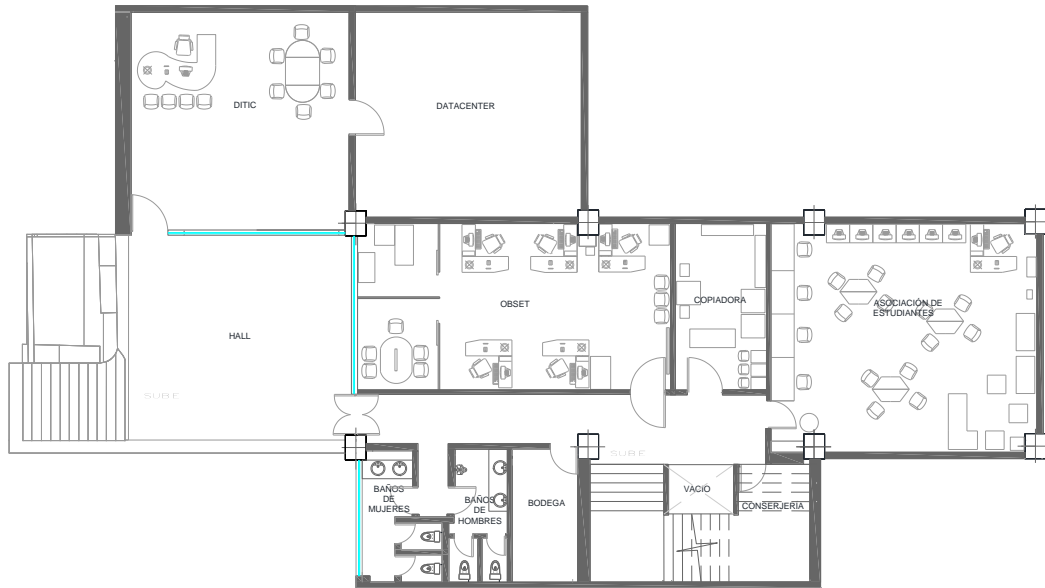
- Definición del objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modelación, análisis y criterios de aceptación
- Diseño y Rehabilitación

### **2.3. Población**

El análisis del desempeño sísmico de la estructura, así como los ensayos esclerómetros, SPT (Ensayo de penetración estándar) se los realizará en el edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría de la Universidad Técnica de Ambato, como se evidencia a continuación:

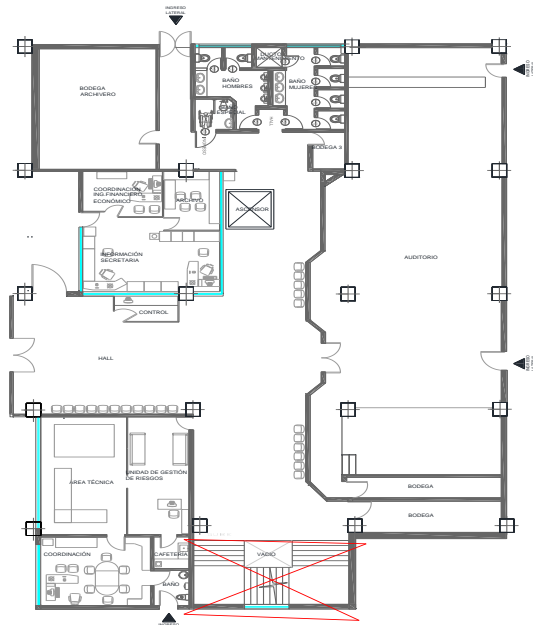


**Figura 14: Subsuelo N+0.00**



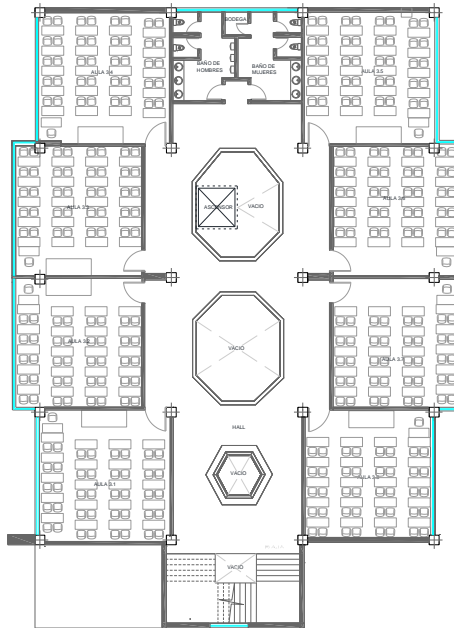
**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 15: Planta baja**



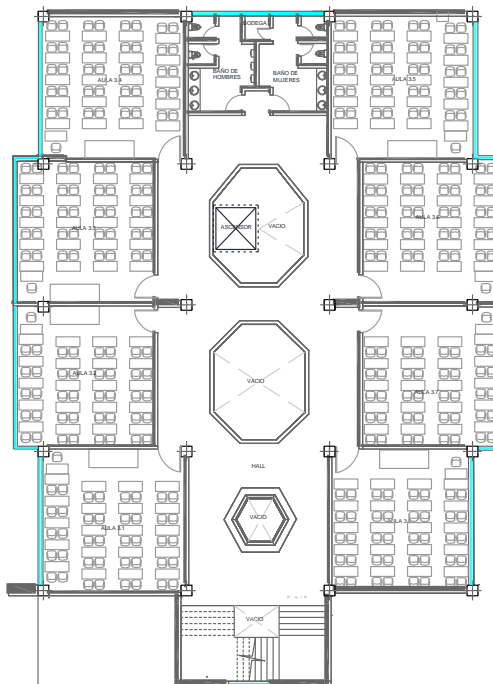
**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 16: Segunda Planta**



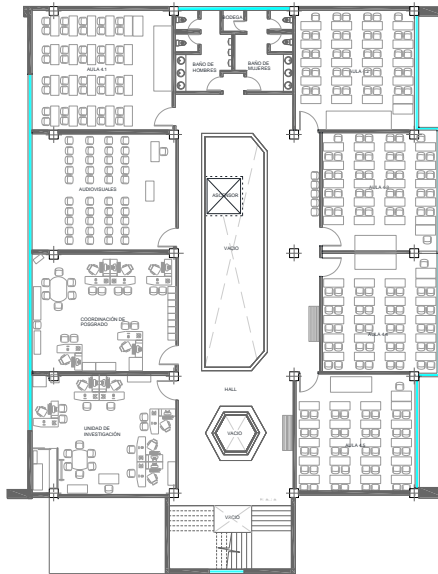
**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 17: Tercera planta**



**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 18: Cuarta planta**



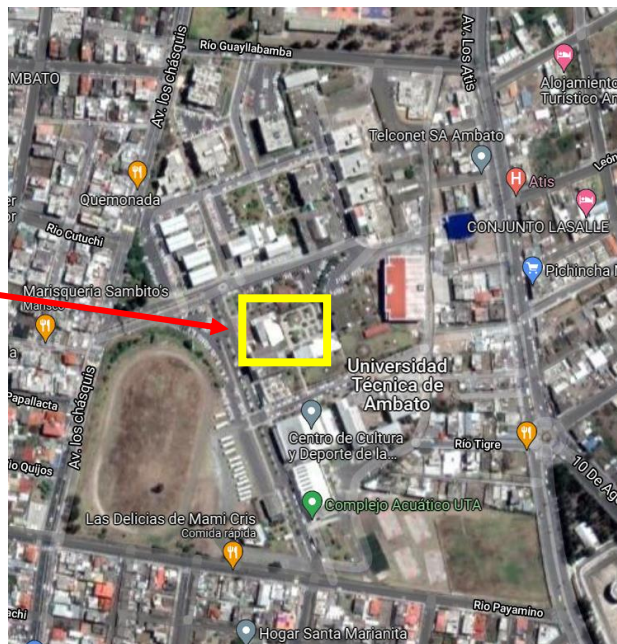
**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

### 2.3.1.1.1. Ubicación

El proyecto se ubica en la parroquia Celiano Monge, cantón Ambato, provincia de Tungurahua, en la Av. Los Chasquis y Río Payamino, en la tabla XX se presenta las coordenadas espaciales de la ubicación el proyecto.

**Figura 19: Ubicación de la estructura**

EDIFICIO DE  
CONTABILIDAD Y  
AUDITORIA



**Fuente:** Google Earth

**Tabla 8 Coordenadas de la Edificación**

Punto	Coordenadas (WGS 84 Zona 17S)	
	Este	Norte
1	764338.13	9859640.78
2	764313.90	9859626.62
3	764322.60	9859605.07
4	764949.23	9859618.95

Fuente: Google Earth

### 2.3.1.1.2. Características de la estructura

El edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría tiene un área de construcción total de 1141.58 m<sup>2</sup>, integrada por 4 niveles y un subsuelo, presenta un sistema estructural de concreto armado y con vigas descolgadas. La edificación es utilizada como centro de educación superior.

En la siguiente tabla se indica las áreas por planta y la distribución de espacios que conforman el edificio.

**Tabla 9: Descripción de alturas y usos**

N° de piso	Nivel de referencia	Altura del piso (m)	Uso
SUBSUELO	N-2.30	- 2.30	Hall, Ditic, datacenter, asociación de estudiantes, consejería, bodega, baños, obset, copiadora
PLANTA BAJA	N+ 0.00	0.00	Hall, subdecanato, secretaria, coordinación, secretaria general, sala de reuniones, baños, bodegas, auditorio, área técnica, unidad de gestión de riesgos, coordinación, cafetería, archivo, decanato secretaria de decanato. Ascensor.
SEGUNDA PLANTA	N+ 3.20	3.20	Hall, sal de profesores, aula 2.1-2.6, baño,
TERCERA PLANTA	N+ 6.40	3.20	Hall, aula 3.1 – 3.8, baños, bodega
CUARTA PLANTA	N+ 9.70	3.20	Hall, aula 4.1 – 4.5, baños, bodega, unidad de investigación, coordinación de posgrados, audios visuales

Elaborado por: El autor

## **2.4. Plan de recolección de datos**

Para la evaluación de la estructura en estudio, la metodología para la recolección de información se empleará los procedimientos descritos en la ASCE/SEI 41-13

- Identificar de manera visual las características propias de la estructura
- Determinar el grado de amenaza sísmica de la estructura se realizará una inspección visual rápida, para ello se tomará en cuenta las tablas de la metodología FEMA 154 y NEC 2015 como se indicó en el Capítulo I
- Obtener los planos Estructurales - Arquitectónicos de la Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato
- Realizar el ensayo del martillo esclerométrico in situ de una manera rápida y no destructiva para determinar la resistencia del hormigón en columnas, vigas y losas.
- Determinar la cantidad de acero mínimo y máximo de los principales elementos estructurales.
- Determinar los valores de la configuración estructural según la NEC-2015 para el análisis dinámico, los espectros para cada nivel de amenaza sísmica se obtendrán de las curvas de peligro sísmico que proporciona la NEC SE DS, estas curvas relacionan aceleración sísmica con la tasa anual de excedencia.

### **2.4.1. Plan de procesamiento y análisis de información**

Para la ejecución del trabajo investigativo se empleará el software Etabs v16.0.1 para el análisis cuantitativo, y con los datos obtenidos del levantamiento de información se realizará el análisis cualitativo.

- Realizar el modelado estructural en el software, definir propiedades del acero y el hormigón, con los datos obtenidos de los ensayos antes realizados.
- Definir secciones de losas, vigas y columnas, asignar rótulas plásticas en vigas y columnas.
- Definir espectros de respuestas para cada nivel de amenaza sísmica, según las curvas de peligro sísmico que proporciona la NEC SE DS

- Realizar el análisis espectral completo para verificar el estado actual de la estructura, en caso de ser necesario se empleará un reforzamiento estructural
- Realizar el análisis estático no lineal para determinar la curva de capacidad, evaluación del desempeño sísmico, y punto de desempeño de la estructura.

## **2.4.2. Recolección de datos**

### **2.4.2.1. Estudio de materiales**

Para obtener las propiedades de los elementos estructurales se realizó ensayos no destructivos para determinar la resistencia a compresión del hormigón y el armado estructural, a continuación, se describe el ensayo utilizado y los respectivos resultados.

### **2.4.2.2. Resistencia a la compresión del hormigón**

La resistencia del hormigón fue determinada mediante el martillo Esclerométrico sobre las superficies descubiertas de vigas y losa que fueron accesibles en la estructura

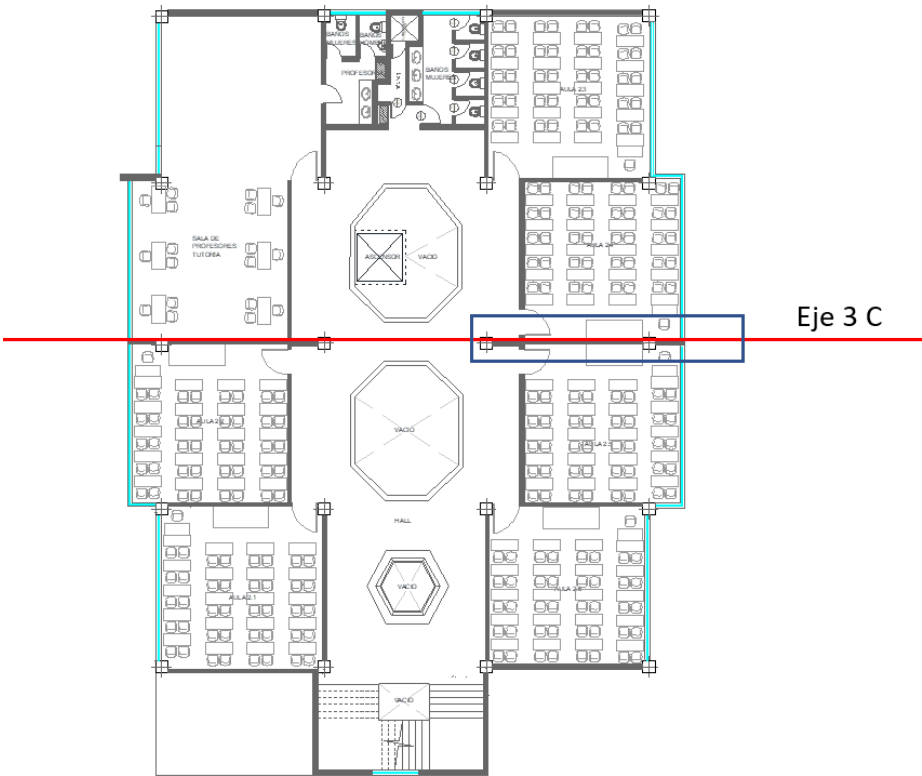
**Figura 20: Ensayo con el martillo Esclerométrico**



Elaborado por: El autor

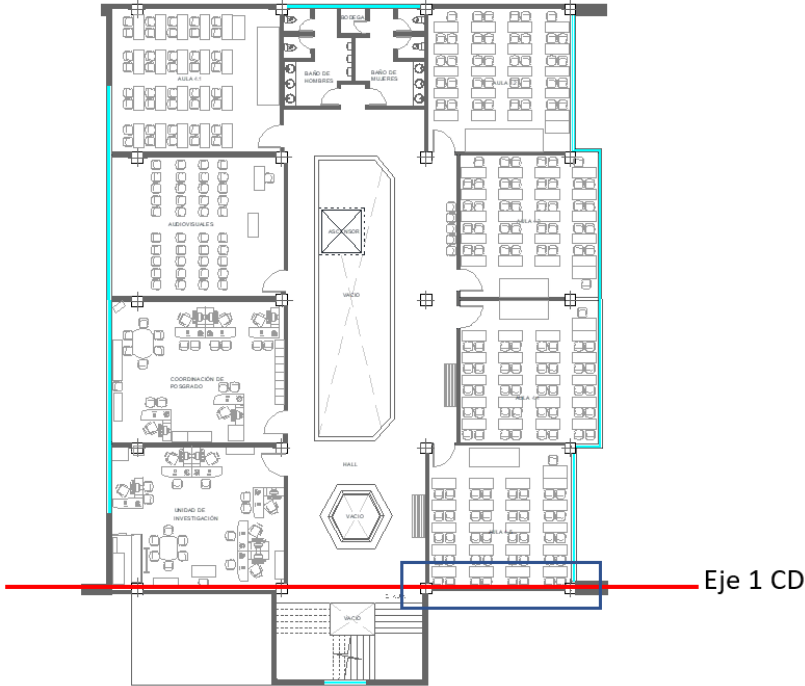
A continuación se ubican los puntos donde se realizó el ensayo esclerométrico

**Figura 21: Esclerométrico viga y columna segundo piso eje 3**



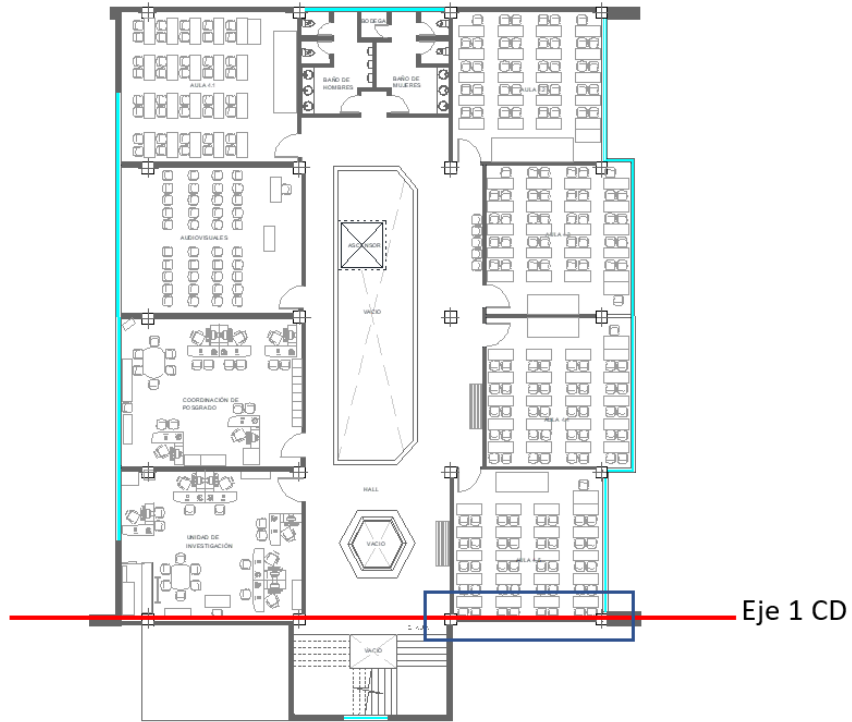
Elaborado por: El autor

**Figura 22: Esclerométrico viga y columna cuarto piso eje 1**



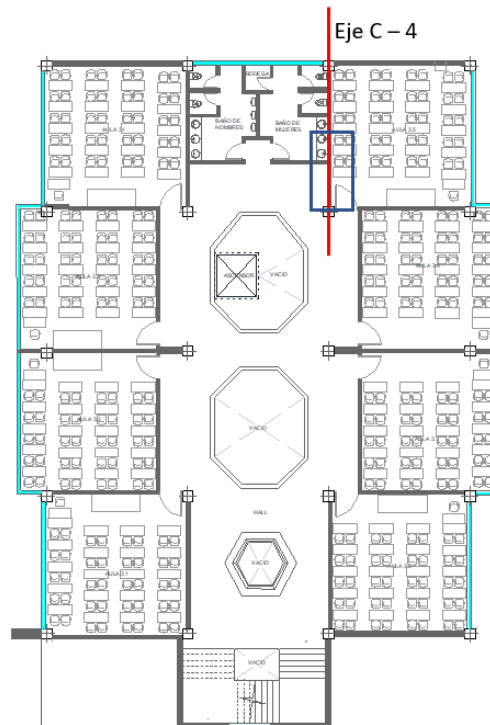
Elaborado por: El autor

**Figura 23: Esclerométrico losa cuarto piso eje 1**



Elaborado por: El autor

**Figura 24: Esclerométrico losa tercer piso eje C-4**



Elaborado por: El autor

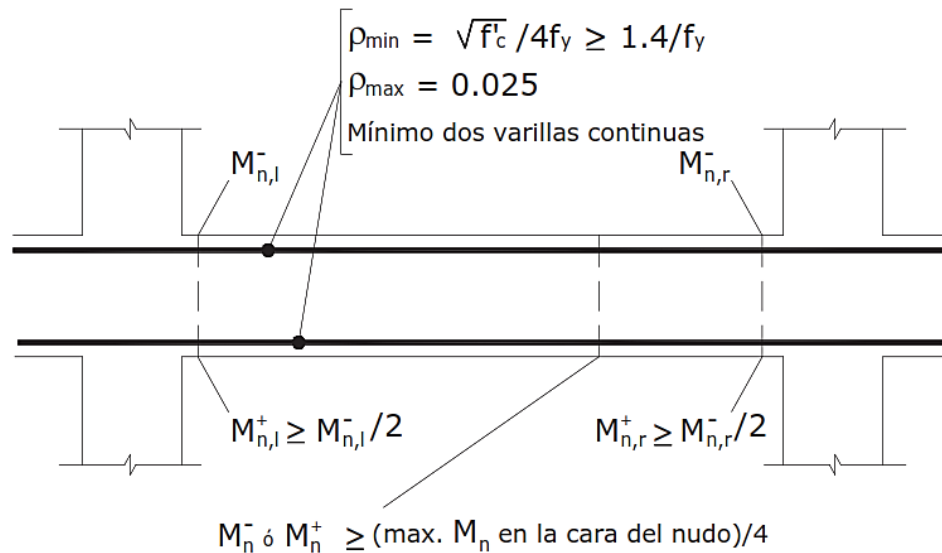


## 2.4.3. Acero de refuerzo de elementos estructurales

### 2.4.3.1. Vigas

#### 2.4.3.1.1. Control de cuantía

Figura 25: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.



Fuente: NEC-SE-HM 2015

La norma NEC-SE-HM 2015 establece el área de refuerzo longitudinal mínimo en las vigas que son elementos sometidos a flexión, el cálculo del valor del acero mínimo requerido con la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d \quad (\text{Ec. 5})$$

$$d = h - r - \phi_{\text{Estribo}} - 1/2 \phi_{\text{longitudinal}}$$

$$d = 50\text{cm} - 2.5\text{cm} - 1.0\text{cm} - 1/2 * 1.4\text{cm}$$

$$d = 45.80 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 45 \text{ cm} * 45.80 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 6.87 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima del refuerzo longitudinal se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ec. 6})$$

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

Se propone el acero superior de 7Ø 16 mm con un valor de  $A_{S_{sup}} = 14.07 \text{ cm}^2$ , se verifica el valor de la cuantía:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (\text{Ec. 7})$$

$$\rho = \frac{14.07 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45.80 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00683 = 0.68 \%$$

Para el cálculo de la cuantía máximo de refuerzo, el cual no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ) con la siguiente expresión:

$$\rho_{max} = 0.05 \rho_b \quad (\text{Ec. 8})$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + f_y} \right) \quad (\text{Ec. 9})$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left( \frac{240}{4200} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02477$$

$$\rho_{max} = 0.0124 = 1.24\%$$

Se verifica que la cuantía del acero superior propuesto se encuentre entre el rango mínimo y máximo:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad (\text{Ec. 10})$$

$$0.0033 < 0.00683 < 0.0124 \quad \text{Cumple}$$

Para el acero inferior se propone un armado de acero de 2Ø 16mm y 2Ø 14mm con un valor de  $A_{S_{inf}} = 7.10 \text{ cm}^2$ , se establece que debe ser por los menos el 50% del acero superior, se verifica la cuantía del acero establecido:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$\rho = \frac{7.10 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45.80 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00344 = 0.344 \%$$

Con la cuantía calculada se compara con la cuantía mínima y máxima:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$0.0033 < 0.00344 < 0.0124 \text{ **Cumple**}$$

El acero propuesto para vigas cumple con lo requerimiento mínimos de acero longitudinal requerido para flexión.

#### 2.4.3.1.2. 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%:

$$0.01 \leq \frac{P_g}{A_g} \leq 0.03 \quad (\text{Ec. 13})$$

Se propone un acero longitudinal de 12 Ø 18 mm con un  $A_s = 30.536 \text{ cm}^2$  se calcula el valor de cuantía para verificar que se encuentra en el rango establecido:

$$0.01 \leq \frac{A_s}{b * h} \leq 0.03 \quad (\text{Ec. 14})$$

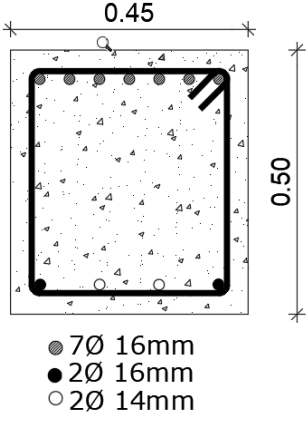
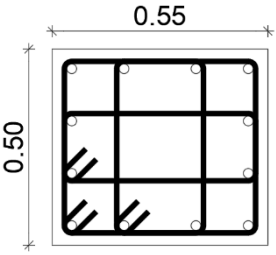
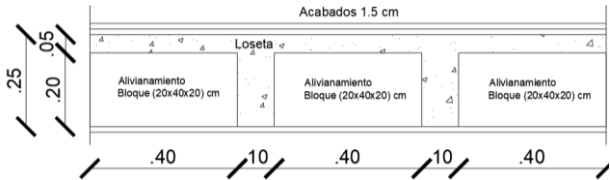
$$0.01 \leq \frac{30.536}{50 * 55} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0111 \leq 0.03$$

**Cumple**

En la presente tabla se presenta las dimensiones y el acero de refuerzo de vigas y columnas:

**Tabla 10: Secciones y acero de refuerzo**

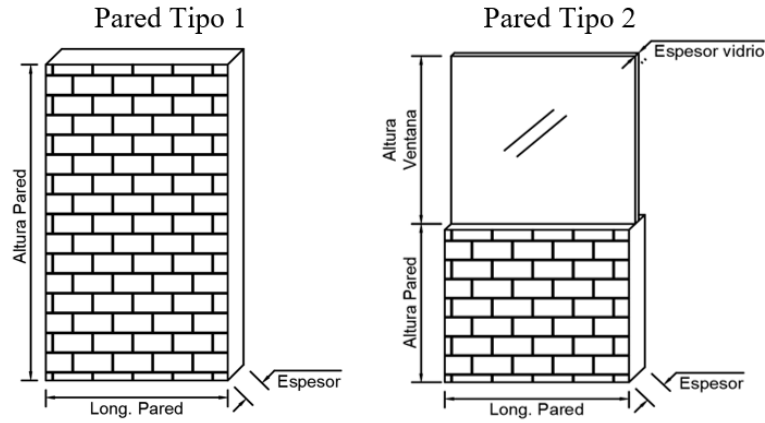
Tipo	Dimensión	Armadura	Sección Transversal
Viga	45 x 50	<p><b>Acero Superior:</b> 7Ø 16 mm Cuantía: 0.68 %</p> <p><b>Acero Inferior:</b> 2Ø 16 mm 2Ø 14 mm Cuantía: 0.34%</p> <p><b>Estribos</b> 1EØ10 @ 10 y 15cm</p> <p><b>Recubrimiento:</b> 2.5 cm</p>	
Columna	50 x 55	<p><b>Acero transversal:</b> 12 Ø 18 mm Cuantía: 1.11 %</p> <p><b>Estribos:</b> 3E Ø10 @ 10 cm</p> <p><b>Recubrimiento:</b> 3 cm</p>	
Losa	Espesor: 25 cm		

**Fuente:** Autor

### 2.4.3.2. Cargas gravitacionales

#### 2.4.3.2.1. Peso propio de paredes

**Figura 26: Tipos de Paredes**



Fuente: Autor

**Tabla 11: Peso propio de paredes**

Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso Específico	Peso Total	Longitud	Total
		Altura	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg / m	m	Kg
1	Pared	3.24	0.15	1600	777.60	47.79	37161.50
2	Pared	1.50	0.15	1600	304.64	18.7	5696.77
	Vidrio	1.74	0.004	2600			
Total (kg)							42858.27
Área Losa (m <sup>2</sup> )							323.31
CM (kg/m <sup>2</sup> )							132.56

Fuente: Autor

#### 2.4.3.2.2. Peso adicional de la losa

**Tabla 12: Cuantificación del peso de la losa**

Elementos	Dimensiones (m)			Peso Específico	Peso Total
	Altura	Longitud	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
Loseta	1	1	0.05	2400	120.00
Nervios	0.20	3.6	0.1	2400	172.80
Bloque	8 bloques * 15 kg				120.00
Enlucido sup.	1	1	0.015	1900	28.50
Enlucido Inf.	1	1	0.015	1900	28.50

Elementos	Dimensiones (m)			Peso Específico	Peso Total
	Altura	Longitud	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
Acabado	1	1	0.015	1600	24.00
				<b>Total</b>	<b>493.80</b>

Fuente: Autor

- Adicional de carga muerta (ACM)

$$ACM = CM \text{ Acabados} + CM \text{ Pared} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$ACM = 201 \text{ kg/m}^2 + 132.56 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 333.56 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 13: Resumen de adicional de carga muerta por piso

Piso	ACM (kg/m <sup>2</sup> )
N+ 12.80	138.96
N+ 9.60	286.66
N+ 6.40	286.66
N+ 3.20	313.51
N + 0.00	272.19
N - 3.20 (Subsuelo)	-

Fuente: Autor

#### 2.4.3.2.3. Cargas vivas

La carga viva (CV) para estructuras como unidades educativas según la NEC son las siguientes.

Tabla 14: Carga viva para educativas

Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m <sup>2</sup> )
Aulas	200
Corredor segundo piso y superior	400
Corredor primer piso	480
Terraza accesible	100

Fuente: NEC\_SE\_CG Cargas no sísmicas

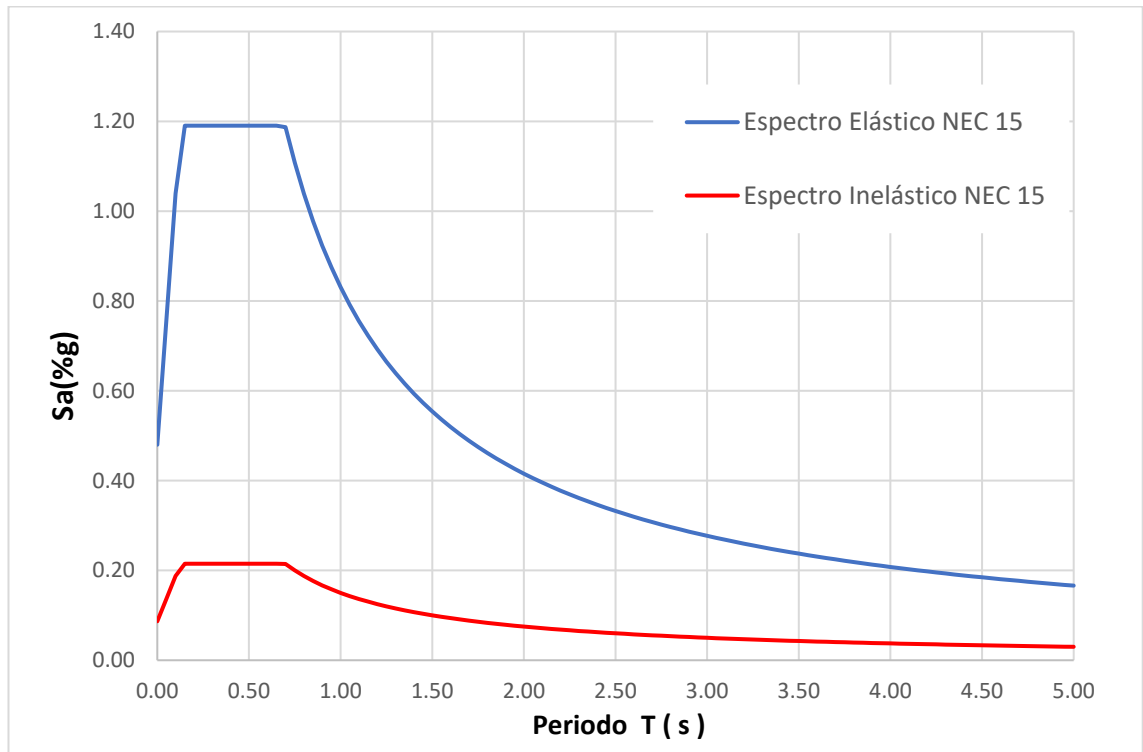
#### 2.4.3.2.4. Carga sísmica

**Tabla 15: Factores de carga sísmica y de configuración estructural**

<b>Sitio</b>	AMBATO	
<b>Tipo De Suelo</b>	D	
<b>S. Estructural</b>	H.A Sin muros con vigas descolgadas	
<b>Uso</b>	CENTRO DE EDUCACIÓN	
<b>Parámetros</b>	<b>VALOR</b>	<b>NEC-SE-DS</b>
<b>DATOS ELÁSTICO</b>		
Z (%g)	0.40	3.1.1
$\eta$	2.48	3.3.1
fa	1.20	3.2. 2.a
fd	1.19	3.2.2. b
fs	1.28	3.2.2.c
r	1.00	3.3.1
<b>DATOS REDUCIDO</b>		
R	8.00	6.3.4.b
I	1.30	4.1 Tabla 6
$\Phi_p$	1.00	5.2.3. Tabla 13
$\Phi_e$	0.90	5.2.3. Tabla 14
hn (m)	12.80	6.3.3
Ct	0.055	6.3. 3.a
$\alpha$	0.90	6.3. 3.a
<b>CÁLCULOS</b>		
Ta (s)	0.5456	
To(s)	0.1269	
Tc(s)	0.6981	
Sa(%g)	1.1904	
C (%g)	<b>0.2149</b>	
k	<b>1.026</b>	

**Fuente:** Autor

**Figura 27: Espectro de Respuesta**



**Fuente:** Autor



## CAPÍTULO III

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1. Análisis lineal de la estructura en condición actual

Para poder determinar el desempeño sísmico de una estructura se considera necesaria la aplicación del método cuantitativo, puesto que este es mejor detallado y objetivo, puesto que este se aplica mediante el desarrollo de ensayos no destructivos que permiten determinar la resistencia actual de la misma. La metodología consiste en realizar un análisis espectral completo. La estructura en estudio está conformada por dos bloques separados por una junta de construcción por ende se realizó dos modelos. [27]

##### 3.1.1. Definición de Materiales

Para el análisis lineal se toma en cuenta los siguientes materiales con sus respectivos valores:

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

##### 3.1.2. Definición de secciones

En la siguiente tabla se presenta el estado actual del edificio con sus respectivas secciones, tanto para columnas como para vigas. Mediante los parámetros mencionados se realizará un análisis que permita corroborar el cumplimiento de los lineamientos sismorresistentes planteados por la NEC.

**Tabla 16:** Secciones y áreas de aceros de vigas y columnas

N° Piso	Sección	Material del acero	Dimensión (cm)	Armadura
En todos los pisos	Viga V 45x50	A615Gr 40	Peralte: 50 cm Base: 45 cm Recubrimiento: 4 cm	Acero superior: 14.07 cm <sup>2</sup> Acero Inferior: 7.10 cm <sup>2</sup>
En todos los pisos	Columna C 55x50	A615Gr 40	Ancho: 55 cm Profundidad: 50 cm	# barras longi. dirección 3 axis: 4

N° Piso	Sección	Material del acero	Dimensión (cm)	Armadura
			Recubrimiento: 3 cm	# barras longi. dirección 2 axis: 4 Diámetro: 18 mm Acero transversal: Diámetro: 10 mm Espaciamiento: 10 cm

Fuente: Autor

### 3.1.3. Definición del Espectro de respuesta sísmica

Para la determinación del desempeño sísmico, en primera instancia, se emplea un ensayo SPT realizado en donde se encuentra la estructura objeto de estudio. El análisis realizado determinó que la zona tiene un suelo de tipo D, esto en base a lo establecido por la NEC. Con base en los datos obtenidos, se procede a determinar los coeficientes de amplificación de suelo.

**Tabla 17:** Coeficientes de amplificación del suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

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

Para la determinación del espectro de respuesta de la NEC 2015 para un periodo de retorno de 475 años, es importante determinar los coeficientes de amplificación del suelo. Este coeficiente se obtiene mediante el tipo de suelo y el factor de zona (z), mismos que se obtienen en base a la tabla 18:

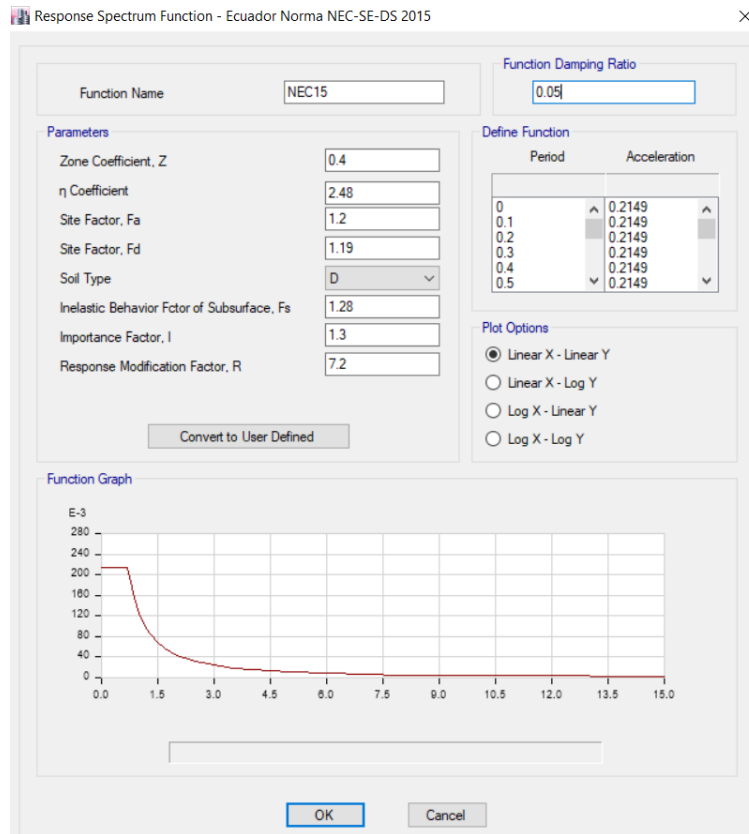
**Tabla 18: Coeficientes de amplificación de suelo**

Factor de zona	Z(g)		
	0.4		
Factores de suelo	Fa	Fd	Fs
	1.2	1.19	1.28

Fuente: [9]

Para obtener el desempeño sísmico de la estructura en estudio, se establece el espectro propuesto por la normativa ecuatoriana NEC 2015 con los valores que se presenta en la figura 28:

**Figura 28: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015**

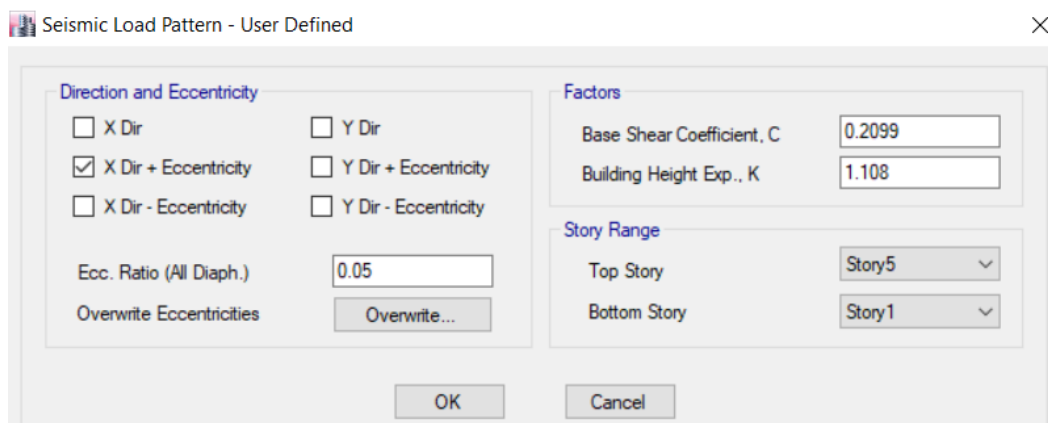


Fuente: ETABS 2016

### 3.1.4. Definición del cortante basal estático

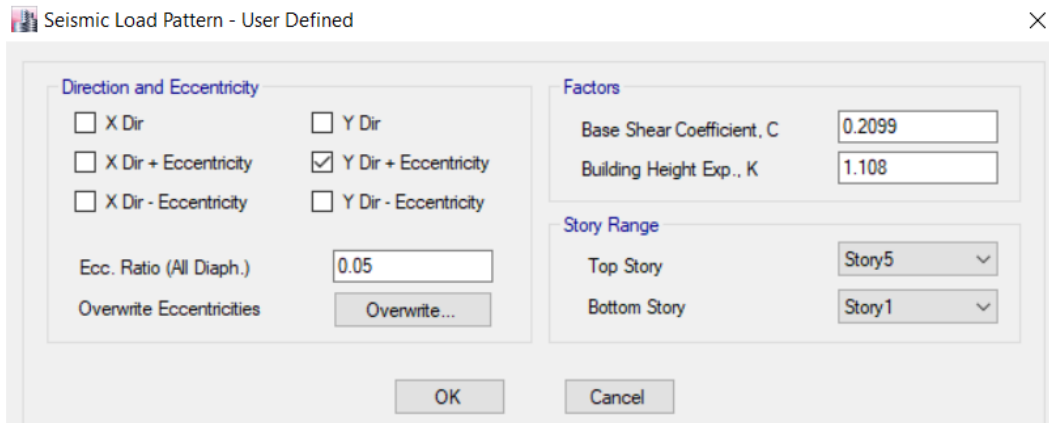
Con el valor del coeficiente calculado en la sección anterior se ingresa en el programa para definir la carga sísmica estática para cada dirección de análisis:

**Figura 29: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015 dirección X**



Fuente: ETABS 2016

**Figura 30: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015 dirección Y**

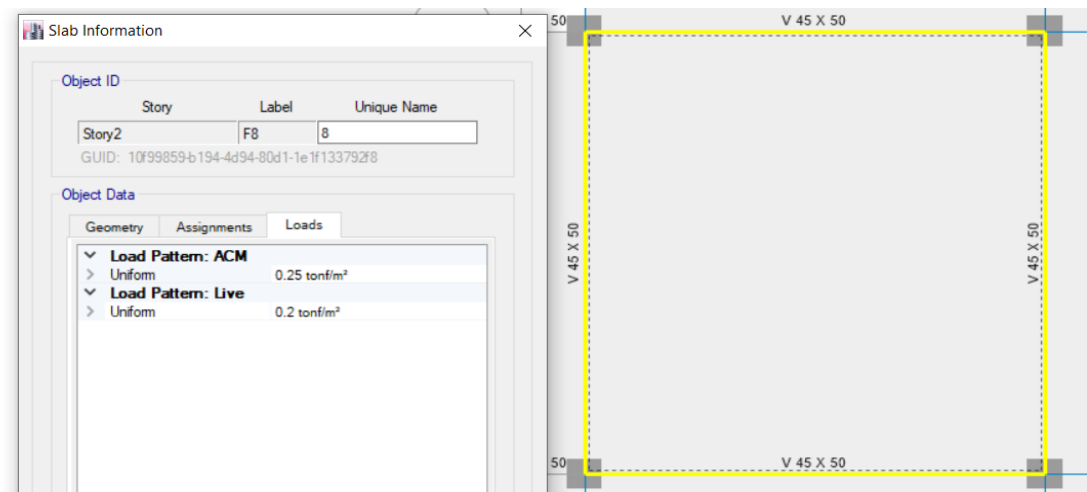


**Fuente:** ETABS 2016

### 3.1.5. Asignación de cargas

Las cargas son asignadas forma uniforme sobre las losas de la estructura, los valores de carga viva y adicional de carga muerta se describen en la tabla 17 respectivamente.

**Figura 31: Información de estado de cargas**



**Fuente:** ETABS 2016

### 3.2. Análisis método cuantitativo

Para analizar el estado actual de la estructura se realiza la verificación de los chequeos que se establece en la norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015, con la finalidad de comprobar si la estructura presenta un diseño óptimo y adecuado para las solicitaciones actuales.

### 3.2.1. Periodo de vibración

Para la verificación de este chequeo, se analiza el periodo de vibración de la edificación (T) el cual es obtenido mediante el método 2 y se compara con el periodo que se obtiene a partir del método 1, el cual es estimado con la expresión descrita en la sección 6.3.3 de norma ecuatoriana en el capítulo de peligro sísmico. Se tomará en consideración a la siguiente expresión:

$$T_a = C_t * H_n \alpha$$

Donde:

$T_a$  = Periodo de Vibración

$C_t$  y  $\alpha$  = coeficiente que depende del tipo de Edificio.

$H_n$  = Altura del edificio

El valor de T del método 2 no debe superar en un 30% al valor de T obtenido por el método 1.

**Tabla 19: Período fundamental método 2**

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.715	0.000	0.766
2	0.695	0.754	0.000
3	0.614	0.000	0.001
4	0.226	0.000	0.096
5	0.217	0.099	0.000
6	0.192	0.000	0.000
7	0.127	0.000	0.035
8	0.118	0.037	0.000
9	0.106	0.000	0.000
10	0.089	0.000	0.010
11	0.082	0.011	0.000
12	0.074	0.000	0.000

**Fuente:** Autor

**Tabla 20: Verificación del periodo fundamental de la estructura**

Método 1 (Ta)	0.546	<b>Ta2 &lt;=1.3Ta1</b>
Método 2 (Ta)	0.715	<b>NO CUMPLE</b>
1.3*Ta1	0.709	

**Fuente:** Autor

Como se presenta en la tabla 20 se determina que la estructura no cumple con el chequeo debido a que el periodo obtenido por el método 2 es superior que el 30% del periodo calculado por el método 1.

### 3.2.2. Torsión en Planta

Para este análisis se debe comprobar que los dos primeros modos de vibración de la estructura presente un movimiento traslacional y en el tercer modo de vibración se espera que tenga un movimiento torsional. Para el cual se calcula el porcentaje de torsión que llega a producir cada modo de vibración con la siguiente expresión:

$$\%Torsión = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100 \quad (\text{Ec. 16})$$

$$\%Torsión \leq 30\% (\text{Traslacional}) \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde relaciona el giro en el sentido Z con el valor mayor de desplazamiento en dirección X y en la dirección Y, para la verificación este porcentaje debe ser menor al 30% para presente un movimiento traslacional.

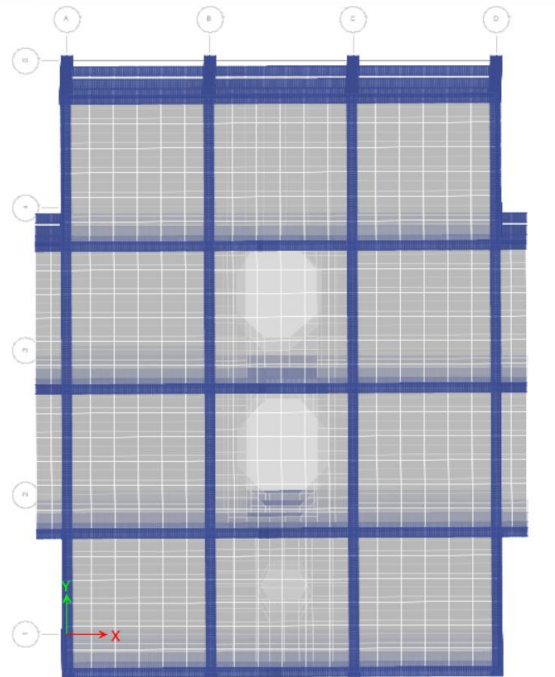
**Tabla 21: Factores de participación**

Modo	Ux	Uy	Rz	% Torsión	Observación
1	0.0001	0.7656	0.0003	0.04	<b>Ok traslacional</b>
2	0.7535	0.0001	0.009	1.19	<b>Ok traslacional</b>
3	0.0002	0.0005	0.7452	149040.00	<b>Torsional</b>

**Fuente:** Autor

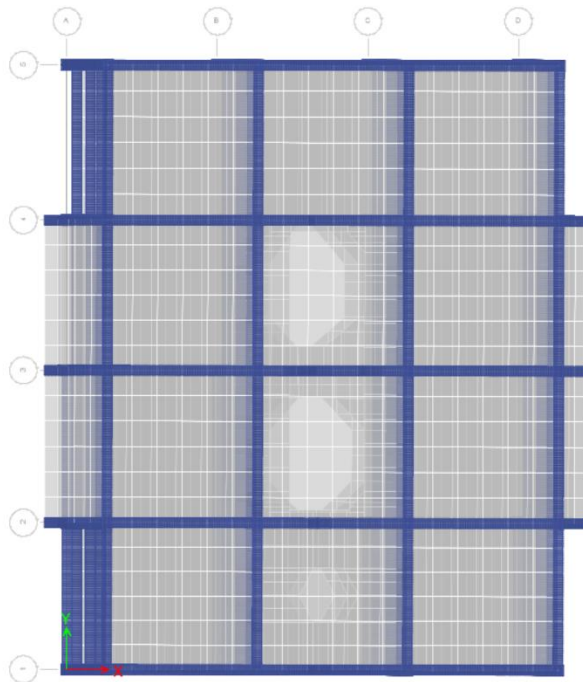
Como se presenta en la tabla anterior la edificación tiene un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración siendo inferior al 30% de la participación rotacional permitida, por lo que no sufre de torsión en planta.

**Figura 32: Primer modo de vibración**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 33: Segundo modo de vibración**



**Fuente: ETABS 2016**



### 3.2.3. Masa Acumulada

Para el análisis dinámico espectral todos los modos de vibración que se consideren en la participación de la masa modal acumulada deben garantizar que al menos se acumule el 90% de la masa total de la edificación en cada sentido de análisis.

**Tabla 22: Masa Acumulada**

<b>Modo</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
1	0.000	0.766
2	0.754	0.766
3	0.754	0.766
4	0.754	0.862
5	0.852	0.862
6	0.852	0.862
7	0.852	0.897
8	0.889	0.897
9	0.889	0.897
10	0.889	0.907
11	0.900	0.907
12	0.900	0.907
13	0.900	0.987
14	0.916	0.999
15	1.000	1.000

**Fuente:** Autor

Como se presenta en la tabla 22 las masas acumuladas de la edificación se acumulan el 90% para la dirección X en el onceavo modo y para la dirección Y en el décimo modo, para las dos direcciones cumplen por lo que presenta la acumulación de masas en los modos de vibración establecidos.

### 3.2.4. Validación del Análisis Dinámico

Para la validación del análisis dinámico como se menciona en la sección 6.2.2 de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, el valor del cortante dinámico no

debe superar al porcentaje dependiendo de la configuración estructural al obtenido por el método estático como se describe a continuación:

$$V_{dinam} \geq 80\% V_{estatico} \text{ (Estructuras regulares)} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$V_{dinam} \geq 85\% V_{estatico} \text{ (Estructuras irregulares)} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

$V_{dinam}$ : Cortante dinámico

$V_{estatico}$ : Cortante basal estático

**Tabla 23: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015**

	<b>Cortante (Ton)</b>	<b>%</b>	<b>Observación</b>
<b>Dirección X</b>			
V Dinámico	347.21	<b>86.70</b>	<b>CUMPLE</b>
V Estático	400.48		
<b>Dirección Y</b>			
V Dinámico	342.28	<b>85.47</b>	<b>CUMPLE</b>
V Estático	400.48		

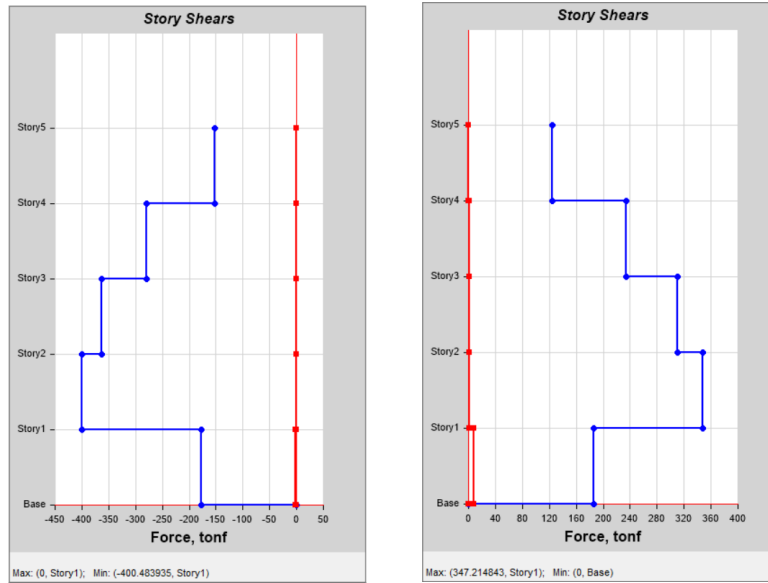
**Fuente:** Autor

Como se puede apreciar en la tabla anterior, el análisis cumple con los parámetros establecidos. A continuación, se presentan los valores obtenidos para la estructura analizada.

**Figura 34: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección X**

**V. Estático**

**V. Dinámico**

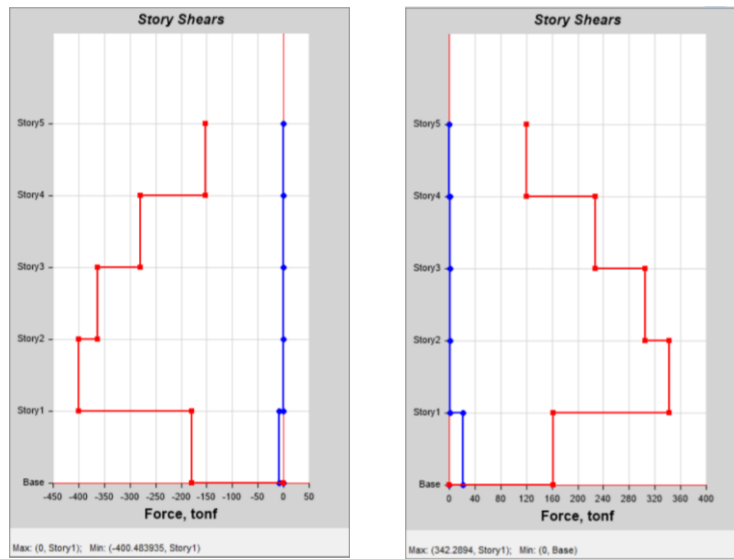


Fuente: ETABS 2016

Figura 35: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección Y

V. Estático

V. Dinámico



Fuente: ETABS 2016

Como se presenta en la tabla 26, el cortante basal dinámico en ambas direcciones de análisis supera el 85% del cortante estático que establece la norma para estructuras irregulares, cumpliendo con este chequeo.

### 3.2.5. Derivas de piso

La deriva máxima que se obtiene para cada piso no debe ser superior a los límites de la deriva inelástica como se menciona en la sección 4.2.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera la deriva máxima inelástica es de 0.02.

Para obtener la deriva máxima inelástica de cada piso se utiliza la siguiente expresión que está en función del desplazamiento por acción de las fuerzas laterales:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

$\Delta_M$ : Deriva máxima inelástica.

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

**R**: Factor de reducción de resistencia.

#### 3.2.5.1. Derivas por cortante estático

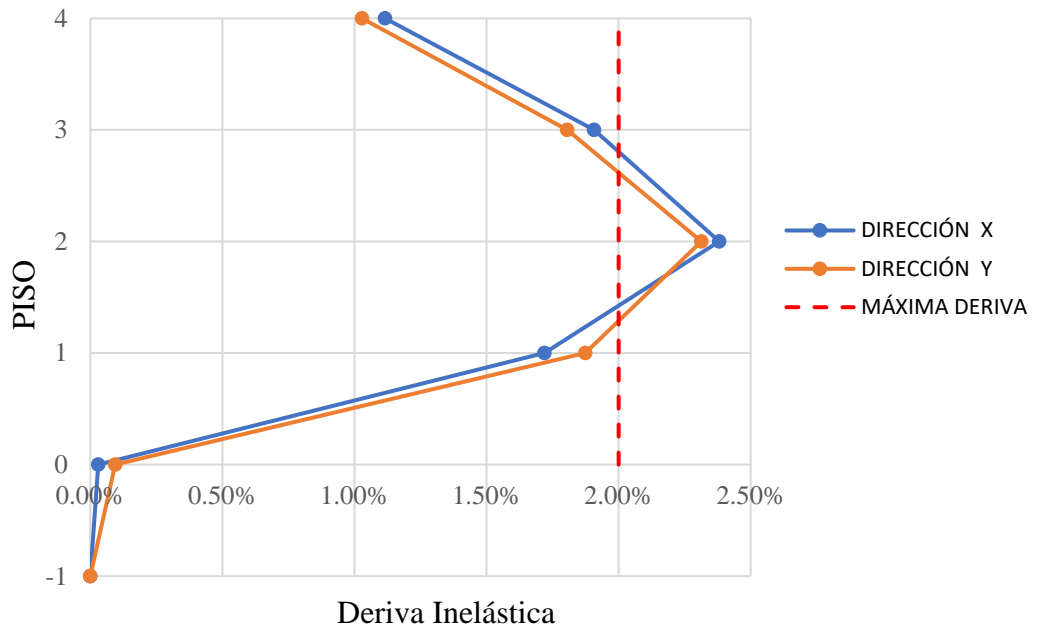
En las siguientes tablas se presentan los resultados para las derivas inelásticas provocadas por el cortante elástico. Para el edificio analizado se obtiene que las derivas en dirección X no cumplen para los pisos 3 y 4, teniendo un valor mayor al 2%

**Tabla 24: Derivas Inelásticas por cortante estático**

<b>Dirección X</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.00226	0.0135	1.35%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.00378	0.0227	2.27%	> 2% No cumple
N+ 6.40	0.00462	0.0277	2.77%	> 2% No cumple
N+ 3.20	0.00330	0.0198	1.98%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.00005	0.0003	0.03%	< 2% Cumple
N -3.20	0.00000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple
<b>Dirección Y</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.00213	0.0128	1.28%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.00365	0.0219	2.19%	> 2% No cumple
N+ 6.40	0.00454	0.0272	2.72%	> 2% No cumple
N+ 3.20	0.00350	0.0210	2.10%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0.00015	0.0009	0.09%	< 2% Cumple
N -3.20	0.00000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple

Fuente: Autor

**Figura 36: Derivas Inelásticas por cortante estático**



Fuente: Autor

De la figura anterior se puede apreciar que las derivas causadas por el cortante estático para el edificio analizado supera el 2% establecido en el piso 2.

### 3.2.5.2. Derivas por cortante dinámico

Como se aprecia en la siguiente figura y tabla, las derivas inelásticas por cortante dinámico superan el 2% en el punto N +6,40; tanto para la dirección X como para la dirección Y.

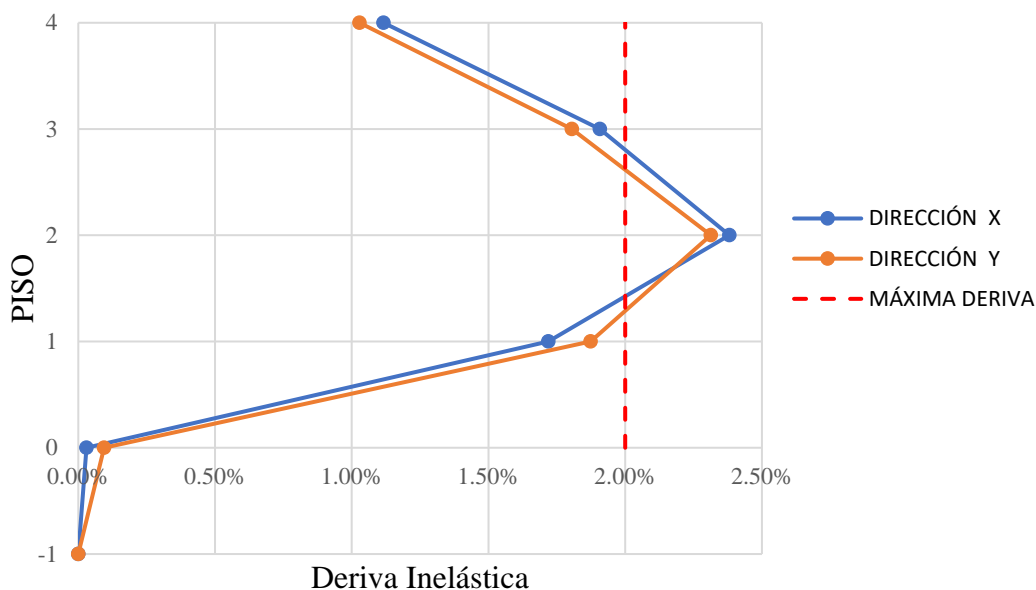
**Tabla 25: Derivas Inelásticas por cortante dinámico**

Dirección X				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.001860	0.0112	1.12%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.003179	0.0191	1.91%	< 2% Cumple
N+ 6.40	0.003968	0.0238	2.38%	> 2% No cumple
N+ 3.20	0.002865	0.0172	1.72%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.000050	0.0003	0.03%	< 2% Cumple
N -3.20	0.000000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple
Dirección Y				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.00171	0.0103	1.03%	< 2% Cumple

N+ 9.60	0.00301	0.0181	1.81%	< 2% Cumple
N+ 6.40	0.00386	0.0231	2.31%	> 2% No cumple
N+ 3.20	0.00312	0.0187	1.87%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.00016	0.0009	0.09%	< 2% Cumple
N -3.20	0.00000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple

Fuente: Autor

Figura 37: Derivas Inelásticas por cortante dinámico



Fuente: Autor

Como se puede observar en las tablas y figuras anteriores las derivas inelásticas causadas por el cortante estático y dinámico supera el 2% en el nivel N+6.40, con un valor de 2.77 % para la dirección X y un 2.72% para la dirección Y, por lo cual no cumple con el máximo de 2% establecido en la Norma Ecuatoriana para este tipo de estructura.

### 3.2.6. Chequeo de elementos estructurales

Se procede una vez analizado la estructura de forma global con los chequeos del modelo del análisis lineal, se revisará la capacidad de los elementos estructurales con la finalidad de verificar si cada uno de ellos es capaz de resistir las solicitaciones como lo establece en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La demanda con la que se verificara el estado de los elementos como son las vigas y columnas está en función a las combinaciones de carga según la NEC-SE-CG, las cuales se presenta a continuación:

- 1.4 D (Ec. 21)
- 1.2 D + 1.6 L (Ec. 22)
- 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E (Ec. 23)
- 0.9 D + 1.0 E (Ec. 24)

**Donde:**

D: Carga Muerta

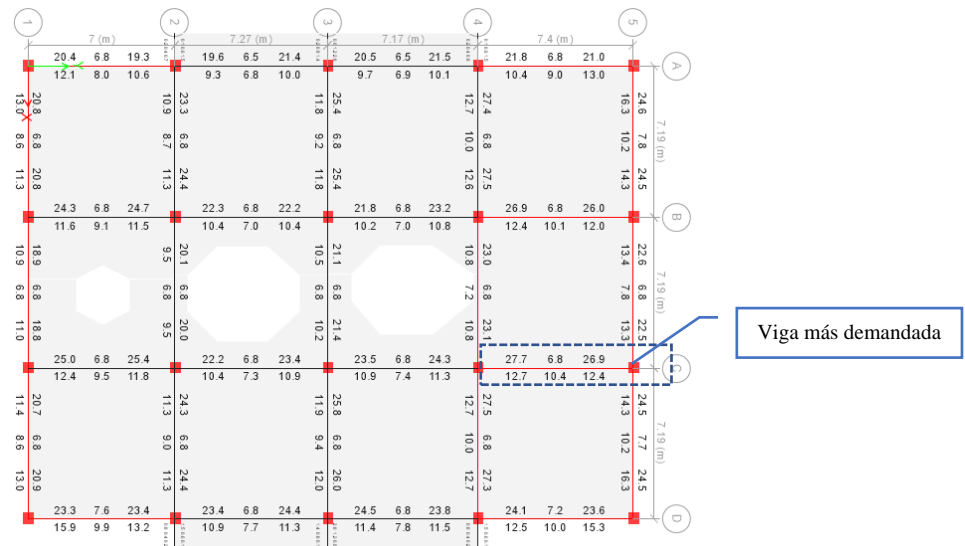
L: Carga Viva

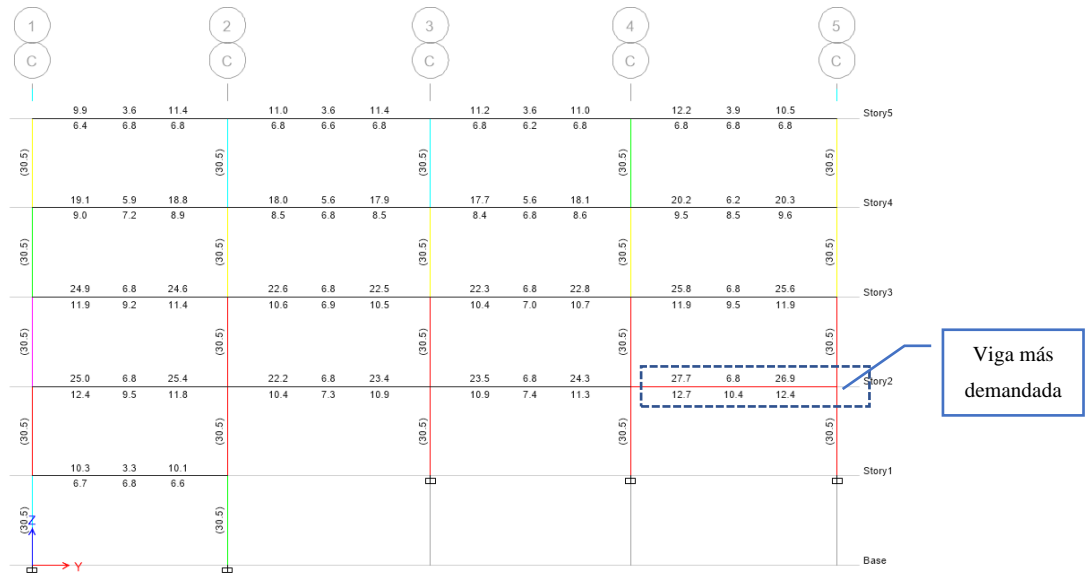
E: Carga Sísmica

### 3.2.6.1. Chequeo a flexión

Se analiza con la combinación de carga más desfavorable y se determina la cantidad de acero de refuerzo que requiere tanto en la parte superior como en la inferior de cada viga en los dos sentidos de análisis mediante el software ETABS.

**Figura 38: Acero en vigas del pórtico del eje C y del piso N + 3.20 más demandados**





Fuente: ETABS 2016

Se puede observar en la figura anterior que el primer piso presenta la mayor cantidad de acero, donde la viga más crítica se ubica en el eje C desde el eje 4 hasta el eje 5, los resultados de diseño para este elemento se presentan en la tabla 26:

**Tabla 26: Momento de Diseño y refuerzo por momento**

	Momento de diseño - (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento - (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento + (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+2 ejes)	-40.4724	-	27.7	0	6.8	27.7
Inferior (-2 ejes)	-	20.2362	0	12.7	6.8	12.7

Fuente: ETABS 2016

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{As}{b * d} \quad (\text{Ec. 25})$$

$$\rho = \frac{27.7 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45.80 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.01344 = 1.344\%$$



### 3.2.6.2. Comprobación de requerimientos del acero

Para la comprobación del acero se calcula el mínimo que se requiere en vigas, el cual no debe ser menor a valor obtenido con la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (\text{Ec. 26})$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 45 * 45.80$$

$$A_{s_{min}} = 6.87 \text{ cm}^2$$

Para determinar el acero máximo permitido para la sección de viga se calcula la cuantía de refuerzo que no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho b$ ).

$$\rho_{max} = 0.05 \rho b \quad (\text{Ec. 27}) \quad (\text{Ec. 27})$$

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + f_y} \right) \quad (\text{Ec. 28})$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \left( \frac{240}{4200} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$\rho b = 0.02477$$

$$\rho_{max} = 0.0124 = 1.24\%$$

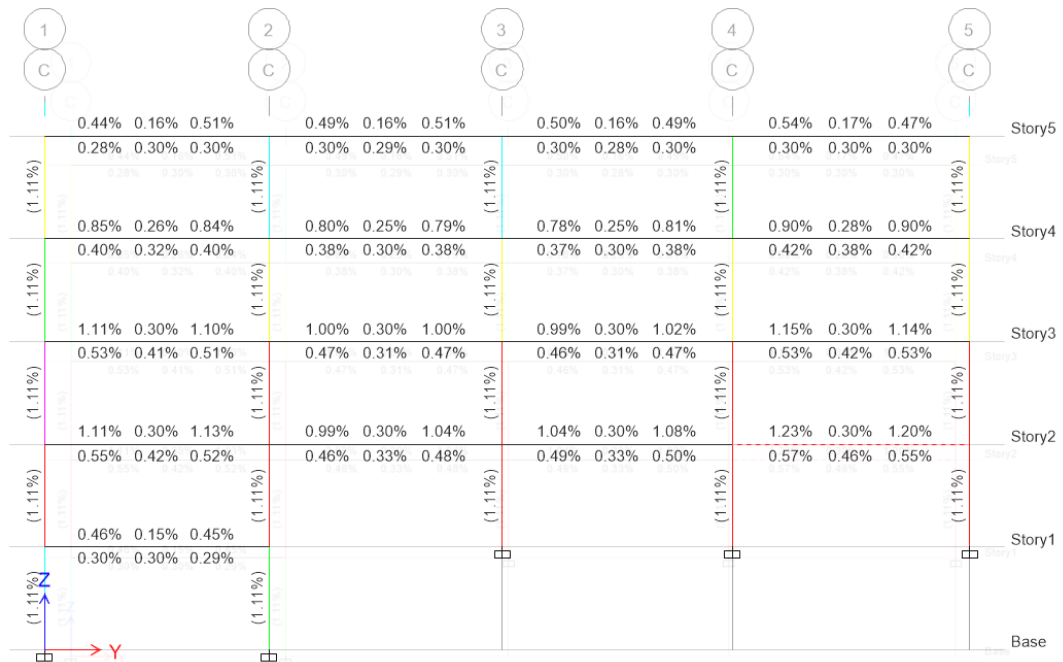
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d \quad (\text{Ec. 29})$$

$$A_{s_{max}} = 0.0124 * 45 * 45.80$$

$$A_{s_{max}} = 25.556 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido para cumplir con las cargas de demanda es de 27.7 cm<sup>2</sup> siendo mayor al máximo permito de 25.56 cm<sup>2</sup>. De igual manera, las cuantías mostradas en la figura no superan la cuantía máxima permitida ( $\rho_{max}=1.44\%$ ).

**Figura 39:** Cuantía de acero en las vigas



**Fuente:** ETABS 2016

En la figura anterior se presenta el porcentaje de cuantía el cual se encuentra en el rango de 0.30% y 1.23% encontrándose cerca del valor de máxima cuantía permitida de 1.24%, como análisis final las vigas del primer nivel son las que se encuentran cerca del límite de aceptación mientras que las vigas de los demás niveles son aceptables.

### 3.2.6.3. Chequeo a corte

De igual manera se obtiene los valores de diseño a corte de la viga más crítica para su análisis los cuales se presentan en la tabla 27:

**Tabla 27:** Resumen de diseño a corte

<b>Cortante / Torsión para <math>V_{u2}</math> y <math>T_u</math></b>				
Refuerzo $A_{vs}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Diseño $T_u$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Diseño $P_u$ (ton)
10.5	21.8981	0.2346	- 40.4724	0
<b>Fuerzas de diseño</b>				
Factorizado $V_{u2}$ (ton)	Factorizado $M_{u3}$ (ton)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Capacidad $V_p$ (ton)	Gravedad $V_g$ (ton)
21.8981	- 40.4724	21.8981	11.7221	13.1115

**Fuente:** ETABS 2016

De los valores conseguidos del programa se analiza si cumple con el acero mínimo que debe tener para corte, para la cual se lo realiza mediante la siguiente expresión según la norma ACI-318-14:

$$A_{vmin} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} & \text{(Ec. 30)} \\ 3.5 * \frac{b * s}{fy} & \text{(Ec. 31)} \end{cases}$$

$$A_{vmin} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{240kg/cm^2} * \frac{45 cm * 10cm}{4200kg/cm^2} = 0.3320 \\ 3.5 * \frac{45 cm * 10cm}{4200 kg/cm^2} = 0.375 \end{cases}$$

$$A_{vcalculado} \geq A_{vmin}$$

$$10.5 > 0.375 \text{ Cumple}$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

#### 3.2.6.4. Chequeo de torsión

Para poder despreciar los efectos de torsión se lo comprueba con la siguiente ecuación:

$$T_u < \phi T_{th} \quad \text{(Ec. 32)}$$

Donde:

$\phi$  Factor de reducción con un valor de 0.75

$T_u$  Resistencia a la torsión en condiciones ultimas.

$T_{th}$  El umbral de torsión.

$T_{cr}$  Torsión de fisuración

$A_o$  Área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional

$Ph$  Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón

**Tabla 28:** Resultados de torsión

<b>Fuerza de torsión y refuerzo de torsión</b>				
$T_u$ (ton-m)	$\phi T_{th}$ (ton-m)	$\phi T_{cr}$ (ton-m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro, $P_h$ (m)
0.2346	0.8209	3.2835	0.1262	1.544

Fuente: ETABS 2016

$$T_u < \phi T_{th} \text{ (Ec. 33)}$$

$$0.2346 \text{ ton.m} < 0.8209 \text{ ton.m}$$

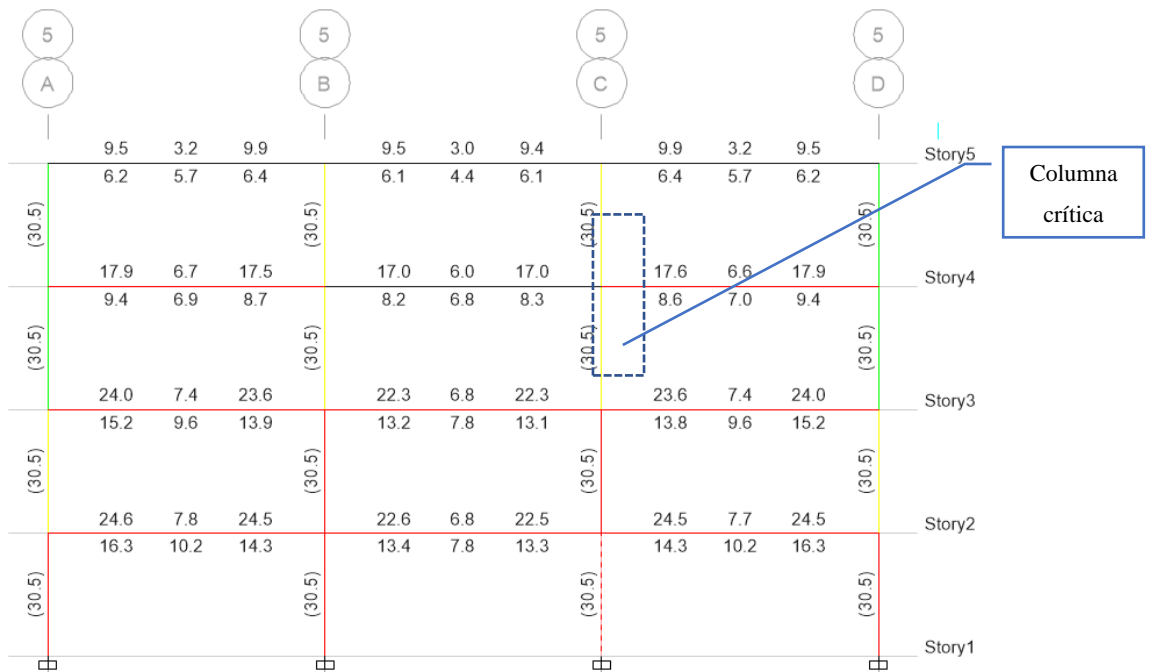
No se requiere armadura ya que los efectos de torsión se desprecian.

### 3.2.7. Análisis de columnas

#### 3.2.7.1. Chequeo a Flexo – Compresión

Para la verificación de diseño y chequeo de las columnas se analiza el pórtico más crítico de la edificación que corresponde al que se ubica en el eje 5, los elementos que se visualizan de color rojo en la figura 40 son los que presentan problemas que se necesitan revisar.

**Figura 40:** Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm<sup>2</sup>



Fuente: ETABS 2016

En la figura 40 se observa los valores de acero de refuerzo longitudinal en centímetros cuadrados, los cuales corresponden al pórtico más crítico de la estructura.

En la tabla 29 se presentan los valores de diseño de la columna ubicada en el primer nivel en el eje 5C que corresponde a la más crítica:

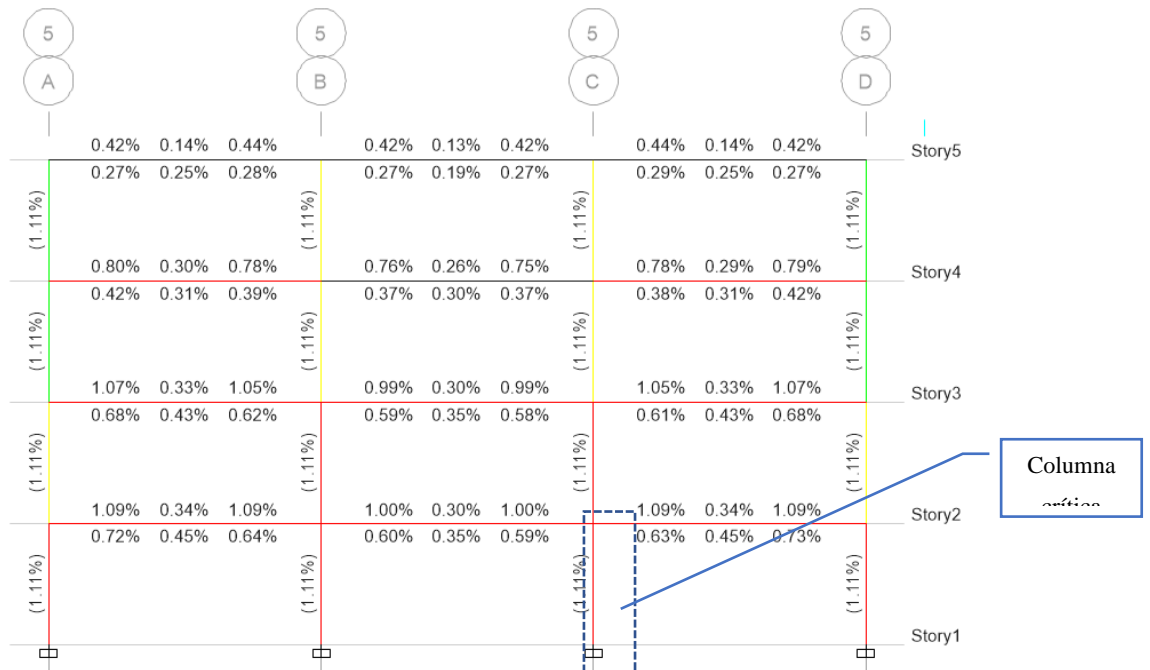
**Tabla 29:** Resumen de diseño de columna

Detalles del elemento Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+3.20	C18	C 50 x 55	3.20	0.5	0.55	0.059
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$						
Diseño $P_u$ (ton)	Diseño $M_{u2}$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Mínimo $M_2$ (ton-m)	Mínimo $M_3$ (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
98.3369	-15.9513	3.1403	2.9737	3.1212	1.11	0.528

Fuente: Autor

En la figura 41 se visualiza la cuantía de acero de refuerzo en las columnas:

**Figura 41:** Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión



Fuente: ETABS 2016

Para verificar la cuantía de refuerzo en las columnas debe cumplir con el siguiente requisito establecido en la Norma Ecuatoriana NEC-SE-HM en la sección 4.3.3.:

$$0.01 \leq \frac{As}{b * h} \leq 0.03 \quad (\text{Ec. 34})$$

$$\frac{30.5 \text{ cm}^2}{50 * 55} = 0.01109 = 1.109 \% (\text{cumple})$$

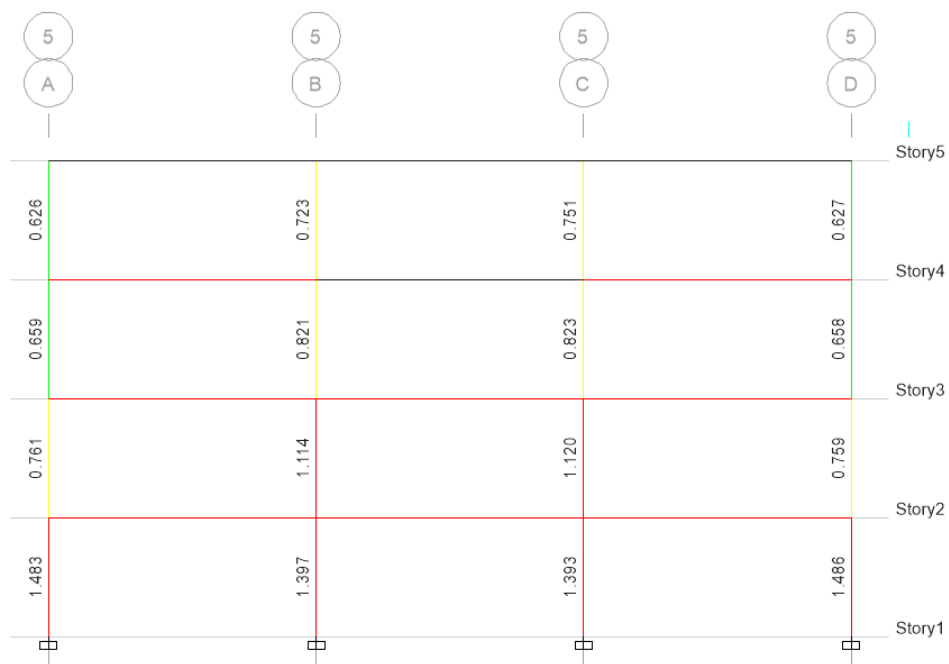
Esta cuantía debe mantenerse en el rango entre el 1% y el 3% del área total de la sección transversal, por lo que el acero propuesto se mantiene en el rango tolerable con una cuantía de 1.11%.

### 3.2.7.2. Chequeo Demanda / Capacidad

Se analiza la relación demanda capacidad de las columnas de la edificación, esta relación indica que tan próximo se encuentra el elemento a exceder su capacidad, lo que quiere decir que si la relación  $D/C > 1.00$  significa que dicho elemento está sometido a solicitaciones mayores a la que es capaz de soportar siendo un dimensionado deficiente.

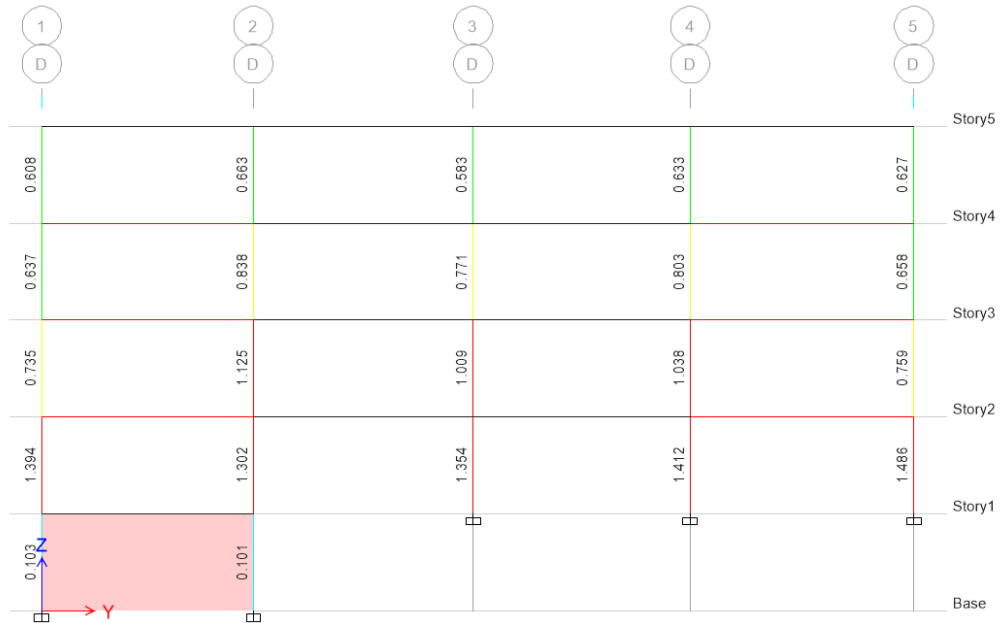
El software ETBAS calcula la relación D/C con la sección ingresada, el permite realizar múltiples iteraciones hasta que encuentre una relación adecuada. Los valores se presentan en la figura 42.

**Figura 42: Demanda / Capacidad Eje 5**



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 43: Demanda / Capacidad Eje 5**



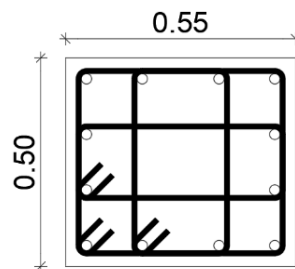
**Fuente:** ETABS 2016

Al verificar la relación demanda / capacidad de todas las columnas, se observa que tanto las secciones del primer y segundo piso exceden la relación superando el límite presentándose valores mayores a 1, analizando la columna ubicada en el eje D5 con un valor de 1.486 requiere un 49% más de capacidad para cumplir con las solicitaciones de la estructura. La sección transversal es insuficiente.

### 3.2.7.3. Diagrama de Interacción

Se realiza los diagramas de interacciones donde se representa la combinación de momentos y carga axial que actúa en dicho elemento que provocan su fallo, este diagrama tiene como finalidad realizar la comprobación de las cargas actuantes son soportadas de una mejor manera.

**Figura 44: Sección de columna típica**



**Fuente:** Autor

En la tabla 30 se presentan los valores de carga y momento que actúan sobre la columna más crítica ubicada en el eje D5, los valores se obtuvieron del programa ETABS:

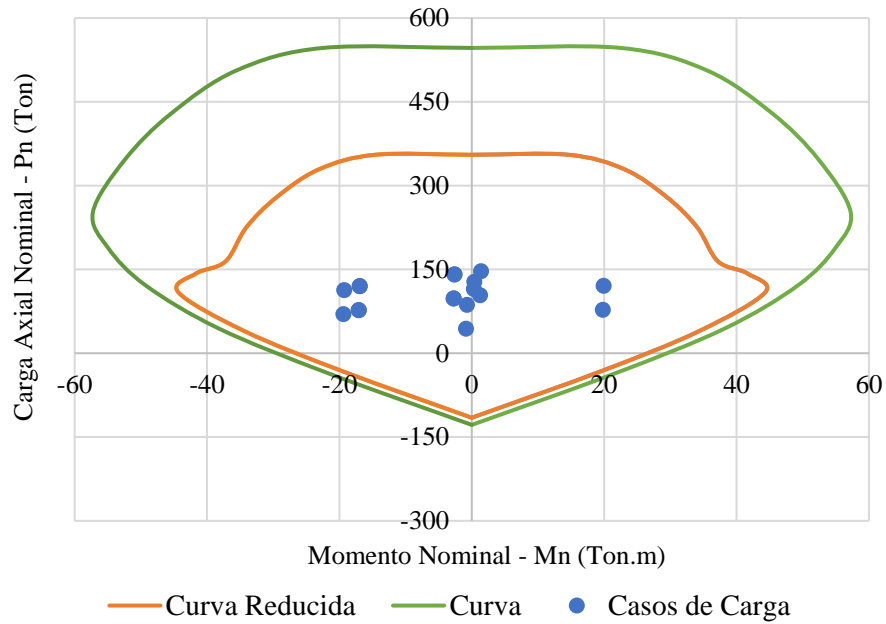
**Tabla 30: Casos de cargas actuantes en columna**

<b>Combinación de carga</b>	<b>P tonf</b>	<b>M2 Y-Y tonf-m</b>	<b>M3 X-X tonf-m</b>
1.4D	115.059	-2.187	-0.306
1.2D + 1.6L	127.910	-2.342	-0.374
1.2D + L + Ex	113.062	-0.379	31.253
1.2D + L - Ex	120.792	-3.955	-31.916
1.2D + L + Ey	146.956	32.401	-0.201
1.2D + L - Ey	86.898	-36.734	-0.463
0.9D + Ex	70.101	0.382	31.388
0.9D - Ex	77.831	-3.194	-31.781
0.9D + Ey	103.995	33.162	-0.066
0.9D - Ey	43.938	-35.973	-0.328
Dinam 1.2D + L + Ex	120.268	-9.550	-28.755
Dinam 1.2D + L - Ex	120.268	-9.550	-28.755
Dinam 1.2D + L + Ey	141.298	-34.046	-0.847
Dinam 1.2D + L - Ey	141.298	29.712	0.183
Dinam 0.9D + Ex	77.308	-34.046	-0.847
Dinam 0.9D - Ex	77.308	5.978	28.227
Dinam 0.9D + Ey	98.337	-8.789	-28.620
Dinam 0.9D - Ey	98.337	5.978	28.227

**Fuente:** Autor

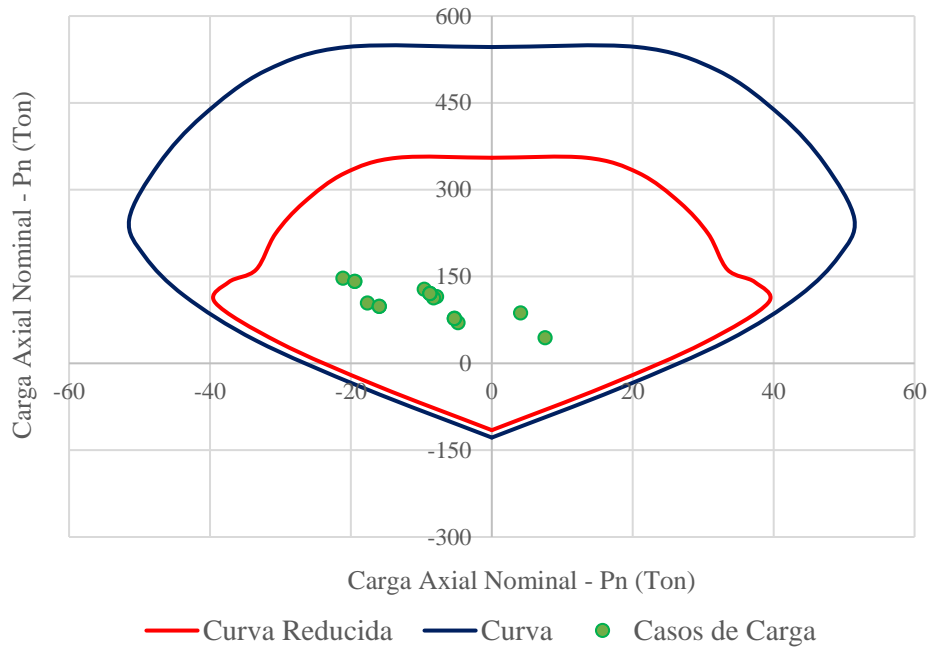


**Figura 45: Diagrama de Interacción Dirección eje X**



**Fuente:** Autor

**Figura 46: Diagrama de Interacción Dirección eje Y**



**Fuente:** Autor

De los diagramas de interacciones de la columna para la dirección X e Y los valores de carga solicitada de momento y carga axial de la combinación de carga se encuentra dentro de la curva por lo que el elemento es capaz de soportar dichas solicitaciones.

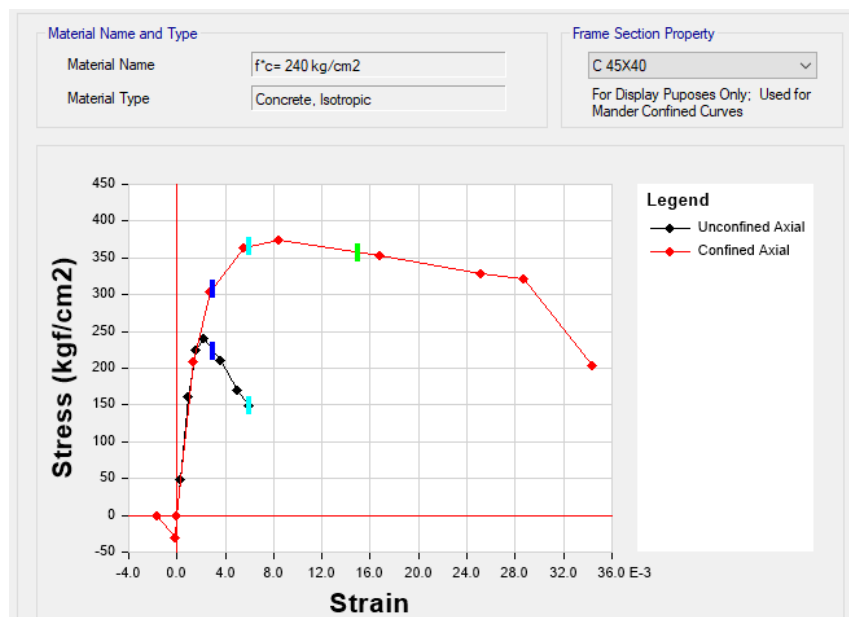
### 3.2.8. Análisis Estático no lineal

Después de analizar de la edificación con el análisis lineal se procede a realizar el análisis estático no lineal con la finalidad de determinar la curva de capacidad global de la estructura y así determinar el desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica obtenidos de la Norma Ecuatoriana.

#### 3.2.8.1. Modelos de comportamiento de los materiales

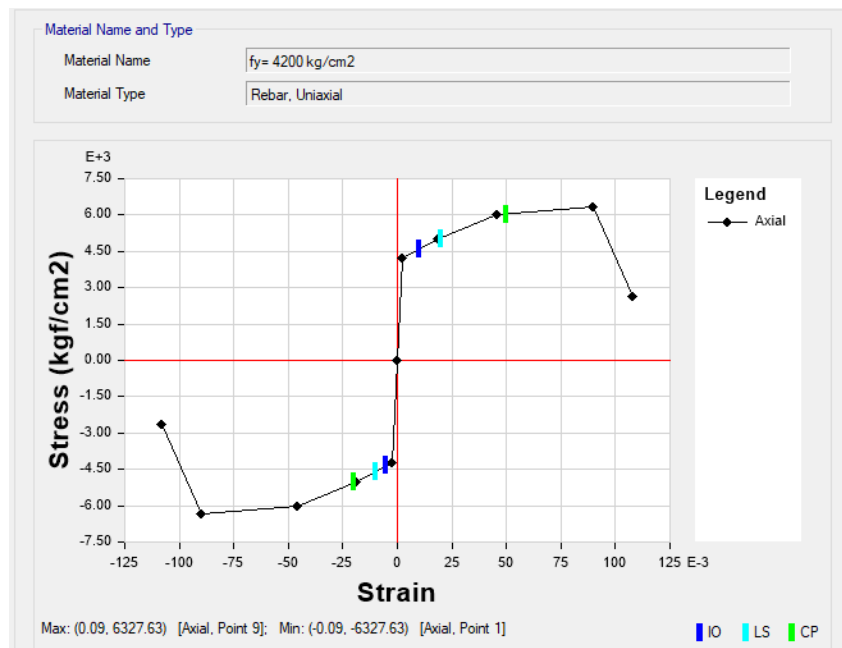
Se utiliza el modelo de Mander para el comportamiento del hormigón, el cual depende del confinamiento del acero transversal de vigas y columnas, la resistencia a la compresión del concreto es de  $240 \text{ kg/cm}^2$ . Mientras que para el acero el comportamiento se utiliza el modelo de Park con una resistencia a la fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Figura 47: Modelo esfuerzo – deformación del concreto. Modelo de Mander**



Fuente: ETABS 2016

**Figura 48: Modelo esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park)**



**Fuente: ETABS 2016**

### 3.2.8.2. Asignación de Rotulas Plásticas

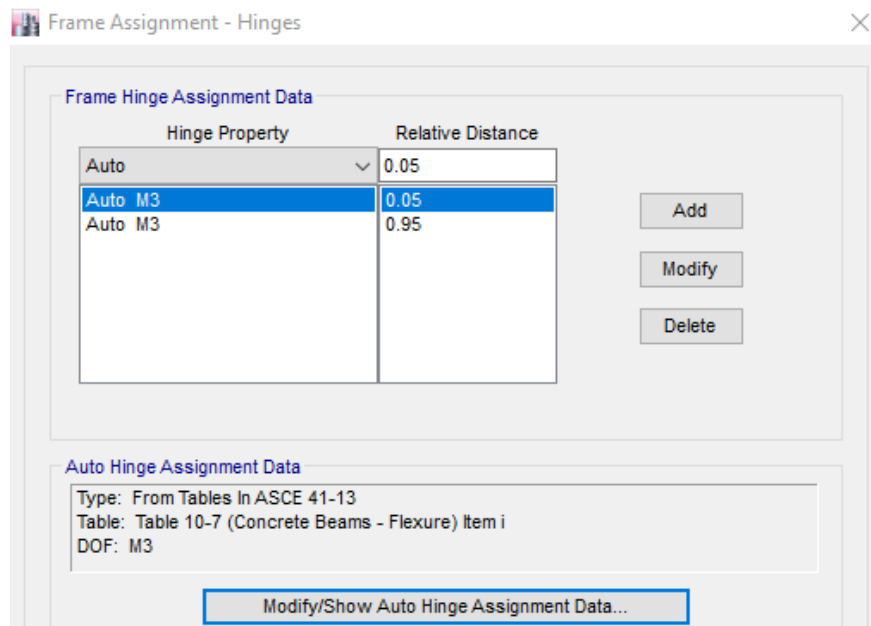
Las rotulas plásticas se asignaron para los elementos estructurales que resisten la carga lateral, cada rotula ubica en los extremos de cada elemento, que representa la zona donde se espera la fluencia, de acuerdo con FEMA se ubicaran a un 5% y a un 95% desde la cara de columnas y vigas.

#### 3.2.8.2.1. Rotulas plásticas para vigas

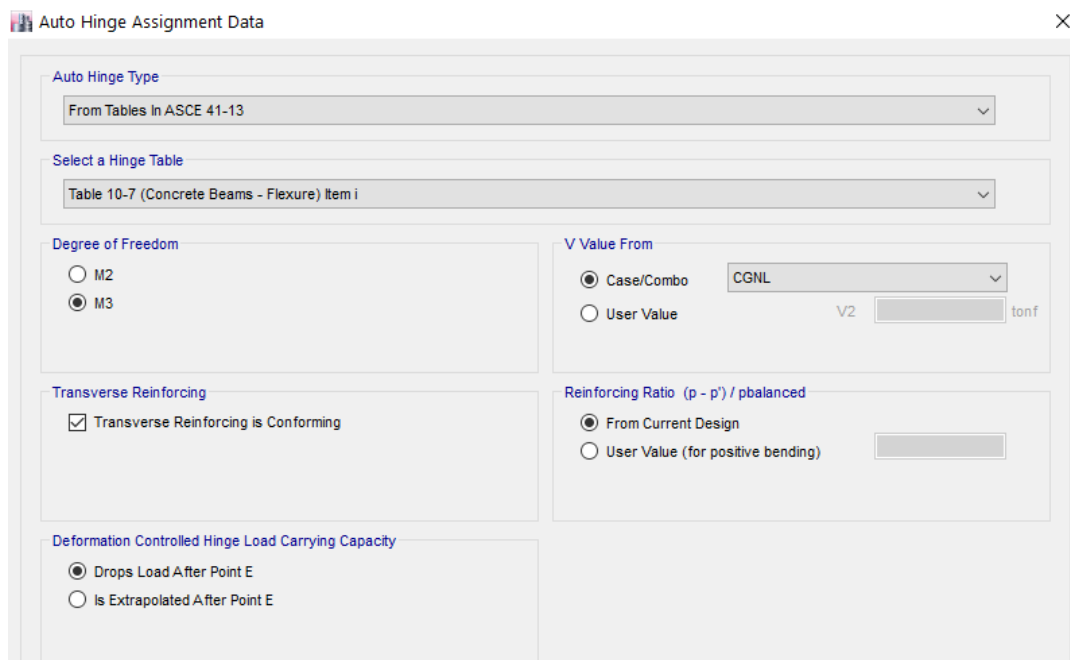
Para la asignación de rotulas plásticas en las vigas se toma las condiciones que se presenta en la norma ASCE 41-13 en la tabla 10-7 tomando en cuenta que este elemento está trabajando a flexión. En la siguiente figura se presenta la asignación en el programa.

**Figura 49: Asignación de rotulas plásticas en vigas**

(a) Longitudes relativas



(b) Propiedades de la rotula



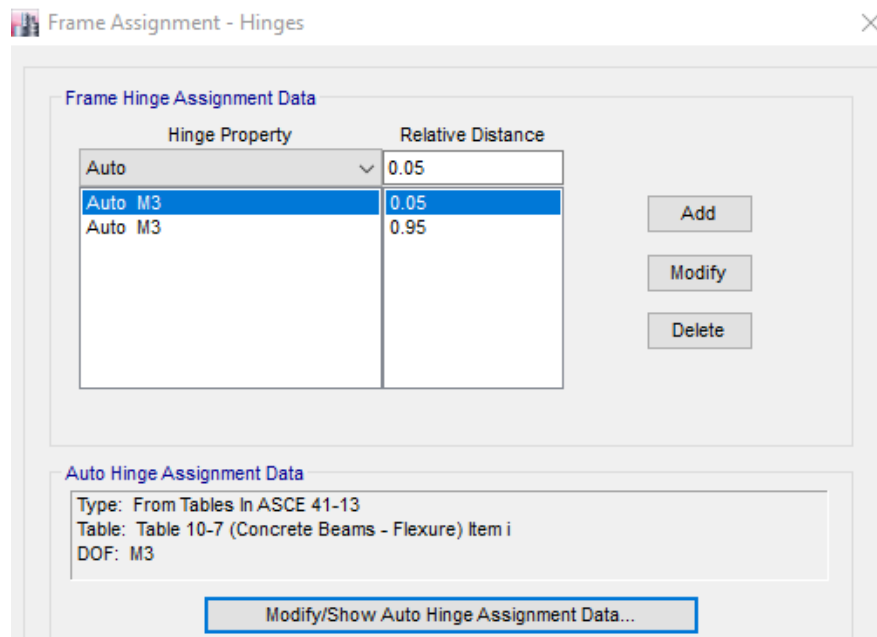
**Fuente: ETABS 2016**

### 3.2.8.2.2. Rotula plástica para columnas

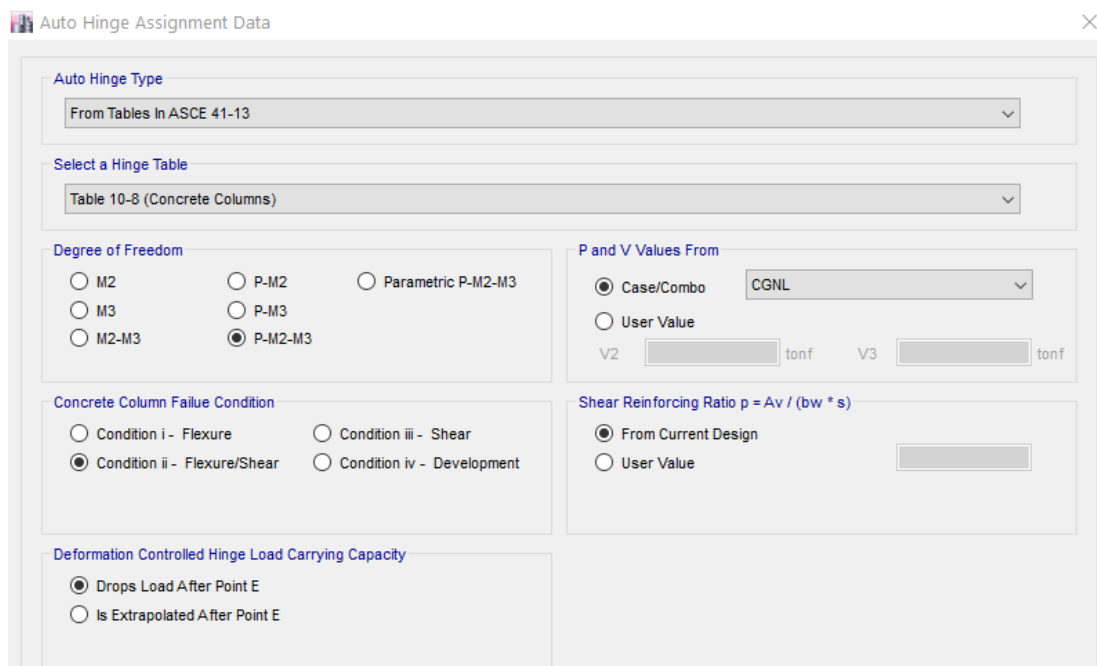
De igual manera se utiliza las indicaciones de la norma ASCE 41-13 con las condiciones de la tabla 10-8, tomando en cuenta que estos elementos trabajan a flexo-compresión con la posibilidad de un fallo a corte.

**Figura 50: Asignación de rotulas plásticas en columnas**

(a) Longitudes relativas



(b) Propiedades de la rotula



**Fuente:** ETABS 2016

### 3.2.8.3. Carga gravitacional no lineal (CGNL)

El primer efecto en el análisis no lineal es la carga gravitacional que deforma la edificación antes que se aplica las cargas laterales que es producto del sismo. Para los

cual se debe establecer un patrón de carga, la norma FEMA 356 en su sección 3.2.8 indica que se debe utilizar como carga gravitacional de tipo no lineal la combinación del 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva.

**Figura 51: Carga gravitacional no lineal**

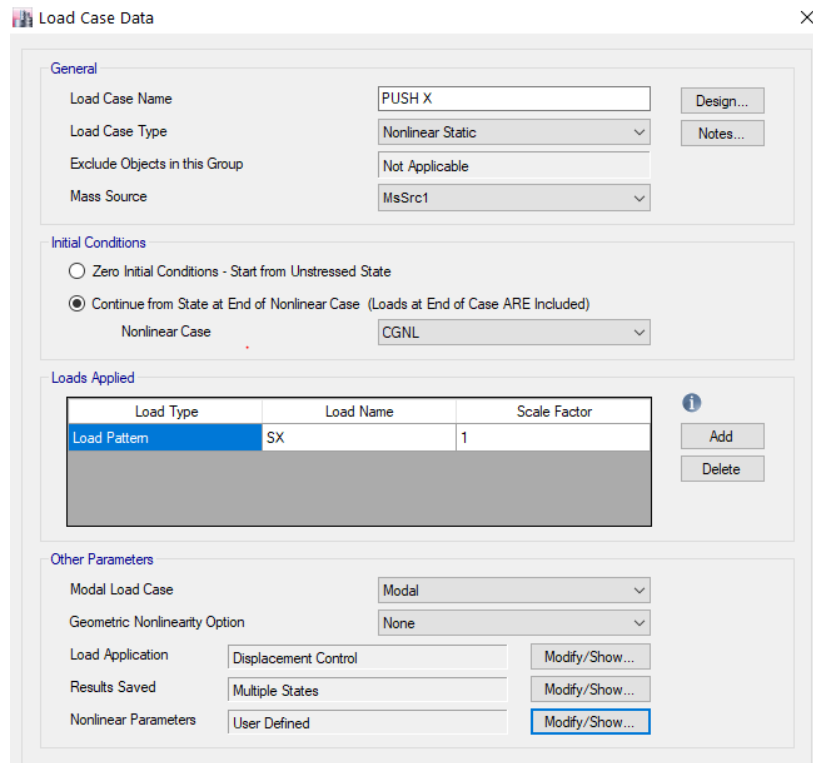
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	ACM	1
Load Pattern	Live	0.25

**Fuente: ETABS 2016**

#### **3.2.8.4. Carga lateral no lineal**

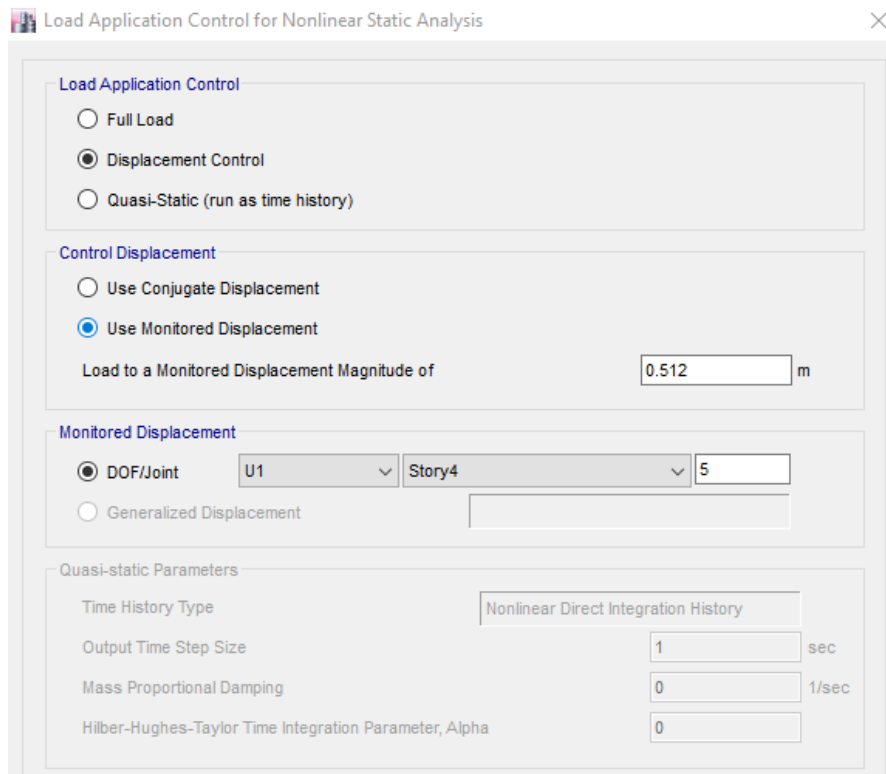
Una vez finalizado el estado de carga gravitacional no lineal inicia el estado de carga lateral no lineal. Para lo cual se le asigna el nombre de PUSH X y PUSH Y, donde se considera las dos direcciones de análisis. Para controlar el análisis no lineal se lo efectúa mediante el control por desplazamientos donde se define el valor máximo de desplazamiento hasta conseguir que la estructura colapse, según la norma FEMA 356 considera como desplazamiento máximo como parte de la altura del edificio.

**Figura 52: Asignación de Pushover dirección X**



Fuente: ETABS 2016

**Figura 53: Control de aplicación de la carga dirección X**



Fuente: ETABS 2016

Figura 54: Asignación de Pushover sentido Y

Load Case Data

**General**

Load Case Name: PUSH Y [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SY	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Figura 55: Control de aplicación de la carga sentido Y

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

**Load Application Control**

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

**Control Displacement**

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.512 m

**Monitored Displacement**

DOF/Joint: U2, Story4, 4

Generalized Displacement

**Quasi-static Parameters**

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

Fuente: ETABS 2016



### 3.2.8.5. Niveles de amenaza sísmica

Para determinar el desempeño de la edificación se debe establecer los niveles de amenaza sísmica que son representados como espectros de la Norma Ecuatoriana NEC 2015, los sismos que se utilizaran están clasificados por su nivel de peligro y su periodo de retorno como se presenta en la tabla 31:

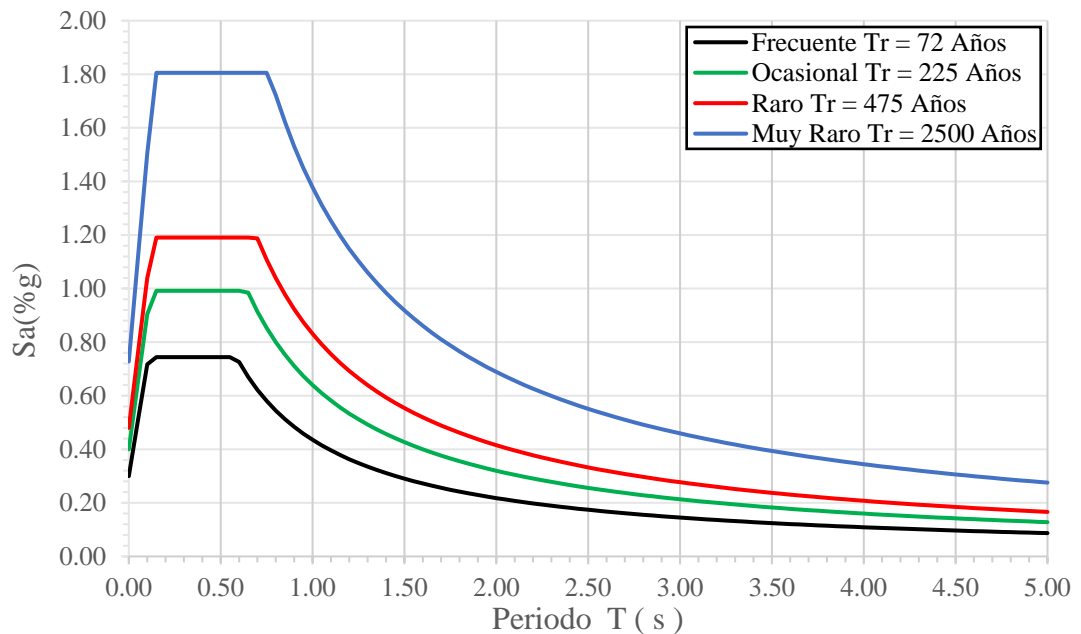
**Tabla 31: Niveles de amenaza sísmica**

Nivel de 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 (Diseño)	10%	475	0.002105	0.40
Muy Raro	2%	2500	0.000400	0.65

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

En la figura 56 se presentan los espectros de demanda que se utiliza para el análisis y la comprobación de los niveles de desempeño.

**Figura 56: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica**



**Fuente:** Autor

### 3.2.9. Resultados del análisis estático no lineal – Pushover

Ya ingresado los parámetros para el análisis no lineal se analizará los resultados que se obtiene del programa ETABS con la finalidad de determinar el desempeño de la estructura.

#### 3.2.9.1. Formación de rotulas plásticas

Se identifican de los elementos que fallan inicialmente con la formación de rotulas plásticas de tal forma realizar la evaluación de su comportamiento y respuesta de cada elemento.

#### En dirección X-X

En la tabla 32 se presenta el número y proceso de formación de rotulas plásticas en la dirección X:

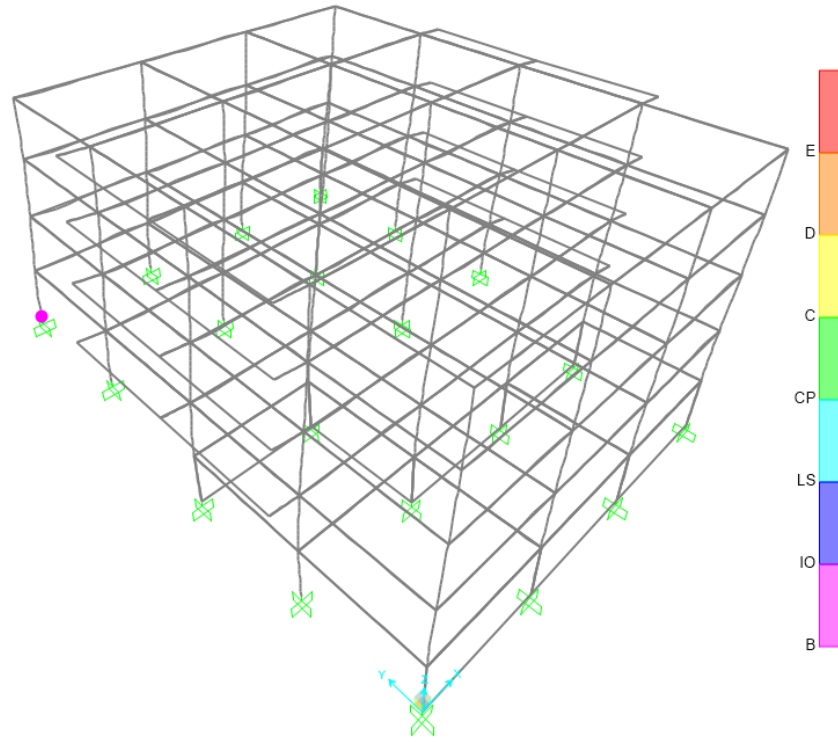
**Tabla 32: Rótulas plásticas en dirección X**

Paso	Nivel de desempeño	# Rotulas	d (cm)	V (Ton)
3	Ocupación inmediata	1	7.46	352.05
7	Ocupación inmediata	28	20.11	739.30
	Seguridad de vida	21		
	Prevención de colapso	4		
13	Ocupación inmediata	41	26.97	812.72
	Seguridad de vida	31		
	Prevención de colapso	17		

Fuente: ETABS 2016

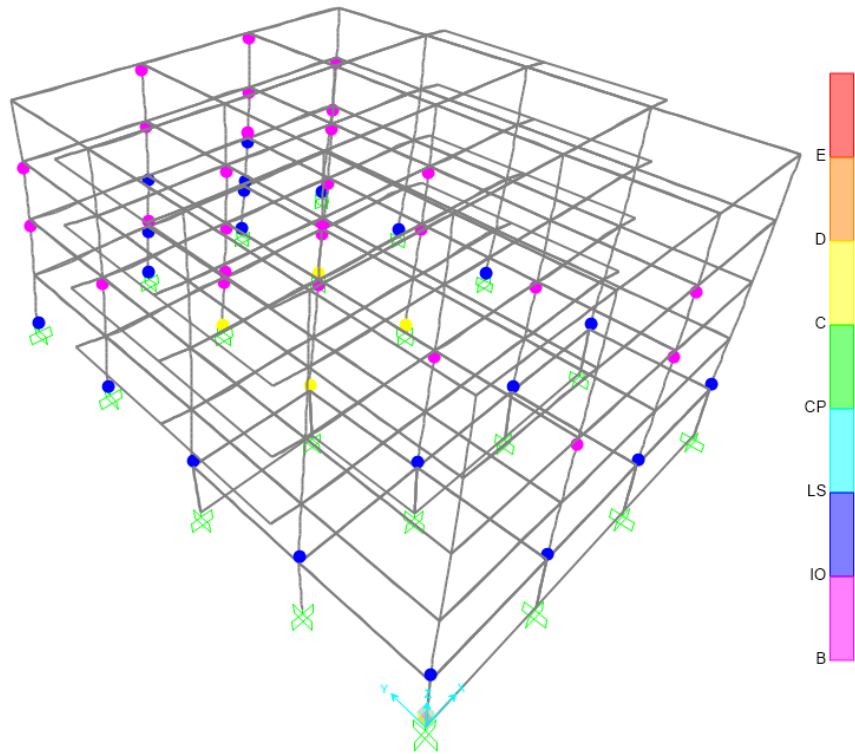
La primera rotula se forma en la columna del primer piso como se observa en la figura 34 con un desplazamiento de 7.46 cm y una fuerza cortante de 352.05 ton en un nivel ocupación inmediata, mientras se aumenta la fuerza lateral se formas más rotulas plásticas apareciendo 21 en un nivel seguridad de vida y además 4 en prevención al colapso con un desplazamiento de 20.11 cm y una fuerza cortante de 739.30 ton, y finalmente las estructura colapsa con la formación de 17 rotulas en colapso ubicándose en la base de las columnas del primer piso como se observa en la figura 57.

**Figura 57: Formación de rótulas dirección X, paso 3**



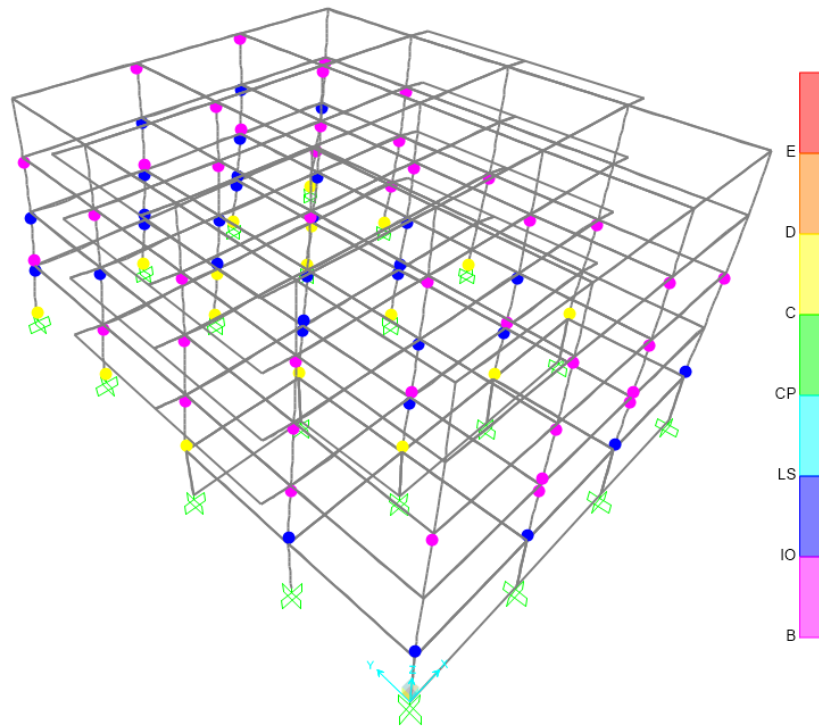
**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 58: Formación de rótulas dirección X, paso 7**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 59: Formación de rótulas dirección X, paso 13**



Fuente: ETABS 2016

**En dirección Y-Y**

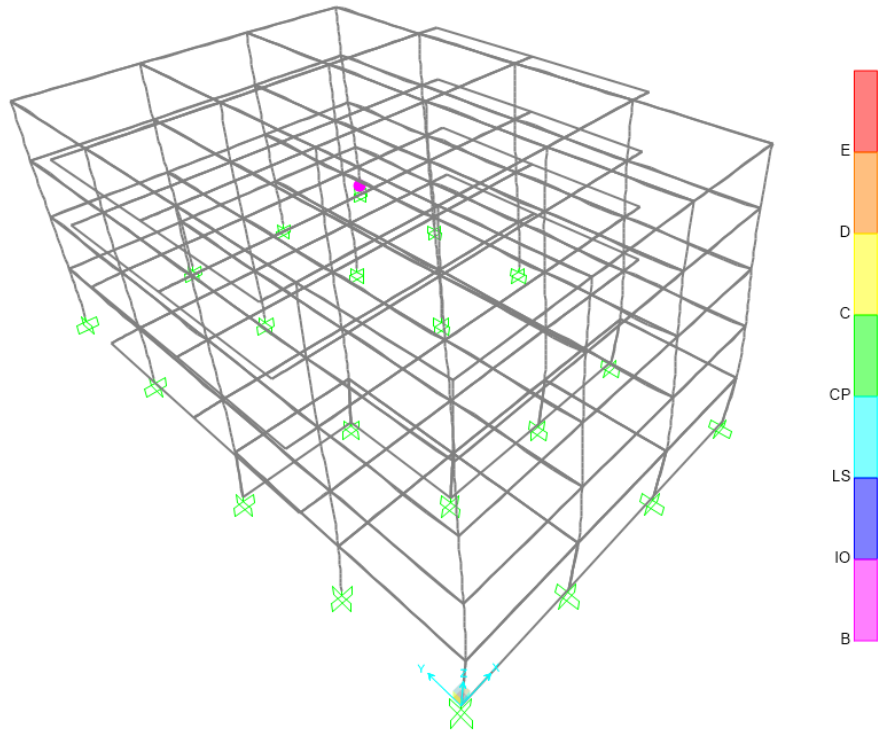
En la tabla 33 se presenta el número y proceso de formación de rotulas plásticas en la dirección Y:

**Tabla 33: Rótulas plásticas en dirección Y**

Paso	Nivel de desempeño	# Rotulas	d (cm)	V (Ton)
3	Ocupación inmediata	1	8.09	381.93
6	Ocupación inmediata	37	18.81	719.35
	Seguridad de vida	16		
	Prevención de colapso	6		
12	Ocupación inmediata	29	26.33	765.06
	Seguridad de vida	43		
	Prevención de colapso	22		

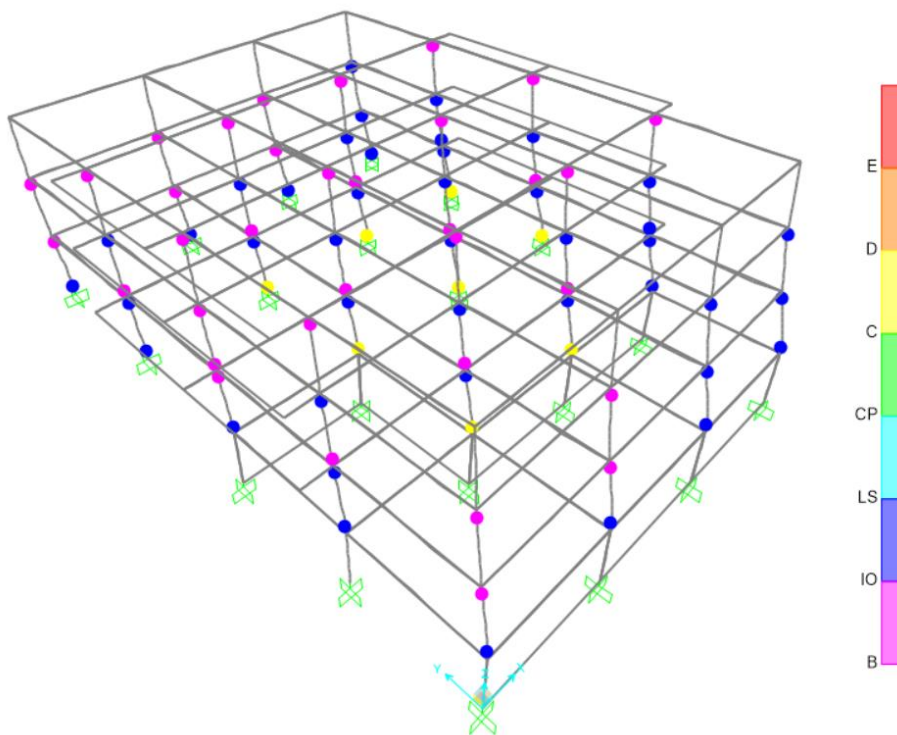
Fuente: ETABS 2016

**Figura 60: Formación de rótulas dirección Y, paso 3**



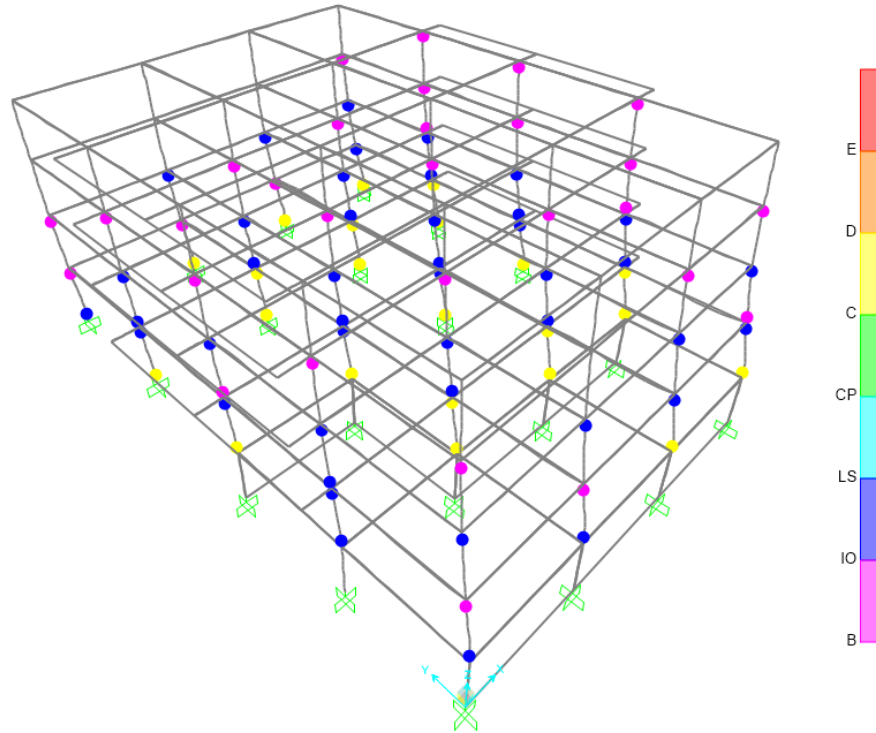
**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 61: Formación de rótulas dirección Y, paso 6**



Fuente: ETABS 2016

Figura 62: Formación de rótulas dirección Y, paso 12



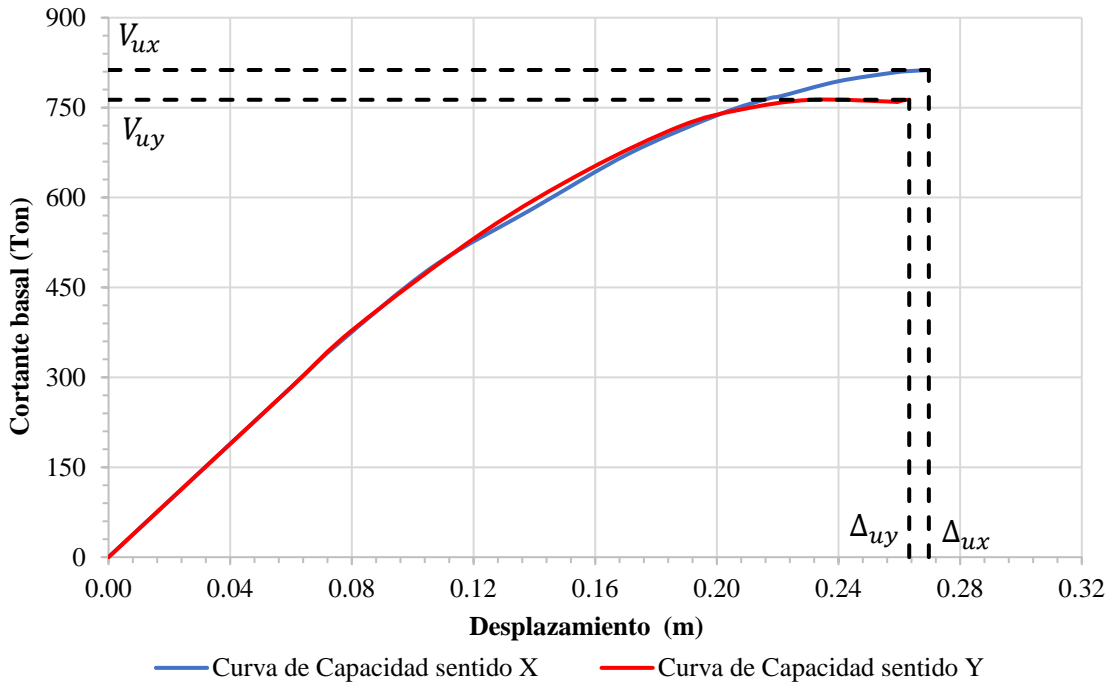
Fuente: ETABS 2016

La primera rotula se forma en la columna del primer piso como se observa en la figura 37 con un desplazamiento de 8.09 cm y una fuerza cortante de 381.93 ton en un nivel ocupación inmediata, mientras se aumenta la fuerza lateral se formas más rotulas plásticas apareciendo 16 en un nivel seguridad de vida y además 6 en prevención al colapso con un desplazamiento de 18.81 cm y una fuerza cortante de 719.35 ton, y finalmente las estructura colapsa con la formación de 22 rotulas en colapso ubicándose en la base de las columnas del primer piso como se observa en la figura 62

### 3.2.9.2. Curva de capacidad

Con el análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad para las dos direcciones en X e Y, esta curva relaciona el cortante total en la base con el desplazamiento en el último piso de la edificación.

**Figura 63: Curva de capacidad de la edificación**



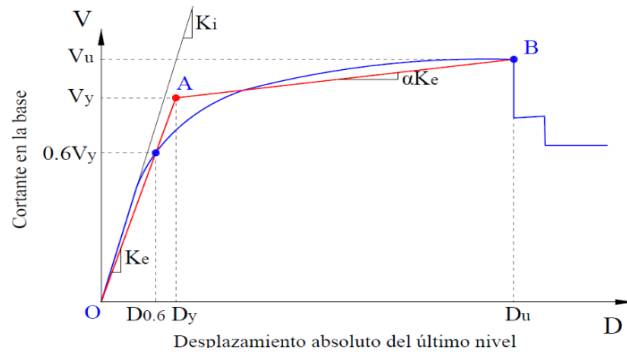
**Fuente:** Autor

Como se presenta en la figura 63 para la dirección X tiene un desplazamiento último de 26.97 cm con un cortante de 812.72 ton, y para la dirección Y presenta un desplazamiento último de 26.33 cm con un cortante de 763.06 ton, los valores que se muestran representan la capacidad máxima de la estructura pasando este límite se producirá el colapso de esta.

### 3.2.9.3. Representación bilineal de la curva de capacidad

Para un mejor análisis se realiza la representación bilineal de la curva de capacidad, el cual simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Para obtener la curva bilineal se procede con el método propuesto por la FEMA 356.

**Figura 64: Representación bilineal de la curva de capacidad**



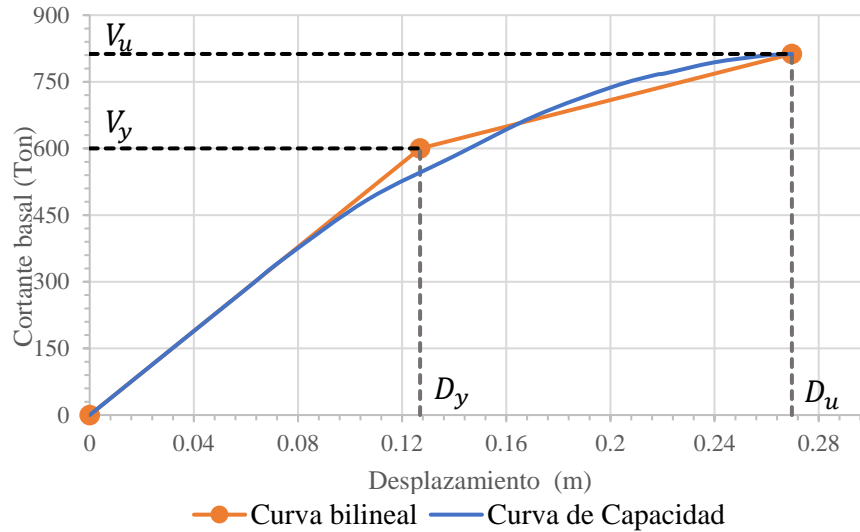
Fuente: FEMA 356, 2000

- **Dirección X – X**

Desplazamiento ultimo  $(D_u, V_u) = (26.97 \text{ cm}, 812.72 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (12.69 \text{ cm}, 600.17 \text{ ton})$

**Figura 65: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X**



Fuente: Autor

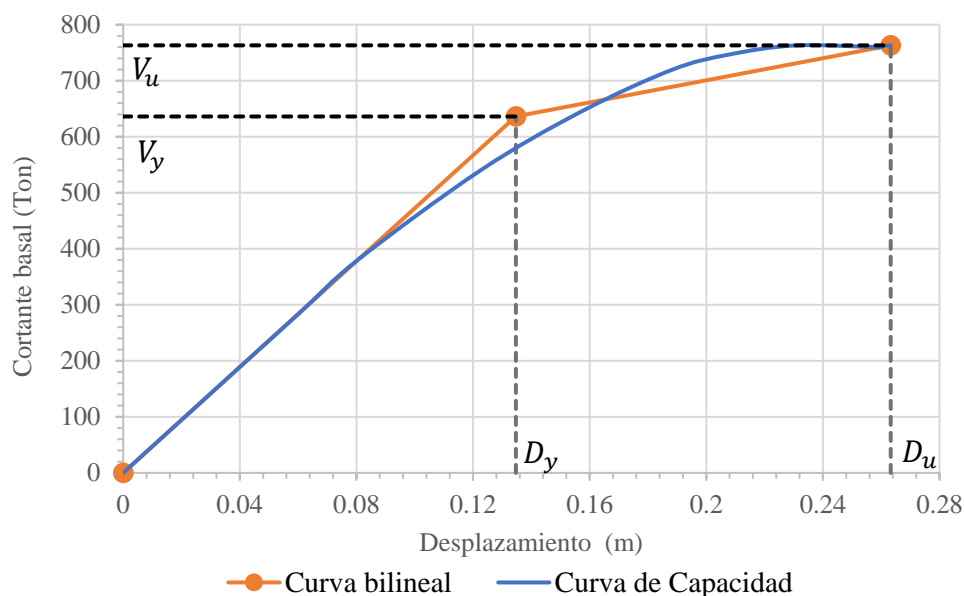
- **Dirección Y – Y**

Desplazamiento ultimo  $(D_u, V_u) = (26.33 \text{ cm}, 763.06 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (13.47 \text{ cm}, 636.11 \text{ ton})$

**Figura 66: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y**





**Fuente:** Autor

### 3.2.9.4. Punto de desempeño

Se obtiene los valores de los puntos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica para las dos direcciones de análisis, se lo realizo a través del software como se presenta en las siguientes figuras. Se utiliza el método que indica la normativa FEMA 440 Linealización Equivalente, valores de desplazamiento y fuerza cortante.

#### 3.2.9.4.1. Punto de desempeño dirección X

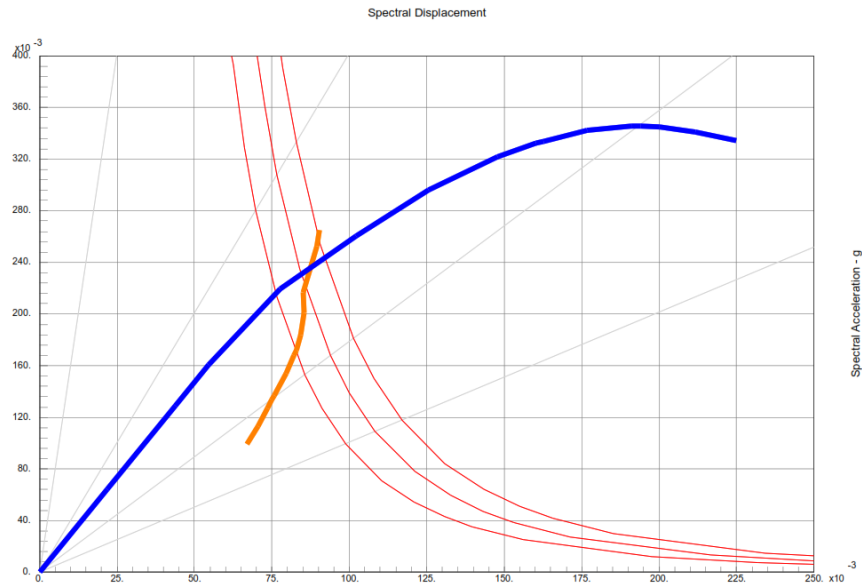
En la tabla 34 se indica los puntos de desempeño que corresponde a cada nivel de amenaza con su valor de desplazamiento y fuerza de corte.

**Tabla 34: Puntos de desempeño en la dirección X**

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.120	524.209
	Ocasional	0.179	689.938
	Raro	0.229	779.447
	Muy Raro	-	-

**Fuente:** Autor

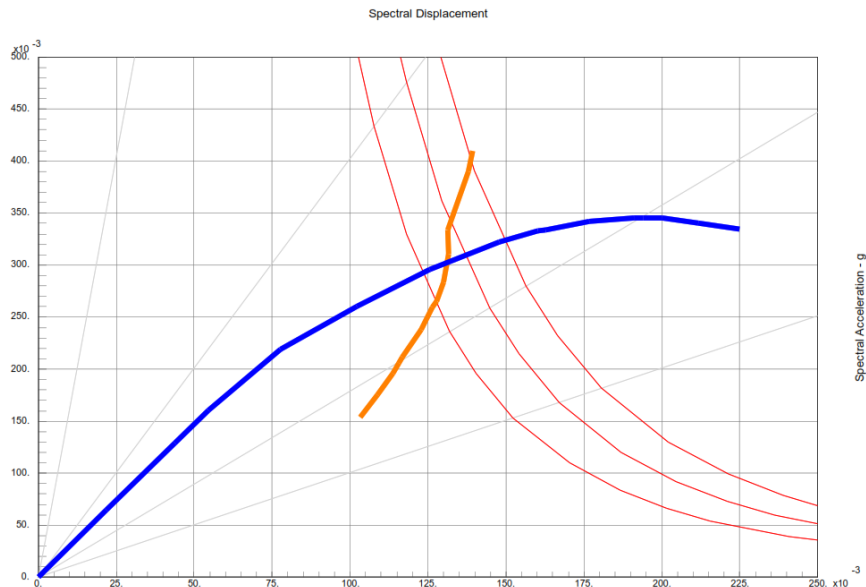
**Figura 67: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X.**



**Fuente: ETABS 2016**

Como se presenta en la figura 67 la intersección del espectro de demanda para un nivel de sismo frecuente (Tr 72 años) con la curva de capacidad obteniendo los valores de desplazamiento de 12.0 cm con una fuerza cortante de 524.21 ton.

**Figura 68: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X**

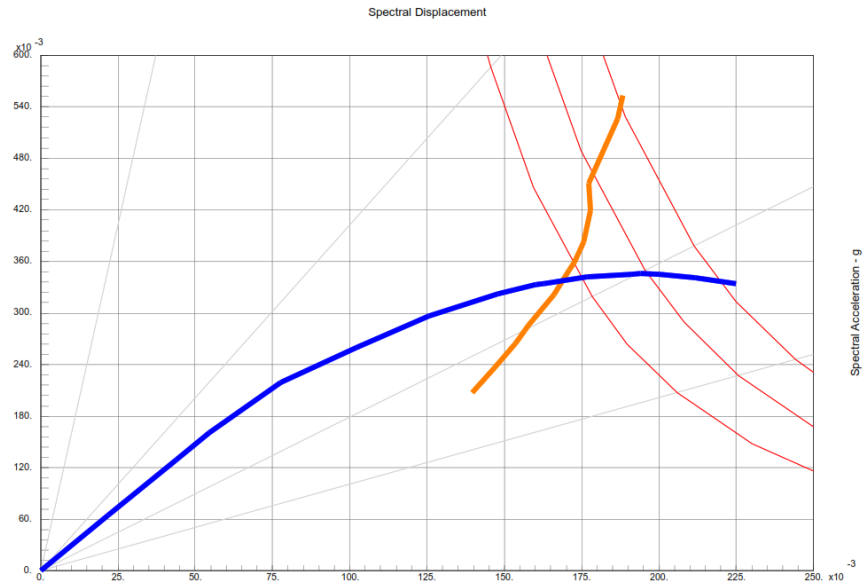


**Fuente: ETABS 2016**

Para un nivel de amenaza de sismo Ocasional (Tr 225 años), los valores obtenidos de la intersección son de 17.9 cm de desplazamiento y 689.94 ton de fuerza cortante,

mientras se incrementa la demanda también aumenta los valores del punto de desempeño.

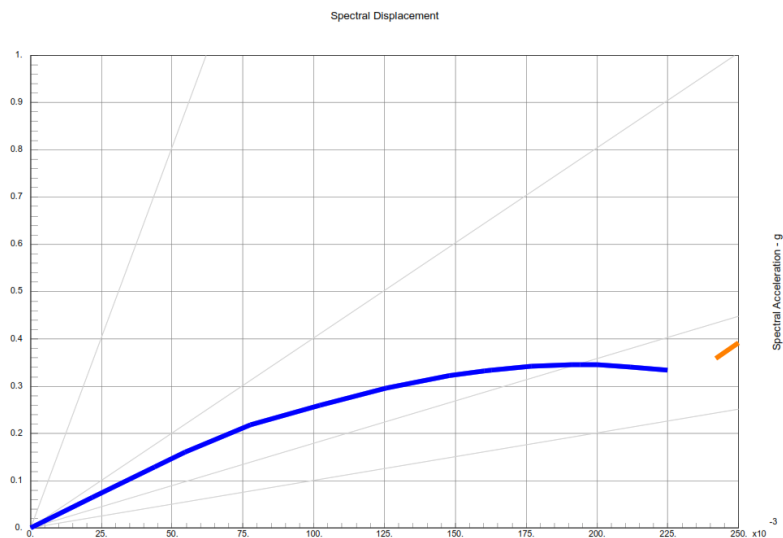
**Figura 69: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X**



**Fuente:** ETABS 2016

Para un nivel de amenaza de sismo raro (Tr 475 años) los valores de la intersección son 22.9 cm y 779.447ton para el desplazamiento y fuerza cortante respectivamente, este punto ya se encuentra cerca del colapso de la estructura.

**Figura 70: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X**



**Fuente:** ETABS 2016

Con un sismo muy raro (Tr 4200 años) la edificación ya llego al colapso debido a que supera el valor máximo de la curva de capacidad.

### 3.2.9.4.2. Punto de desempeño dirección Y

Como se muestra en la tabla 35, los valores del punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica con sus respectivos desplazamiento y fuerza cortante.

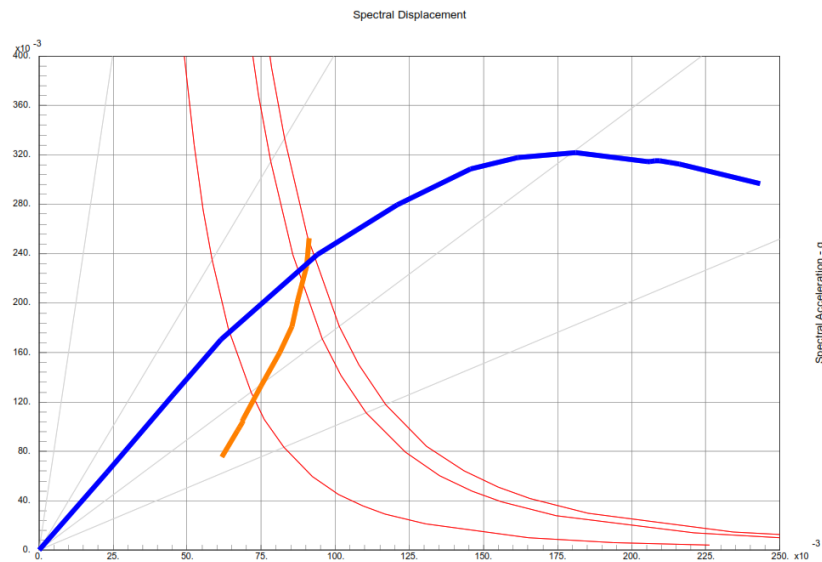
**Tabla 35: Puntos de desempeño en la dirección Y**

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.118	522.883
	Ocasional	0.173	682.729
	Raro	0.213	750.285
	Muy Raro	-	-

**Fuente:** ETABS 2016

Como se presenta en la figura 71 la intersección del espectro de demanda para un nivel de sismo frecuente (Tr 72 años) con la curva de capacidad obteniendo los valores de desplazamiento de 11.8 cm con una fuerza cortante de 522.88 ton.

**Figura 71: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y**

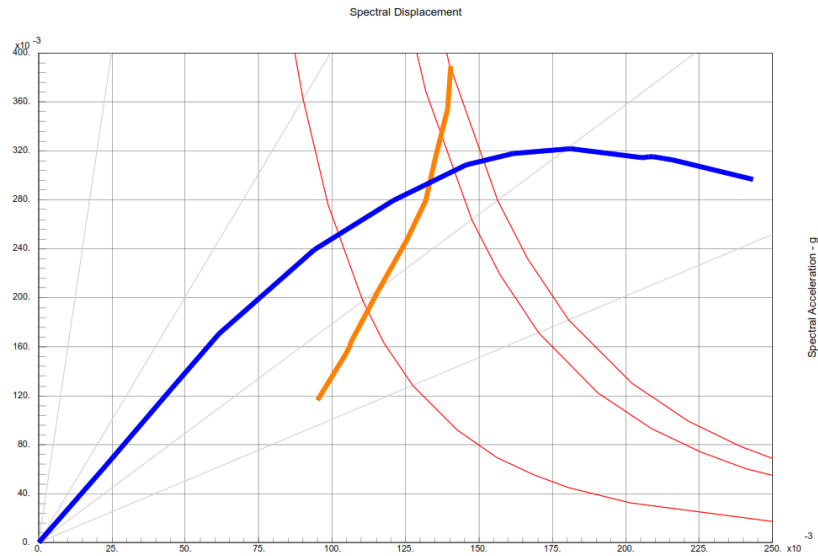


**Fuente:** ETABS 2016

Para un nivel de amenaza de sismo Ocasional (Tr 225 años), los valores obtenidos de la intersección son de 17.3 cm de desplazamiento y 682.73 ton de fuerza cortante,

mientras se incrementa la demanda también aumenta los valores del punto de desempeño.

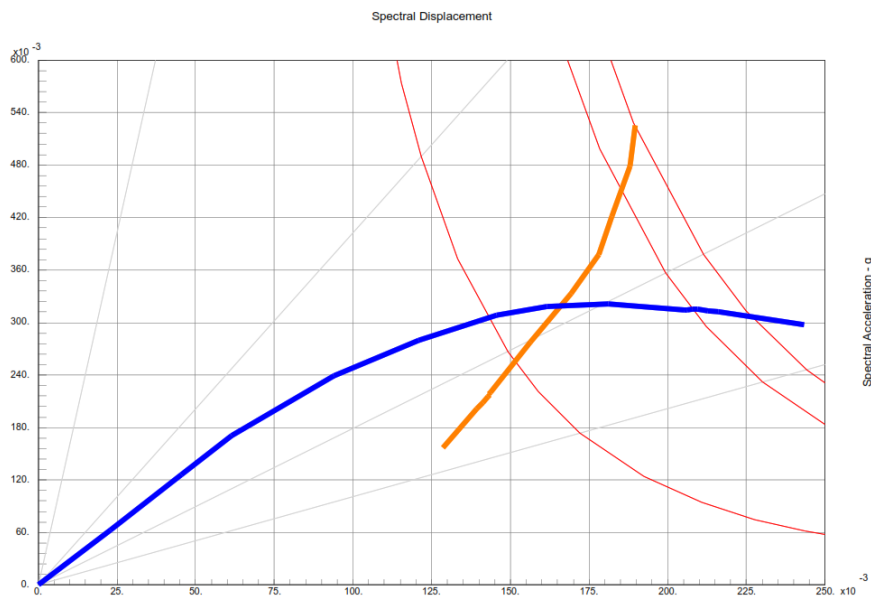
**Figura 72: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Sentido Y**



**Fuente: ETABS 2016**

Para un nivel de amenaza de sismo raro (Tr 475 años) los valores de la intersección son 21.3 cm y 750.285 ton para el desplazamiento y fuerza cortante respectivamente, este punto ya se encuentra cerca del colapso de la estructura.

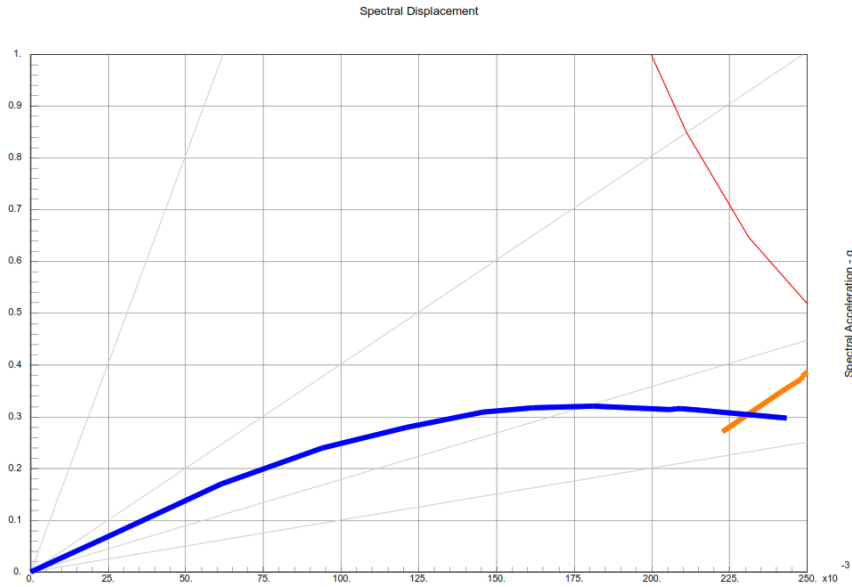
**Figura 73: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y**



**Fuente: ETABS 2016**

Con un sismo muy raro (Tr 4200 años) la edificación ya llego al colapso debido a que supera el valor máximo de la curva de capacidad.

**Figura 74: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y**

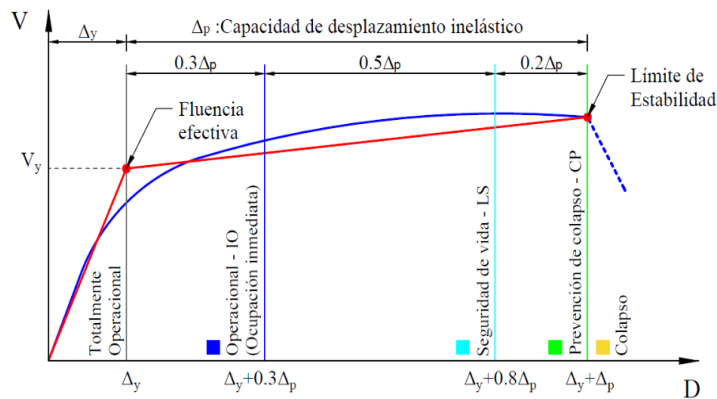


**Fuente: ETABS 2016**

### 3.2.9.5. Evaluación del desempeño sísmico

Para obtener los niveles de desempeño de los distintos sísmicos se toma las disposiciones de la normativa ATC-40 que propone realizar la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad que fracciona el desplazamiento plástico con los siguientes porcentajes: 30% operacional, 30% seguridad de vida, 20% pre-colapso y un 20% colapso, como se presente en la figura 75:

**Figura 75: Sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad**

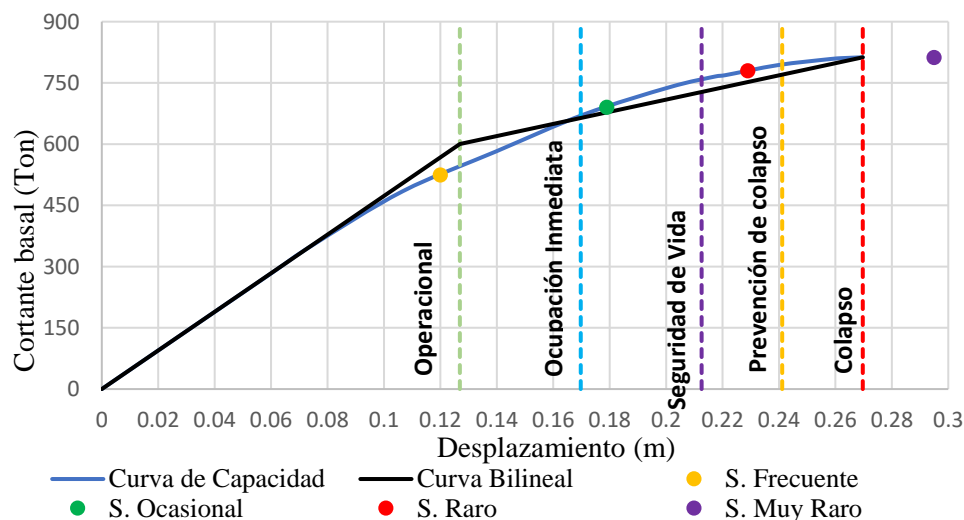


**Fuente: J. Choque. (2019)**

De determina el desempeño sísmico del edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones de análisis:

### 3.2.9.5.1. Dirección X

**Figura 76: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440**



**Fuente:** Autor

**Tabla 36: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X**

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	<b>X</b>				
Ocasional		<b>X</b>			
Raro			<b>X</b>		
Muy Raro				<b>X</b>	
<b>X</b>	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

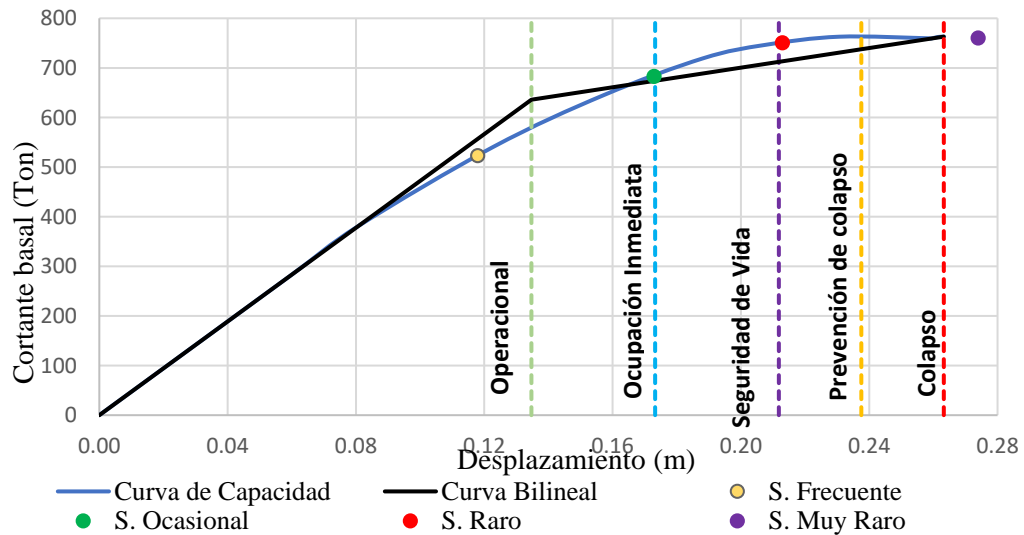
**Fuente:** Autor

En la figura 76 se presenta los puntos ubicados en los diferentes niveles de desempeño correspondiente determinando que: para un sismo frecuente se encuentra en un nivel de desempeño operacional, un sismo ocasional en un nivel de seguridad de vida, un sismo raro en un nivel prevención de colapso y para el sismo muy raro se presenta un nivel de colapso total de la edificación.

En la tabla 36 se presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, donde se ubica los resultados del análisis concluyendo que la edificación no cumple con los niveles esperados para la dirección X.

### 3.2.9.5.2. Dirección Y

**Figura 77: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440**



Fuente: Autor

**Tabla 37: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y**

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	<b>X</b>				
Ocasional		<b>X</b>			
Raro			<b>X</b>		
Muy Raro				<b>X</b>	
<b>X</b>	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Autor

De la figura 77 se presenta los puntos ubicados en los diferentes niveles de desempeño correspondiente determinando que: para un sismo frecuente se encuentra en un nivel de desempeño de operacional, un sismo ocasional en un nivel de seguridad de vida, un



sismo raro en un nivel prevención al colapso y muy raro la estructura se encuentra en el colapso.

En la tabla 37 de la misma manera se presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, donde se ubica los resultados del análisis concluyendo que la edificación no cumple con los niveles esperados.

### 3.3. Propuesta de reforzamiento estructural

Como propuesta de reforzamiento se va a colocar muros de corte en la edificación con la finalidad de controlar el desplazamiento excesivo y aumentar la capacidad de resistir las fuerzas laterales de tal manera reducir las derivas superiores al 2% que permite la normativa ecuatoriana.

Se analizo los planos en planta y elevación para poder ubicar los muros sin que presente mayores afectaciones en la parte arquitectónica de la estructura. En la tabla 38 las dimensiones de los muros utilizados:

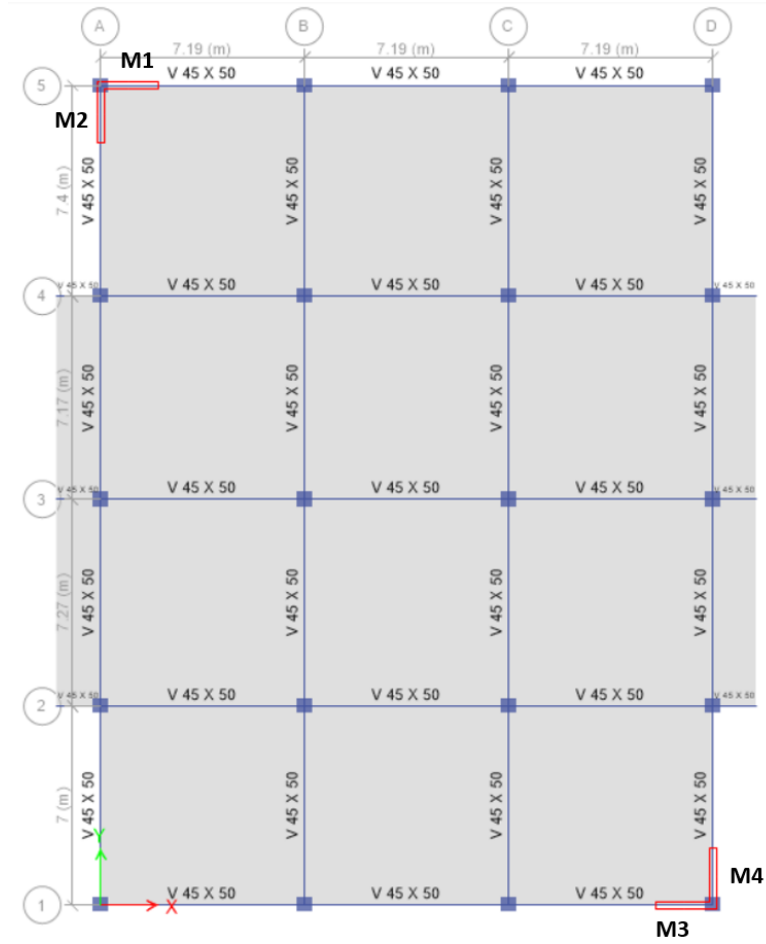
**Tabla 38: Geometría de Muros**

<b>Muros</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Sentido</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Espesor (m)</b>
M1	Eje 5	Sentido X	2.0	0.25
M2	Eje A	Sentido Y	2.0	0.25
M3	Eje 1	Sentido X	2.0	0.25
M4	Eje D	Sentido Y	2.0	0.25

**Fuente:** Autor

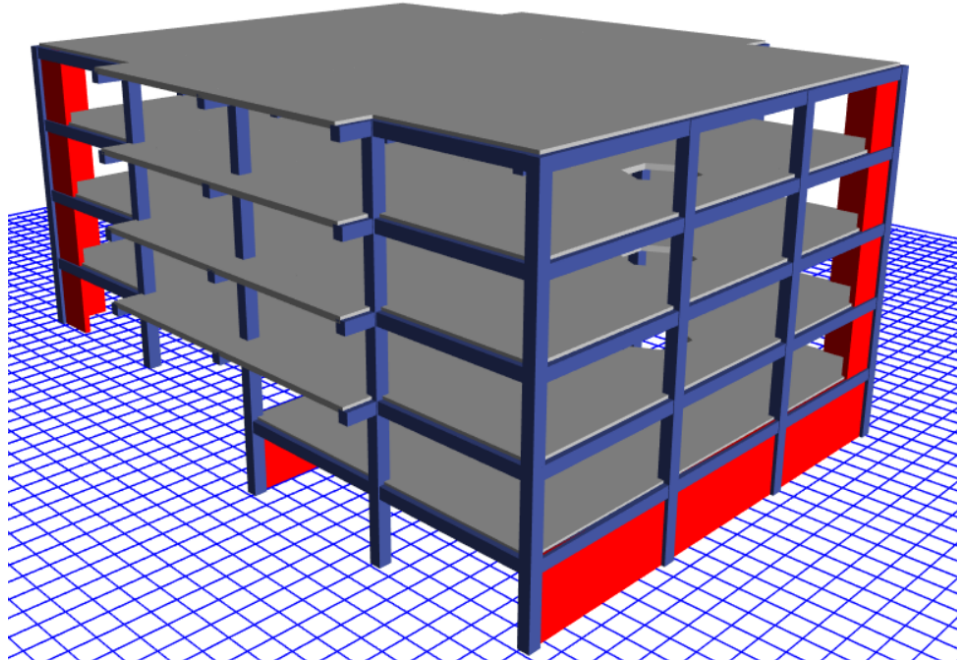
Los muros se ubicaron como se presenta en la figura 78, tanto en la dirección X y la dirección Y, desde la base hasta la altura de los demás niveles con una altura de 12.8m.

**Figura 78: Ubicación de muros**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 79: Modelo en 3D de la distribución de muros**



**Fuente:** ETABS 2016

### **3.3.1. Análisis de resultados**

De igual forma se realiza los chequeos establecidos en la NEC-SE-DS 2015, con la finalidad de verificar el correcto dimensionamiento y ubicación del reforzamiento:

- **Periodo de vibración**

Para cumplir con este chequeo el valor del periodo (T) obtenido del método 2 no debe superar en un 30% al valor de T del método 1. En la tabla 39 se presentan los valores de periodo para cada modo de vibración:

**Tabla 39: Período fundamental - Estructura reforzada**

<b>Modo</b>	<b>Periodo (seg)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
1	0.559	0.305	0.401
2	0.511	0.390	0.300
3	0.375	0.007	0.006
4	0.153	0.057	0.079
5	0.132	0.084	0.067
6	0.091	0.001	0.001
7	0.070	0.021	0.036
8	0.062	0.029	0.020

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
9	0.044	0.004	0.021
10	0.043	0.003	0.000
11	0.041	0.008	0.004
12	0.036	0.001	0.056

Fuente: Autor

**Tabla 40: Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada**

Método 1 (Ta)	0.546	$Ta2 \leq 1.3Ta1$
Método 2 (Ta)	0.559	<b>CUMPLE</b>
1.3*Ta1	0.709	

Fuente: Autor

El edificio con la implementación de los muros de corte cumple con este chequeo, debido a que el valor del periodo de vibración es menor que el 30% del periodo por el método 1. Bajando de un valor de 0.715 seg a un periodo de 0.559 seg.

- **Torsión en Planta**

Se debe analizar si la ubicación de los muros no genera problemas de torsión, se verificará que en los dos primeros modos de vibración se mantenga el movimiento traslacional:

**Tabla 41: Factores de participación - Torsión en planta**

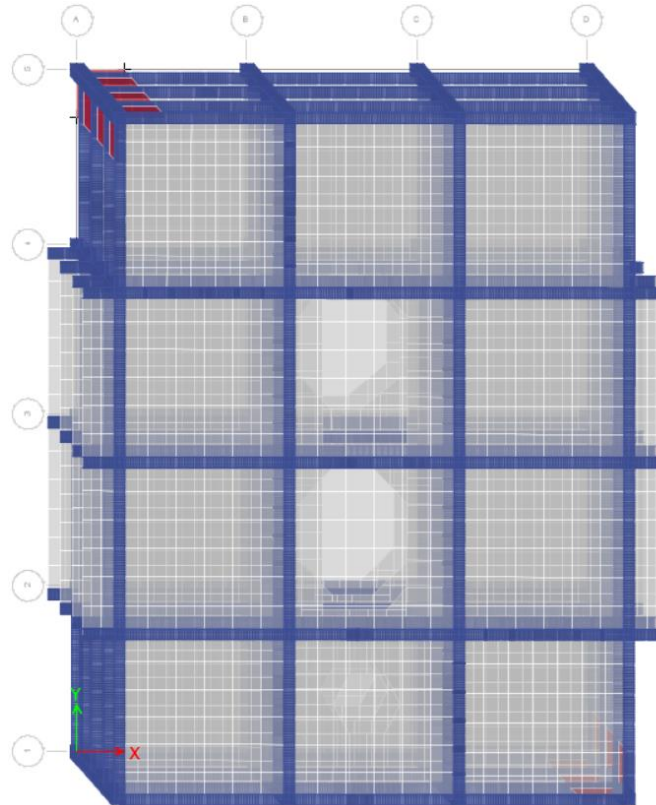
Modo	Ux	Uy	Rz	% Torsión	Observación
1	0.3053	0.401	0.0034	0.85	<b>Ok Traslacional</b>
2	0.3896	0.3	0.0069	1.77	<b>Ok Traslacional</b>
3	0.0069	0.0057	0.6741	9769.57	<b>Torsional</b>

Fuente: Autor

Como se presenta en la tabla 41 la estructura sigue manteniendo un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración, comprobando que la ubicación de los muros es la correcta y no genera problemas de torsión.

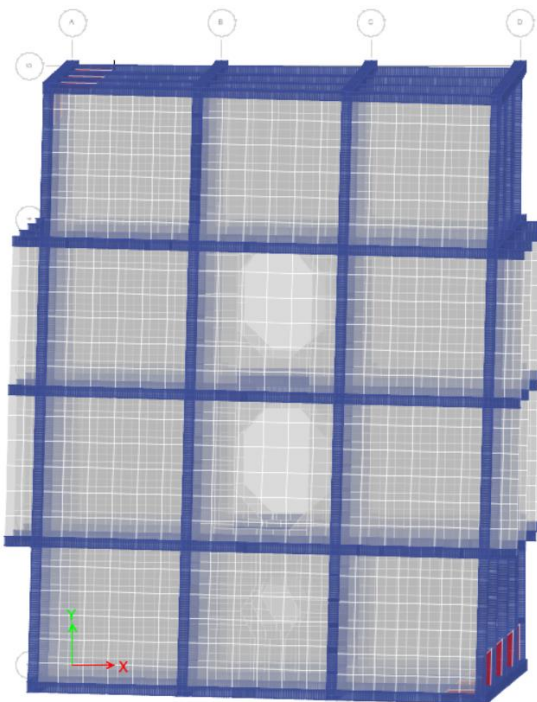
En las siguientes figuras se presenta el comportamiento en los dos primeros modos de vibración:

**Figura 80: Primer modo de vibración**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 81: Segundo modo de vibración**



**Fuente: ETABS 2016**

- **Validación del Análisis Dinámico**

De la misma manera se realiza el reajuste del cortante basal con los resultados del análisis dinámico para su validación, para estructuras irregulares no debe ser mayor que 85%.

**Tabla 42: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015**

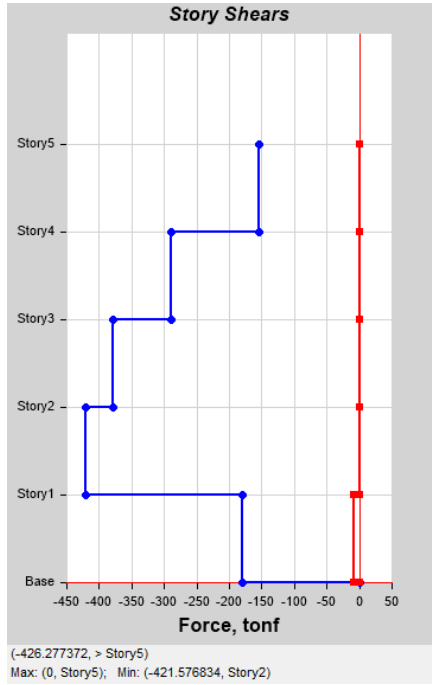
	<b>Cortante (Ton)</b>	<b>%</b>	<b>Observación</b>
<b>Dirección X</b>			
V Dinámico	358.829	<b>85.12</b>	<b>CUMPLE</b>
V Estático	421.577		
<b>Dirección X</b>			
V Dinámico	358.933	<b>85.14</b>	<b>CUMPLE</b>
V Estático	421.577		

**Fuente:** Autor

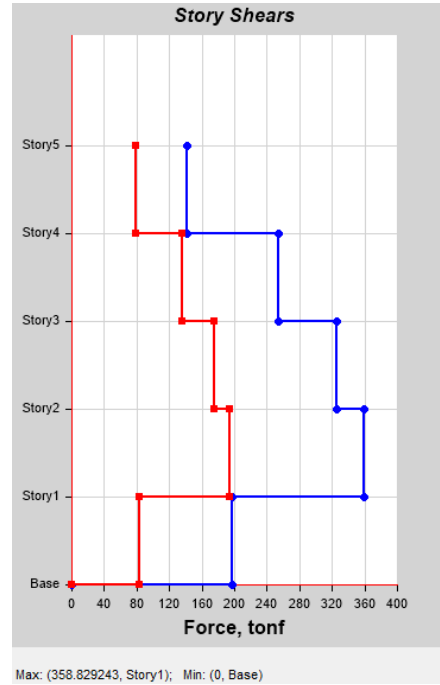
Como se presenta en la tabla 42, el cortante basal dinámico para las dos direcciones de análisis supera el 85% del cortante estático, previamente realizando el reajuste del cortante multiplicando a la gravedad por un factor de ampliación.

**Figura 82: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección X**

**V. Estático**

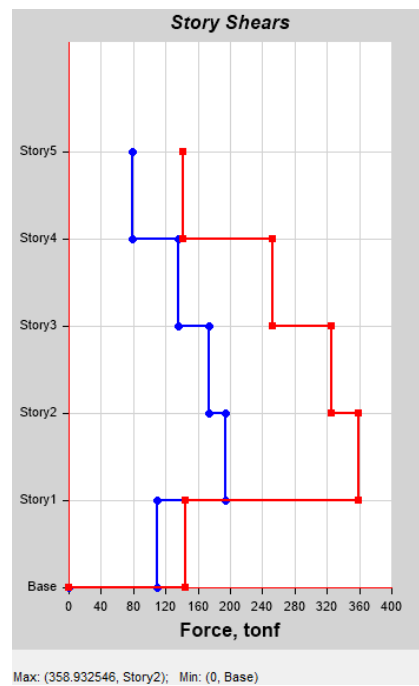
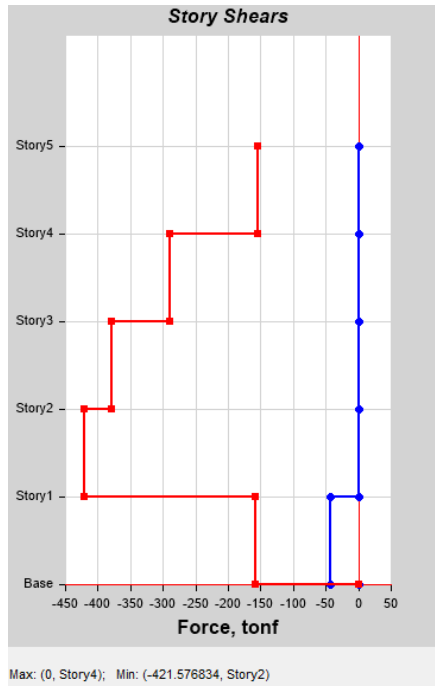


**V. Dinámico**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 83: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico - Dirección Y**



**Fuente: ETABS 2016**

- **Derivas de piso**

Se calcula las derivas máximas de la estructura como lo establece la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015, este valor no debe ser superior al 2% para este tipo de estructura.

**Derivas por cortante estático:**

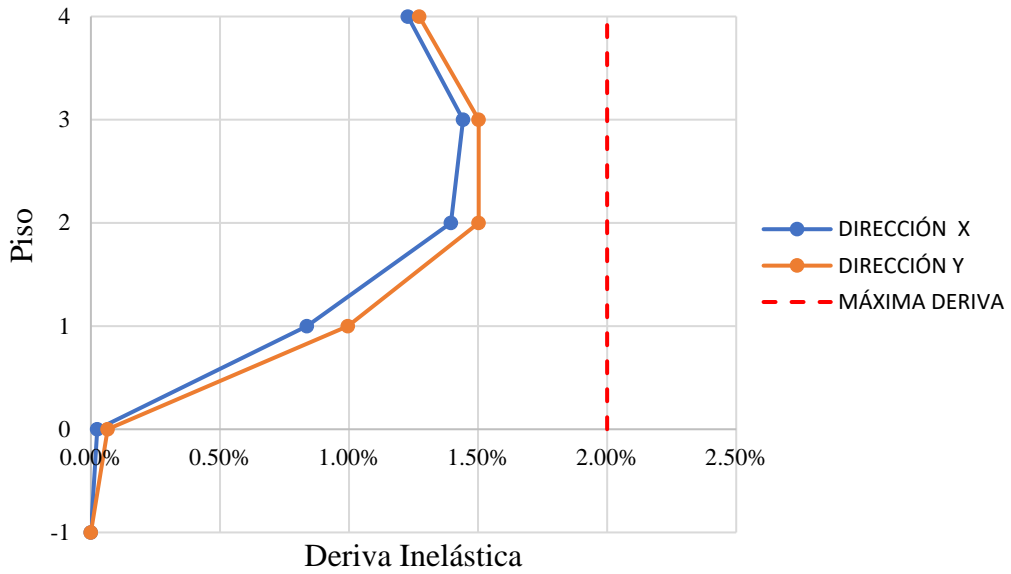
**Tabla 43: Derivas Inelásticas por cortante estático**

<b>Dirección X</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.0020	0.0123	1.23%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.0024	0.0144	1.44%	< 2% Cumple
N+ 6.40	0.0023	0.0140	1.40%	< 2% Cumple
N+ 3.20	0.0014	0.0084	0.84%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.0000	0.0002	0.02%	< 2% Cumple
N -3.20	0.0000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple
<b>Dirección Y</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.0021	0.0127	1.27%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.0025	0.0150	1.50%	< 2% Cumple
N+ 6.40	0.0025	0.0150	1.50%	< 2% Cumple
N+ 3.20	0.0017	0.0100	1.00%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.0001	0.0006	0.06%	< 2% Cumple
N -3.20	0.0000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple

**Fuente:** Autor



**Figura 84: Derivas Inelásticas por cortante estático**



Fuente: Autor

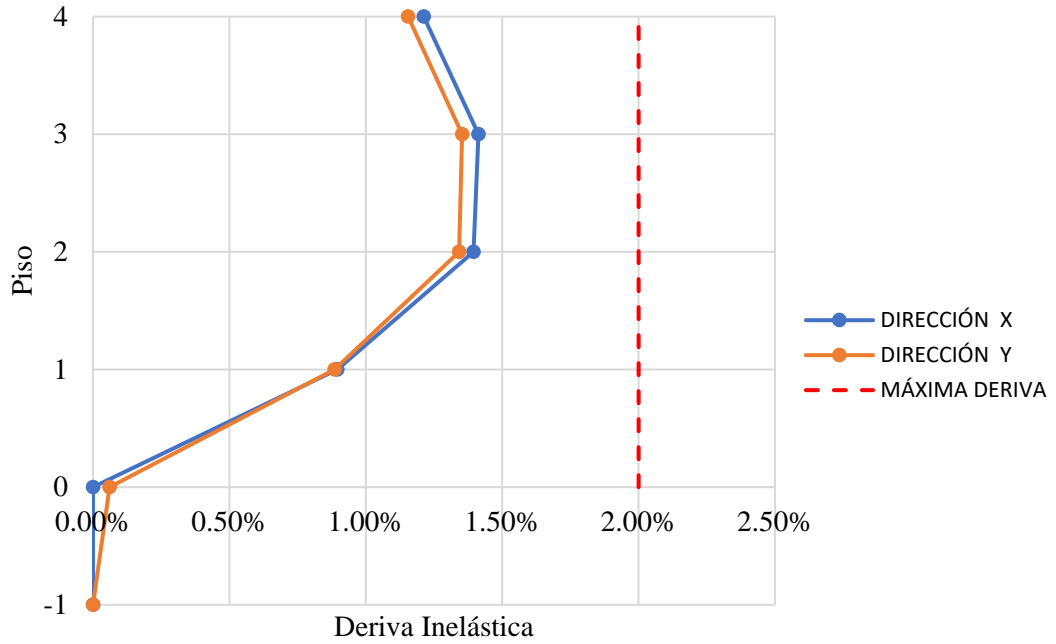
**Derivas por cortante dinámico:**

**Tabla 44: Derivas Inelásticas por cortante dinámico**

<b>Dirección X</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.0020	0.0121	1.21%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.0024	0.0141	1.41%	< 2% Cumple
N+ 6.40	0.0023	0.0140	1.40%	< 2% Cumple
N+ 3.20	0.0015	0.0090	0.90%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.0000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple
N -3.20	0.0000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple
<b>Dirección Y</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.80	0.0019	0.0116	1.16%	< 2% Cumple
N+ 9.60	0.0023	0.0135	1.35%	< 2% Cumple
N+ 6.40	0.0022	0.0134	1.34%	< 2% Cumple
N+ 3.20	0.0015	0.0089	0.89%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0.0001	0.0006	0.06%	< 2% Cumple
N -3.20	0.0000	0.0000	0.00%	< 2% Cumple

Fuente: Autor

**Figura 85: Derivas Inelásticas por cortante dinámico**



**Fuente:** Autor

Como se indica de las figuras y tablas anteriores las derivas causadas por el cortante estático y dinámico son menores al 2%, mejorando con la implementación del reforzamiento con un valor máximo de deriva de 1.50%.

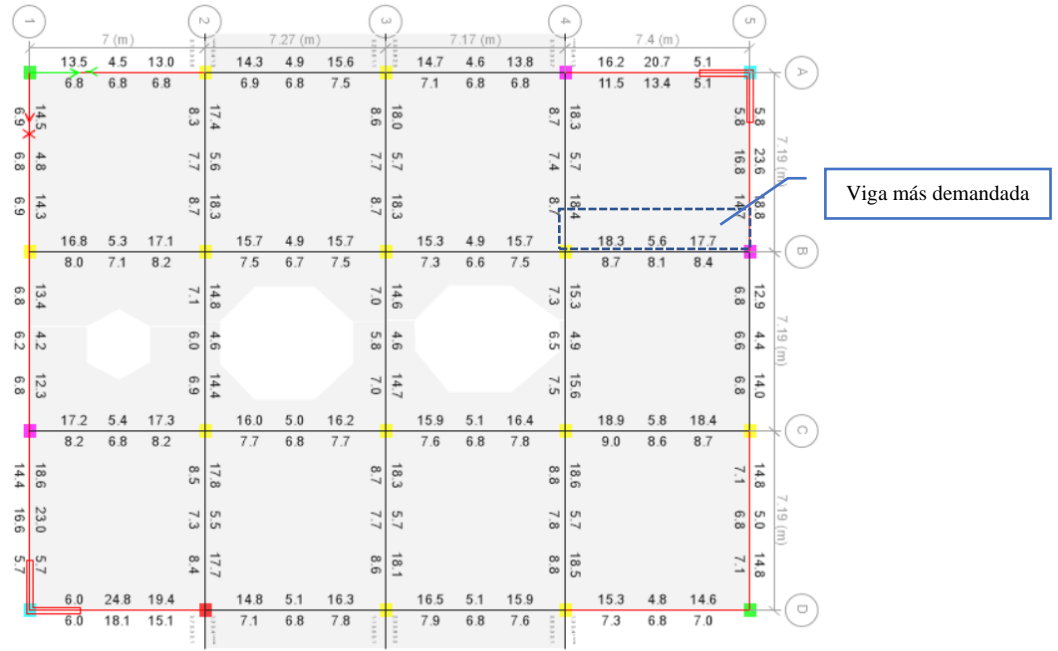
### **3.3.2. Chequeo de elementos estructurales con el reforzamiento**

Se analiza el comportamiento de los elementos estructuras con la implementación del reforzamiento con la finalidad de observar los cambios y efectos en dichos elementos.

#### **3.3.2.1. Chequeo a flexión**

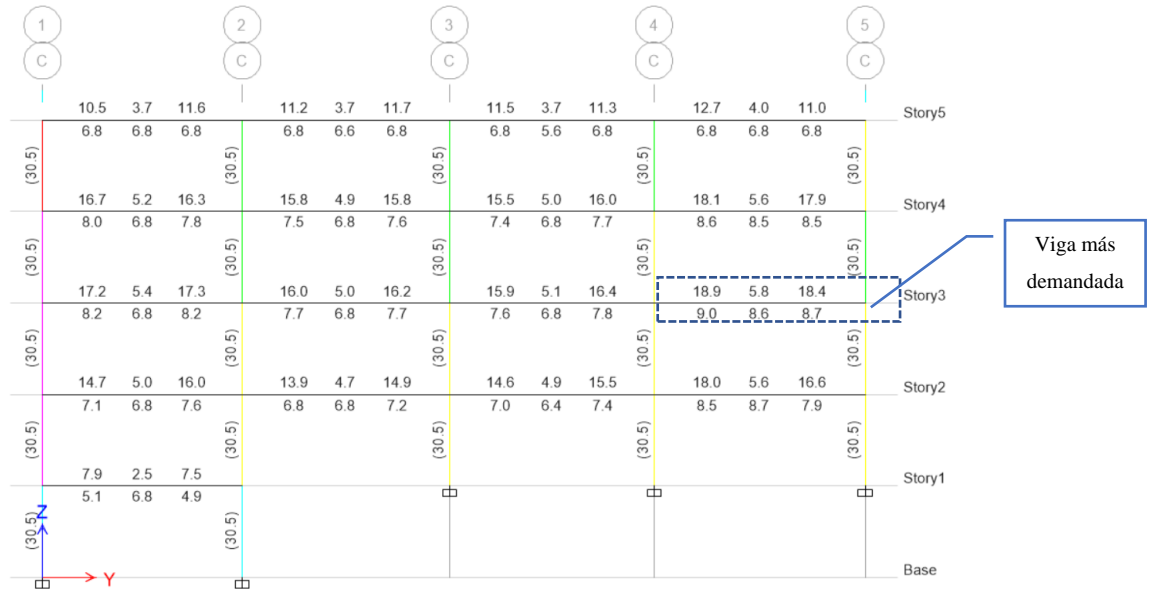
En las siguientes figuras se presenta los valores del acero de refuerzo requerido arrojado por el software de análisis:

**Figura 86: Acero en vigas en el nivel N + 6.40**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 87: Acero en vigas en el nivel N + 6.40**



**Fuente: ETABS 2016**

Los valores para el análisis de la viga más crítica se presentan en la tabla 45.

**Tabla 45: Momento de Diseño y refuerzo por momento**

	Momento de diseño - (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento - (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento + (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+2 ejes)	- 29.078	-	18.9	0	6.8	18.9
Inferior (-2 ejes)	-	14.539	0	9	6.8	9

**Fuente:** ETABS 2016

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{As}{b * d} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$\rho = \frac{18.9 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45.80 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0091703 = 0.9170 \%$$

### 3.3.2.2. Comprobación de requerimiento de acero

Para la comprobación del acero se calcula el mínimo que se requiere en vigas, el cual no debe ser menor a valor obtenido con la siguiente ecuación:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (\text{Ec. 36})$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 45 * 45.80$$

$$As_{min} = 6.87 \text{ cm}^2$$

Para determinar el acero máximo permitido para la sección de viga se calcula la cuantía de refuerzo que no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho b$ ).

$$\rho_{max} = 0.05 \rho b \quad (\text{Ec. 37})$$

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + fy}\right) \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{240}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho b = 0.02477$$

$$\rho_{max} = 0.0124 = 1.24\%$$

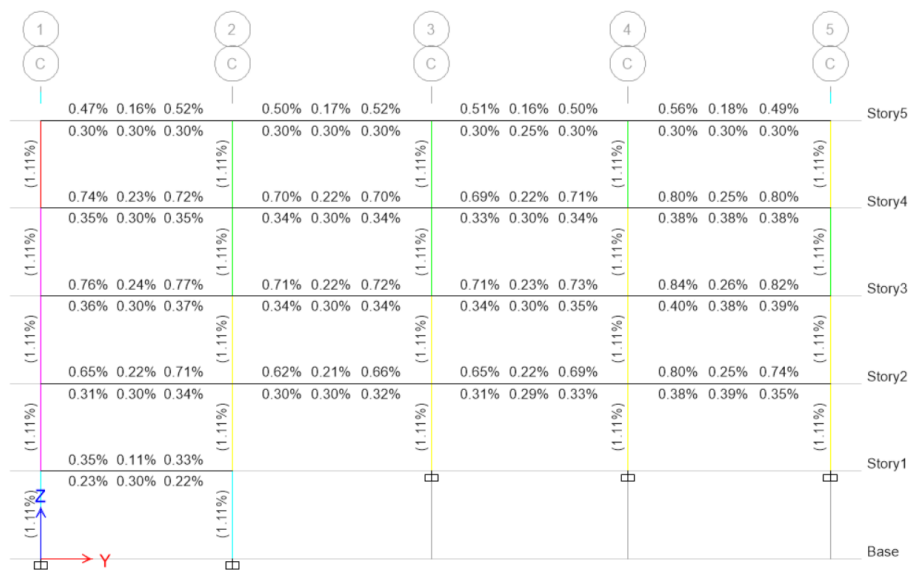
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d \quad (\text{Ec. 39})$$

$$A_{s_{max}} = 0.0124 * 45 * 45.80$$

$$A_{s_{max}} = 25.556 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido para cumplir con las cargas de demanda es de 18.9 cm<sup>2</sup> siendo menor al máximo permito de 25.56 cm<sup>2</sup>, por lo que la sección de viga establecida si cumple con el chequeo a flexión.

**Figura 88: Cuantía de acero en las vigas**



**Fuente: ETABS 2016**

En la figura 88 se presenta el porcentaje de cuantía, los valores se encuentran en el rango de 0.18% al 0.84% siendo menores al máximo permitido de 1.24%, las vigas de todos los niveles se encuentran en condiciones aceptables.

- Chequeo a corte**

**Tabla 46: Resumen de diseño a corte**

<b>Cortante / Torsión para <math>V_{u2}</math> y <math>T_u</math></b>				
Refuerzo $A_{vs}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Diseño $T_u$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Diseño $P_u$ (ton)
6.8	17.719	0.5478	- 29.078	0
<b>Fuerzas de diseño</b>				
Factorizado $V_{u2}$ (ton)	Factorizado $M_{u3}$ (ton)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Capacidad $V_p$ (ton)	Gravedad $V_g$ (ton)

17.7197	- 29.078	17.719	8.516	12.874
---------	----------	--------	-------	--------

**Fuente:** ETABS 2016

De los valores conseguidos del programa se analiza si cumple con el acero mínimo que debe tener para corte, para la cual se lo realiza mediante la siguiente expresión según la norma ACI-318-14:

$$A_{vmin} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} & \text{(Ec. 40)} \\ 3.5 * \frac{b * s}{fy} & \text{(Ec. 41)} \end{cases}$$

$$A_{vmin} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{240kg/cm^2} * \frac{45 cm * 10cm}{4200kg/cm^2} = 0.3320 \\ 3.5 * \frac{45 cm * 10cm}{4200 kg/cm^2} = 0.375 \end{cases}$$

$$A_{vcalculado} \geq A_{vmin}$$

$$6.8 > 0.375 \text{ Cumple}$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

- **Chequeo de torsión**

Para poder despreciar los efectos de torsión se lo comprueba con la siguiente ecuación:

$$T_u < \phi T_{th} \text{ (Ec. 42)}$$

Donde:

$\phi$  Factor de reducción con un valor de 0.75

$T_u$  Resistencia a la torsión en condiciones ultimas.

$T_{th}$  El umbral de torsión.

Resultados de torsión

**Tabla 47: Resultados de torsión**

<b>Fuerza de torsión y refuerzo de torsión</b>				
$T_u$ (ton-m)	$\phi T_{th}$ (ton-m)	$\phi T_{cr}$ (ton-m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro, $P_h$ (m)
0.5478	0.8209	3.2835	0.1262	1.544

**Fuente:** ETABS 2016

$$T_u < \phi T_{th} \quad (\text{Ec. 43})$$

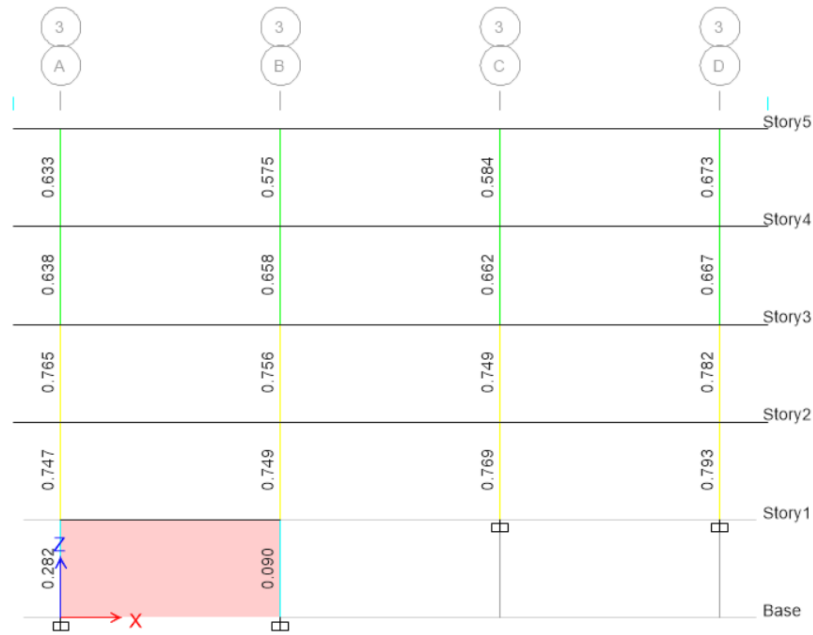
$$0.5478 \text{ ton.m} < 0.8209 \text{ ton.m}$$

No se requiere armadura ya que los efectos de torsión se desprecian.

### 3.3.2.3. Análisis de columnas

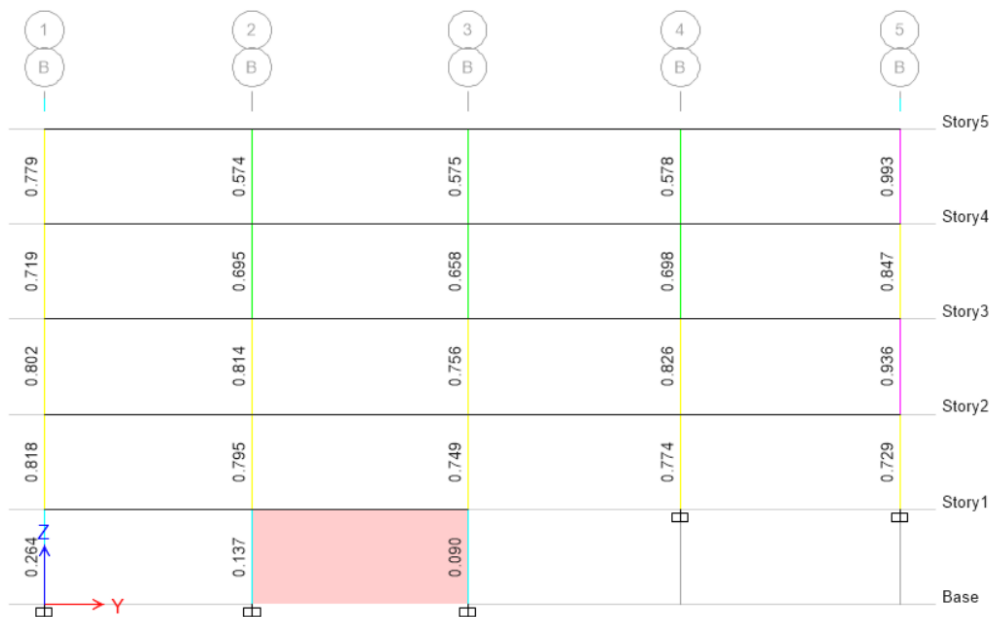
Se verifica la relación demanda / capacidad de todas las columnas con la finalidad de analizar su comportamiento con la implementación del refuerzo. En las siguientes figuras se presenta la relación D/C que arrojo el software:

**Figura 89: Demanda / Capacidad Pórtico del eje 3**



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 90: Demanda / Capacidad Pórtico del eje B**



**Fuente:** ETABS 2016

Al verificar la relación demanda / capacidad de todas las columnas, se observa que las columnas no exceden la relación presentándose valores menores a 1, determinando que la sección transversal es la adecuada para soportar las solicitaciones de carga de la estructura.

### 3.3.2.4. Análisis estático no lineal con la implementación del Reforzamiento.

Se procede con el mismo procedimiento de la sección anterior, para obtener la curva de capacidad y así determinar el desempeño de la estructura con el reforzamiento.

### 3.3.2.5. Curva de capacidad

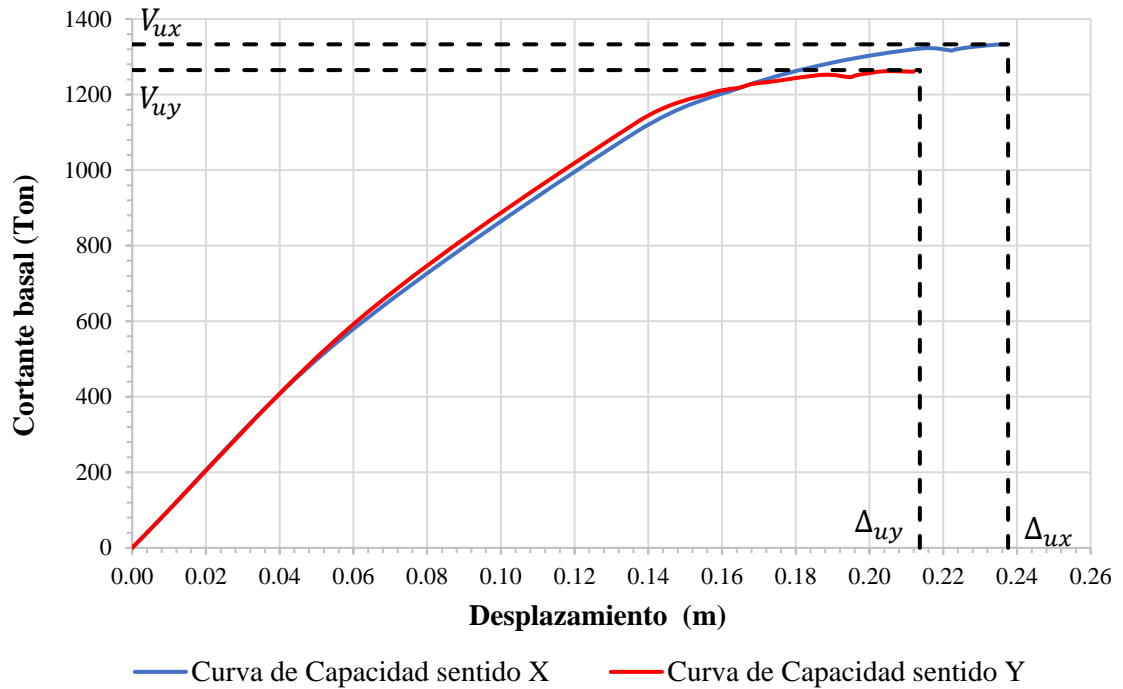
Con el análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad para las dos direcciones en X e Y, esta curva relaciona el cortante total en la base con el desplazamiento en el último piso de la edificación.

### 3.3.2.6. Curva de Capacidad

Con el análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad para las dos direcciones en X e Y, esta curva relaciona el cortante total en la base con el desplazamiento en el último piso de la edificación.



**Figura 91: Curva de capacidad Estructura reforzada**



**Fuente:** Autor

Como se presenta en la figura 91 para la dirección X tiene un desplazamiento último de 23.76 cm con un cortante de 1332.98 ton, y para la dirección Y presenta un desplazamiento último de 21.37 cm con un cortante de 1264.83 ton, los valores que se muestran representan la capacidad máxima de la estructura pasando este límite se producirá el colapso de esta.

### 3.3.2.7. Representación bilineal de la curva de capacidad

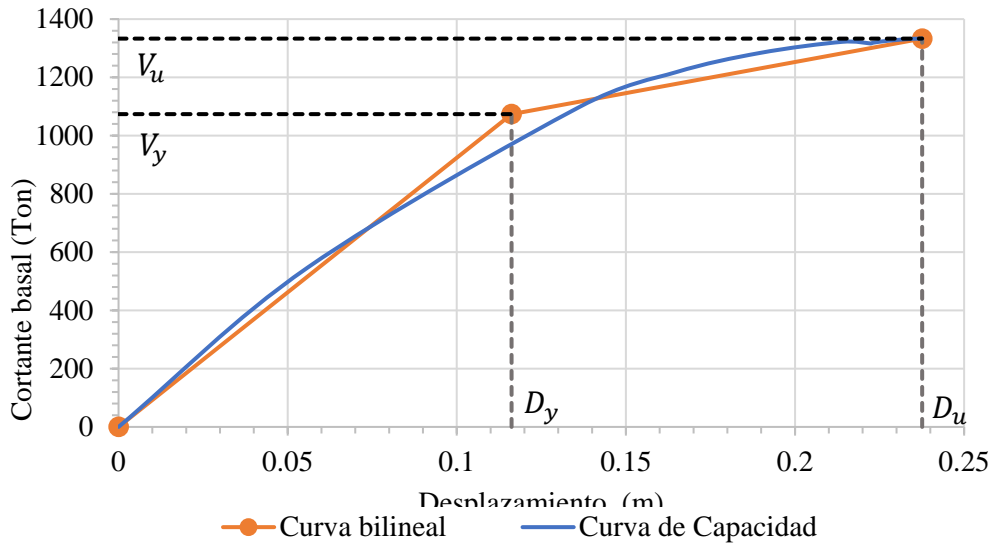
Para un mejor análisis se realiza la representación bilineal de la curva de capacidad, el cual simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Para obtener la curva bilineal se procede con el método propuesto por la FEMA 356.

- **Dirección X – X**

Desplazamiento último  $(D_u, V_u) = (23.76 \text{ cm}, 1332.98 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (11.62 \text{ cm}, 1073.80 \text{ ton})$

**Figura 92: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X**



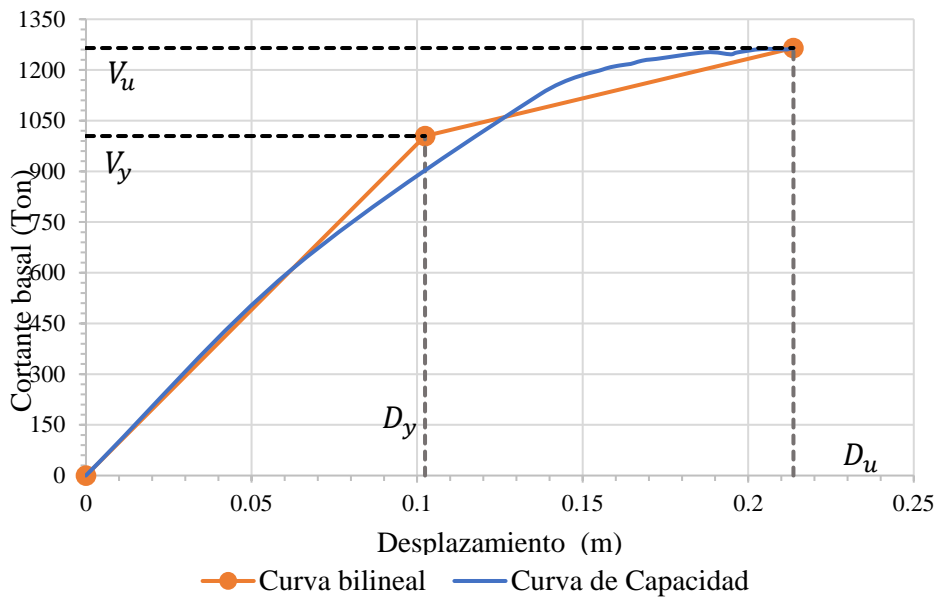
**Fuente:** Autor

• **Dirección Y – Y**

Desplazamiento ultimo  $(D_u, V_u) = (21.37 \text{ cm}, 1264.83 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (10.24 \text{ cm}, 1004.43 \text{ ton})$

**Figura 93: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y**



**Fuente:** Autor

### 3.3.2.8. Punto de desempeño

Se obtiene los valores de los puntos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica para las dos direcciones de análisis, se lo realizo a través del software como se presenta en las siguientes figuras. Se utiliza el método que indica la normativa FEMA 440 Linealización Equivalente, valores de desplazamiento y fuerza cortante.

#### ➤ Punto de desempeño dirección X

En la tabla 48 se indica los puntos de desempeño que corresponde a cada nivel de amenaza con su valor de desplazamiento y fuerza de corte.

**Tabla 48: Puntos de desempeño en la dirección X**

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.114	943.880
	Ocasional	0.150	1154.769
	Raro	0.184	1268.129
	Muy Raro	0.217	1319.738

Fuente: Autor

#### ➤ Punto de desempeño dirección Y

Como se muestra en la tabla 49, los valores del punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica con sus respectivos desplazamiento y fuerza cortante.

**Tabla 49: Puntos de desempeño en la dirección Y**

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.101	879.043
	Ocasional	0.134	1104.720
	Raro	0.161	1212.404
	Muy Raro	0.193	1247.381

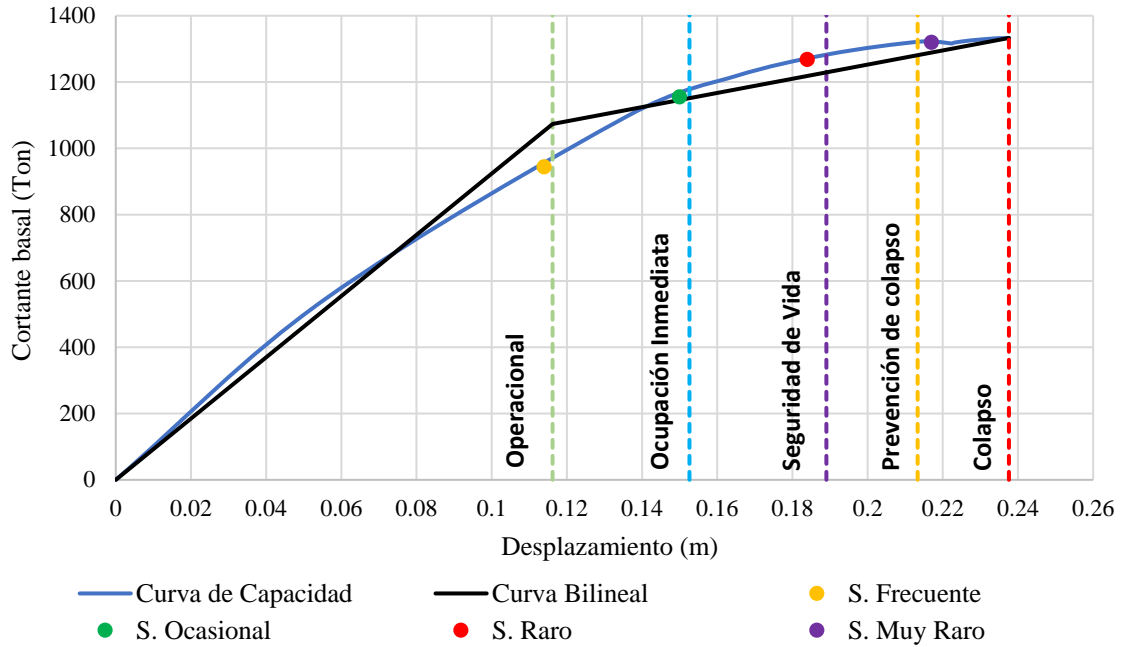
Fuente: ETABS 2016

### 3.3.2.9. Evaluación del desempeño sísmico

De determina el desempeño sísmico del edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones de análisis:

➤ **Dirección X**

**Figura 94: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440**



**Fuente:** Autor

**Tabla 50: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X**

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	<b>X</b>				
Ocasional		<b>X</b>			
Raro			<b>X</b>		
Muy Raro				<b>X</b>	
<b>X</b>	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Autor

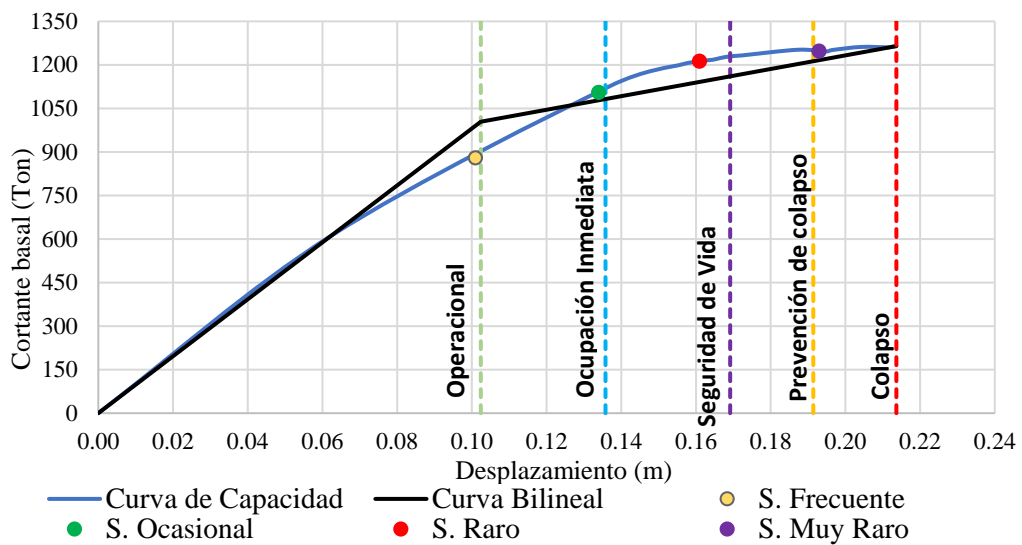
De la figura 94 se presenta los puntos ubicados en los diferentes niveles de desempeño correspondiente determinando que: para un sismo frecuente se encuentra en un nivel de operacional, un sismo ocasional en un nivel de ocupación inmediata, un sismo raro

en un nivel seguridad de vida y para el sismo muy raro un nivel de prevención al colapso.

En la tabla 50 se presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, donde se ubica los resultados del análisis concluyendo que la edificación cumple con los niveles esperados para la dirección X.

➤ **Dirección Y**

**Figura 95: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440**



Fuente: Autor

**Tabla 51: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y**

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	<b>X</b>				
Ocasional		<b>X</b>			
Raro			<b>X</b>		
Muy Raro				<b>X</b>	
<b>X</b>	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Autor

De la figura 95 se presenta los puntos ubicados en los diferentes niveles de desempeño correspondiente determinando que: para un sismo frecuente se encuentra en un nivel de operacional, un sismo ocasional en un nivel de ocupación inmediata, un sismo raro en un nivel seguridad de vida y muy raro en prevención al colapso.

En la tabla 51 de la misma manera se presenta la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, donde se ubica los resultados del análisis concluyendo que la edificación cumple con los niveles esperados.

## CAPÍTULO IV

### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1. Conclusiones

Luego de culminado el presente estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Luego de la realización del análisis lineal al edificio seleccionado se pudo comprobar que este no cumple con los requisitos y criterios establecidos por la NEC 2015. De igual forma se realizó un análisis no lineal, mismo que permitió determinar las curvas de capacidad, la evaluación de desempeño sísmico en las dos direcciones principales ante diferentes niveles de amenaza sísmica y la obtención del punto de desempeño de la estructura.
- El análisis lineal realizado permitió identificar que la estructura no cumple con el periodo fundamental, puesto que el valor obtenido por el método 2 (0,715) es superior al 30% del periodo calculado por el método 1. Por otro lado, se pudo determinar las derivas de pisos, tanto para el ámbito estático como para el ámbito dinámico. En ambos análisis, el piso 2 no cumple con lo establecido por la norma, superando el 2% reglamentario. Esta situación permite afirmar que la estructura necesita un reforzamiento global.
- Con relación al nivel de desempeño, el análisis no lineal realizado permite afirmar que la estructura presenta una baja probabilidad de sufrir daños extensos en sus principales elementos estructurales. El nivel de desempeño se obtuvo para las dos direcciones principales de la estructura ante diferentes amenazas sísmicas, presentando fallas en la dirección X ante un sismo muy raro.
- Se planteó un reforzamiento a nivel estructural del edificio que contempla la implementación de muros de corte con el objetivo de controlar desplazamientos laterales, incrementando así la resistencia lateral de la estructura. Los muros seleccionados cumplen con lo establecido dentro de la NEC 2015 para la reducción de las derivas superiores al 2%.
- Mediante el reforzamiento planteado para el edificio analizado el valor máximo de las derivas se redujo considerablemente siendo el valor máximo de 1,44% para la dirección X y 1,5% para la dirección Y, esto con respecto a las derivas Inelásticas por cortante estático. Con respecto a las derivas Inelásticas por cortante estático,

el valor máximo se redujo considerablemente también, siendo 1,4% el valor máximo para la dirección X y 1,34% para la dirección Y.

- El mejoramiento realizado permite afirmar que la estructura presenta un incremento en la capacidad de resistencia de sus principales elementos estructurales, logrando que esta pueda tener un buen desempeño sísmico. Se puede afirmar también que la estructura presenta un buen desempeño sísmico en sus dos direcciones principales, esto debido a que se cumplen con los niveles de desempeño esperados y establecidos dentro de la NEC – SE – DS.
- Se determinó que al usar diferentes normativas de construcción con lo que respecta a este tipo de análisis estructural, ya sean estas de diferentes años, va a tener un criterio diferente de construcción y modelado por ende los resultados van hacer claves al momento de realizar un análisis estructural del desempeño sísmico.

#### **4.2. Recomendaciones**

- Es recomendable el uso de un método de mayor precisión para futuras investigaciones, como el Análisis Dinámico No Lineal Tiempo – Historia. Queda a criterio del investigador realizar este método puesto que la NEC 2015 indica que es suficiente ejecutar un análisis estático equivalente en una estructura totalmente simétrica y máximo de tres pisos.
- Se recomienda evaluar el desempeño estructural ante diferentes niveles de amenaza sísmica de todos los edificios que conforman la Universidad Técnica de Ambato, esto con la finalidad de contrastar las demandas que cada una de las estructuras presenta.
- Por otro lado, es recomendable implementar una instrumentación sísmica para los edificios del campus universitario, esto con la finalidad de hacer una evaluación cuantitativa de los daños causados por sismos.
- Se recomienda emplear muros estructurales en estructuras que tenga problemas de torsión en planta, derivas excesivas, ya que el principal objetivo de este tipo de reforzamiento es aportar gran rigidez además se debe tomar en cuenta que este no afecte la funcionalidad arquitectónica de la estructura.



## Bibliografía

- [1] R. NOTICIAS, «América Latina, una región muy expuesta y vulnerable a los,» 27 Febrero 2010. [En línea]. Available: <https://rpp.pe/lima/actualidad/america-latina-una-region-muy-expuesta-y-vulnerable-a-los-terremotos-noticia-245723>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [2] Secretaría de Gestión de Riesgos, «Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,» Septiembre 2016. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [3] D. Galarza, «Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Ocus mediante comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis estático modal (Pushover Multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de Respuesta).,» 2019. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29942>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [4] C. Ramírez, «Estimación de la capacidad sismo - resistente en edificaciones de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el método análisis estático no lineal "PUSHOVER",» Septiembre 2013. [En línea]. Available: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAS8609.pdf>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [5] R. Gallardo, «Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial bloque 2 mediante la medición de vibraciones,» Agosto 2021. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/33243>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [6] G. Orellana y J. Parra, «Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción


- (NEC-SE-RE, 2015),» 2017. [En línea]. Available: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [7] H. Parra, M. Benito, A. Fernández, M. Luna y X. Molina, «Estimación de la Peligrosidad Sísmica en Ecuador Continental,» 2017. [En línea]. Available: <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/13741>. [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [8] FEMA, «Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic,» 2015. [En línea]. Available: [https://www.fema.gov/media-library-data/1426210695633-d9a280e72b32872161efab26a602283b/FEMAP-154\\_508.pdf](https://www.fema.gov/media-library-data/1426210695633-d9a280e72b32872161efab26a602283b/FEMAP-154_508.pdf). [Último acceso: 12 Diciembre 2021].
- [9] J. Armijos y D. Espinosa, «Factores de riesgo relacionados a la capacidad de reacción frente a un evento sísmico en la Academia de Guerra del Ejército,» *Revista de Ciencias de Seguridad y Defensa*, vol. IV, n° 6, pp. 1-11, 2019.
- [10] A. Danger, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural para la remodelación del edificio del actual Palacio Provincial de Educación,» *Ciencia en su PC*, vol. I, n° 1, pp. 25-36, 2011.
- [11] «Evaluation of the seismic vulnerability of the unreinforced Masonry Buildings constructed in the transition between the 19th and 20th centuries in Lisbon, Portugal,» *Universidade de Lisboa*, vol. II, n° 4, pp. 1-26, 2018.
- [12] M. Salgado, G. Bernal, L. Yamín y O. Cardona, «Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sísmo resistente NSR-10,» *Revista de ingeniería*, vol. IV, n° 32, pp. 1-15, 2010.
- [13] F. Torres, S. Aguilar y I. Mora, «Vulnerabilidad en edificaciones,» Diciembre 2021. [En línea]. Available: <https://www.uv.mx/cienciauv/blog/vulnerabilidad-en-edificaciones/>. [Último acceso: 16 Diciembre 2021].



- [14] V. Gatica, «Respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica con aisladores. Alternativas de diseño,» Septiembre 2012. [En línea]. Available: [https://oa.upm.es/13787/1/Tesis\\_master\\_Victor\\_Gatica\\_Lagos.pdf](https://oa.upm.es/13787/1/Tesis_master_Victor_Gatica_Lagos.pdf). [Último acceso: 16 Diciembre 2021].
- [15] M. Gutiérrez y S. Iturralde, Fundamentos básicos de Instrumentación y Control, Santa Elena: Editorial UPSE, 2017.
- [16] M. Salvador, «Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico,» 2003. [En línea]. Available: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/14CAPITULO5.pdf?sequenc>. [Último acceso: 20 Diciembre 2021].
- [17] A. Preciado, J. Araiza y A. Orduña, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos en Colima por métodos empíricos,» *Soc. Mex. Ing. Sísmica*, 2007.
- [18] Federal Emergency Management Agency, «Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook,» Enero 2015. [En línea]. Available: [https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema\\_earthquakes\\_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf](https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf). [Último acceso: 20 Diciembre 2021].
- [19] 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),» 2018. [En línea]. Available: [https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/100307/AP126853\\_TFM\\_15210268005073786756152079113915.pdf?sequence=2](https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/100307/AP126853_TFM_15210268005073786756152079113915.pdf?sequence=2). [Último acceso: 20 Diciembre 2021].
- [20] R. Aguiar y Y. Mieles, «Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. XXI, nº 3, pp. 257-282, 2016.

- [21] J. Mander, M. Priestley y R. Park, «THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, n° 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [22] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Norma Ecuatoriana de la Construcción,» 2015. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>. [Último acceso: 20 Diciembre 2021].
- [23] L. García , J. Palacios , L. Zambrano y A. Escobar , «“Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí”,» *RIEMAT* , 2021.
- [24] J. Hernández , Á. Orozco , D. Almanza y J. Ramírez , «Relación entre resistencia a compresión en cilindros de concreto y los rebotes con esclerómetro digital,» *INGENIARE*, vol. 13, n° 22, 2013.
- [25] C. Porras , M. Aguilar y R. Martínez , «asos de estimación de la resistencia a compresión del hormigón armado validando ecuaciones de regresión que combinan el empleo de ensayos no destructivos (NDT) con ensayos destructivos (DT) en Cuba,» *EMPAI* , vol. 12, n° 1, 2019.
- [26] A. Castrejón , «DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y CORTE DIRECTO EN LA HABILITACIÓN URBANA FUNDO LA PEÑA-LAMBAYEQUE, 2018,» *Escuela de Ingeniería Civil* , 2018.
- [27] 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. [En línea].

## ANEXOS

### Anexo A: Fotografías

 <span style="font-weight: bold; display: inline-block; text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</span> <span style="font-weight: bold; display: inline-block; text-align: center;">FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA</span> <span style="font-weight: bold; display: inline-block; text-align: center;">CARRERA DE INGENIERIA CIVIL</span> 	
<b>Fotografía 1:</b>	<b>Fotografía 2:</b>
	
<b>Descripción:</b> Ensayo esclerométrico	<b>Descripción:</b> Ensayo esclerométrico
<b>Fotografía 3:</b>	<b>Fotografía 4:</b>
	
<b>Descripción:</b> Edificio de Auditoria y Contabilidad	<b>Descripción:</b> Ensayo SPT

<p><b>Fotografía 5:</b></p>	<p><b>Fotografía 6:</b></p>
	
<p><b>Descripción:</b> Ensayo SPT</p>	<p><b>Descripción:</b> Ensayo SPT</p>

**ANEXO B: Planos de Arquitectónicos**

UNIVERSIDAD  
TÉCNICA DE  
AMBATO

DIRECCIÓN DE  
INFRAESTRUCTURA

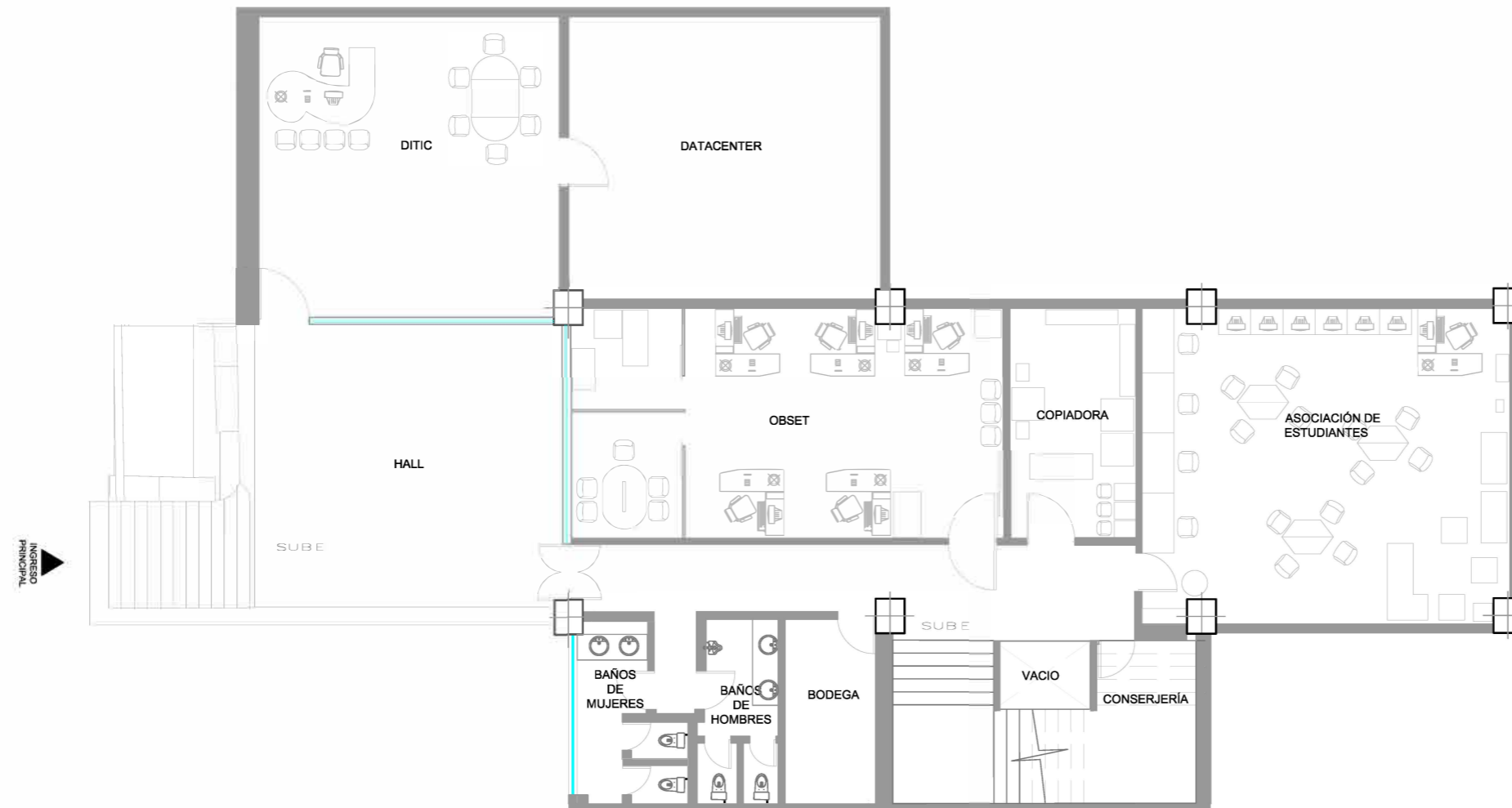
# PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

## FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA

CODIGO:  
DIRINF-CH-E11-P\_1-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 1  
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:  
CAMPUS HUACHI



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M <sup>2</sup> )
SUBSUELO	420.76
HALL	118.21
DITIC	49.47
DATACENTER	48.09
ASOCIACIÓN DE ESTUDIANTES	62.33
CONSERJERÍA	3.47
BODEGA	9.05
BAÑO DE HOMBRES	8.34
BAÑO DE MUJERES	7.56
OBSET	53.88
COPIADORA	15.80

SUBSUELO



APROBADO POR:  
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:  
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:  
JUAN BARRENO



UNIVERSIDAD  
TÉCNICA DE  
AMBATO

DIRECCIÓN DE  
INFRAESTRUCTURA

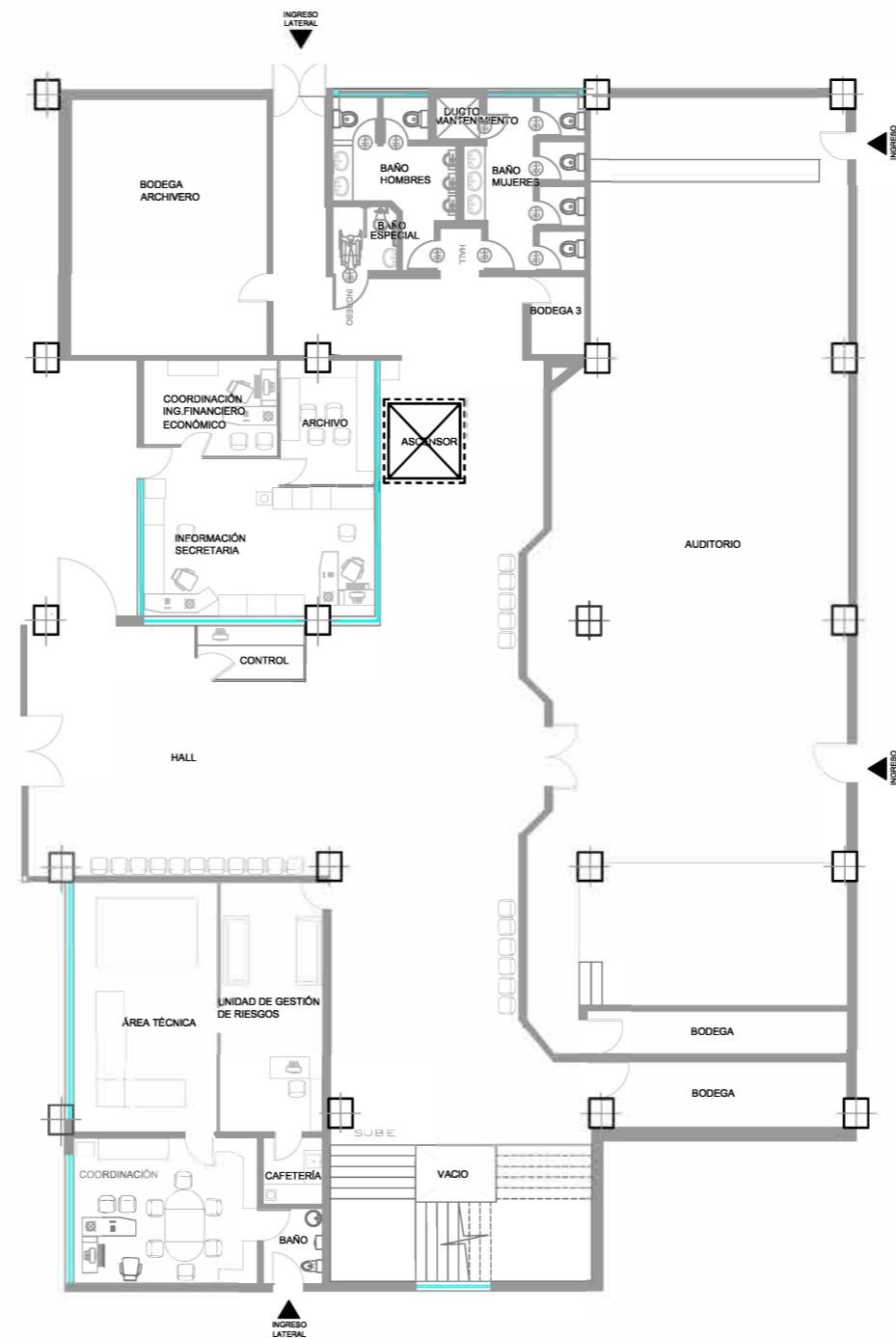
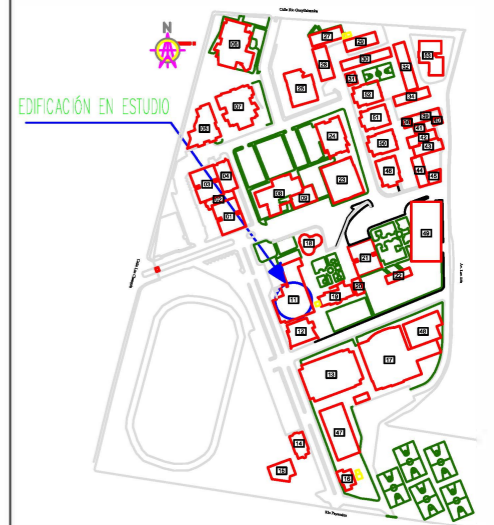
# PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

## FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA

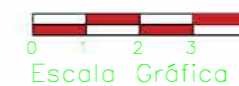
CODIGO:  
DIRINF-CH-E11-P1-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 1  
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:  
CAMPUS HUACHI



PLANTA BAJA



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M <sup>2</sup> )
PLANTA BAJA	1141.58
HALL	322.24
SUBDECANATO	32.95
SECRETARÍA SUBDECANATO	22.30
COORDINACIÓN SECRETARÍA PRESENCIAL CONTRATOS	38.08
SECRETARÍA GENERAL	36.44
SALA DE REUNIONES	25.70
BAÑO DE HOMBRES	14.32
BAÑO DE MUJERES	14.39
BODEGA ARCHIVERO	39.62
BODEGA	1.69
AUDITORIO	209.26
BODEGA	8.98
BODEGA	12.70
ÁREA TÉCNICA	28.36
UNIDAD DE GESTIÓN DE RIESGOS	20.52
COORDINACIÓN	21.10
CAFETERÍA	15.80
BAÑO	3.82
CONTROL	4.40
COORDINACIÓN ING. FINANCIERO ECONÓMICO	9.69
INFORMACIÓN SECRETARÍA	27.00
ARCHIVO	9.03
BODEGA 3	3.50
BAÑO DE HOMBRES	3.27
BAÑO DE MUJERES	3.17
SECRETARÍA	33.15
BODEGA	1.66
CAFETERÍA	4.05
COORDINACIÓN DE CARRERA	10.97
SECRETARÍA DE DECANATO	18.41
DECANATO	33.37
ASCENSOR	2.40

APROBADO POR:  
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:  
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:  
JUAN BARRENO

UNIVERSIDAD  
TÉCNICA DE  
AMBATO

DIRECCIÓN DE  
INFRAESTRUCTURA

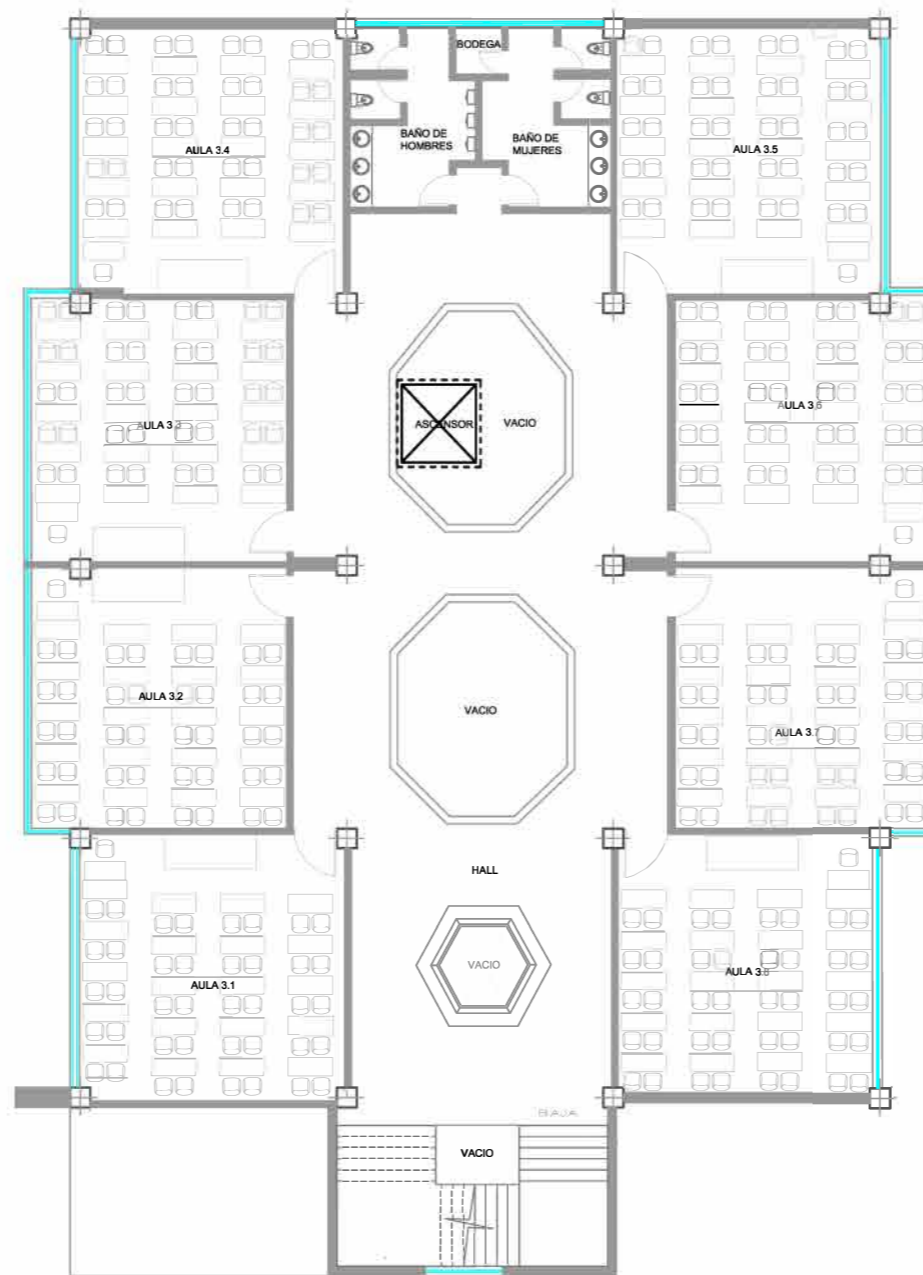
# PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

## FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA

CODIGO:  
DIRINF-CH-E11-P3-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 1  
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:  
CAMPUS HUACHI



TERCER PISO

DESCRIPCIÓN	ÁREA (M <sup>2</sup> )
SEGUNDO PISO	775.65
HALL	154.05
AULA 3.1	51.34
AULA 3.2	48.66
AULA 3.3	59.79
AULA 3.4	60.15
AULA 3.5	54.22
AULA 3.6	48.87
AULA 3.7	48.61
AULA 3.8	47.8
BAÑO DE HOMBRES	13.84
BODEGA	1.66
BAÑO DE MUJERES	14.26
ASCENSOR	2.40

APROBADO POR:  
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:  
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:  
JUAN BARRENO



UNIVERSIDAD  
TÉCNICA DE  
AMBATO

DIRECCIÓN DE  
INFRAESTRUCTURA

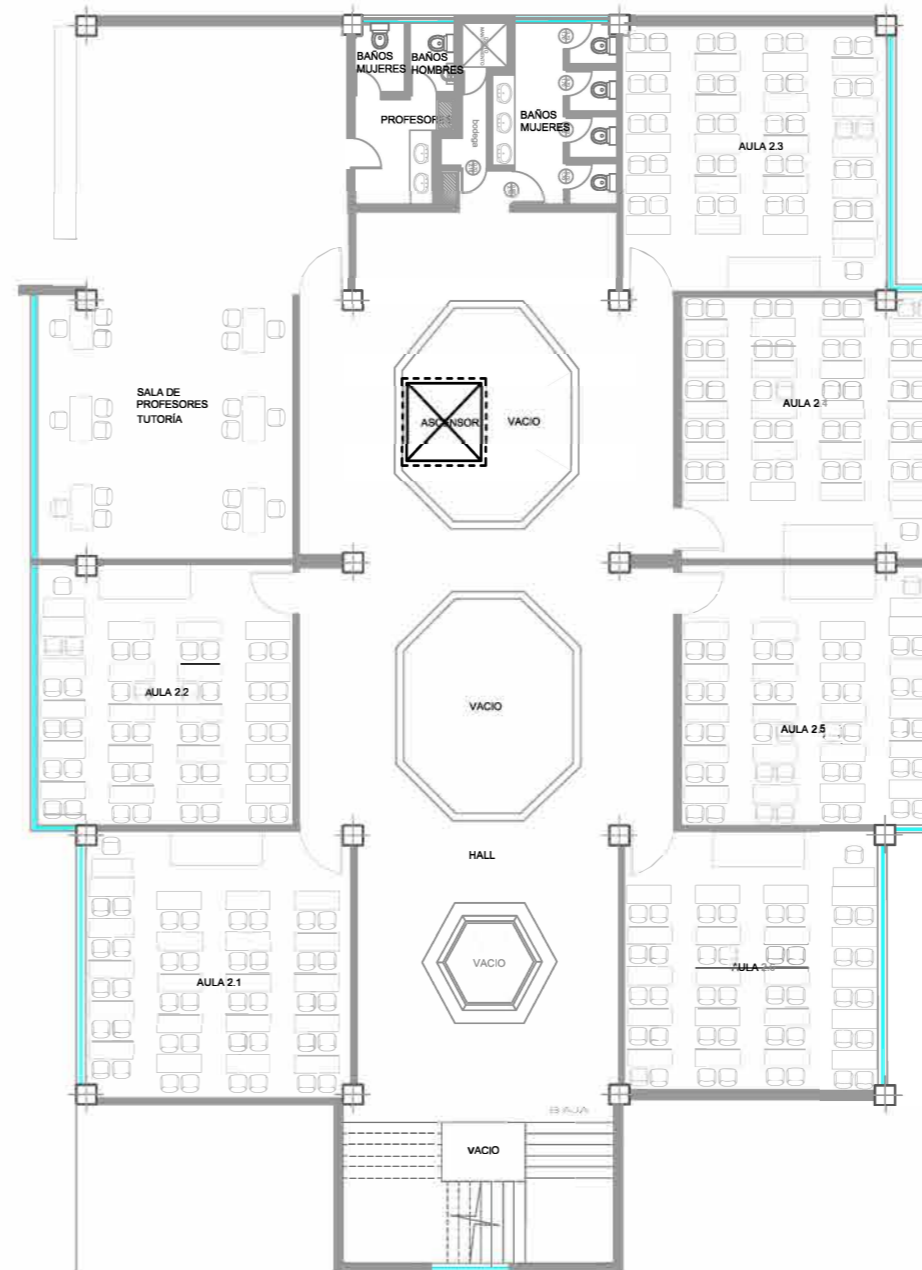
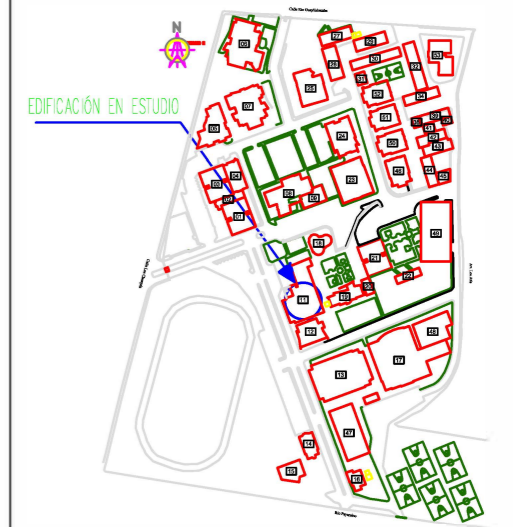
# PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

## FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA

CODIGO:  
DIRINF-CH-E11-P2-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 1  
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:  
CAMPUS HUACHI



SEGUNDO PISO



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M <sup>2</sup> )
PRIMER PISO	1097.89
HALL	180.30
SALA DE PROFESORES	263.26
TERRAZA ACCESIBLE	43.75
SALA DE PROFESORES TUTORÍA	102.33
AULA 2.1	51.34
AULA 2.2	48.66
AULA 2.3	54.22
AULA 2.4	48.87
AULA 2.5	48.61
AULA 2.6	47.80
BAÑO	15.53
BAÑO DE MUJERES	14.89
MAMPARA	12.45
GRADAS	2.27
ASCENSOR	2.40

APROBADO POR:  
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:  
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:  
JUAN BARRENO

UNIVERSIDAD  
TÉCNICA DE  
AMBATO

DIRECCIÓN DE  
INFRAESTRUCTURA

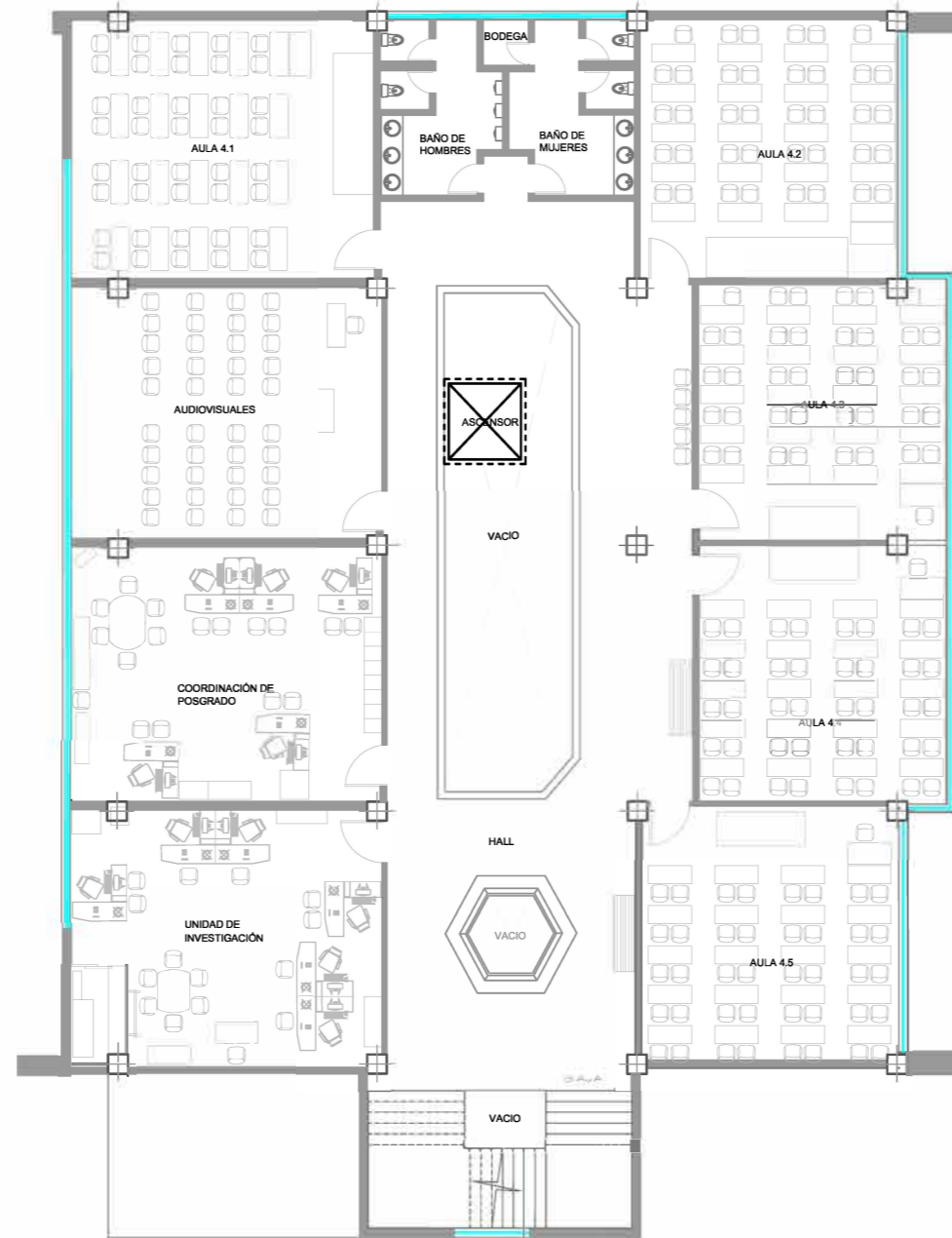
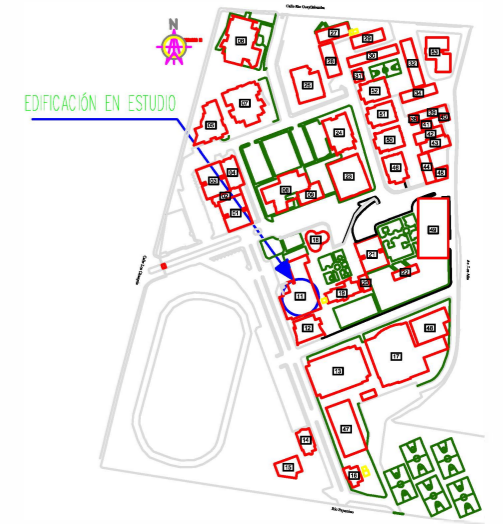
# PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

## FACULTAD DE CONTABILIDAD Y AUDITORÍA

CODIGO:  
DIRINF-CH-E11-P4-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 1  
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:  
CAMPUS HUACHI



CUARTO PISO



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M <sup>2</sup> )
TERCER PISO	775.65
HALL	154.05
AULA 4.1	60.15
AULA 4.2	48.58
AULA 4.3	48.94
AULA 4.4	50.98
AULA 4.5	51.81
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN	60.99
COORDINACIÓN DE POSGRADOS	60.66
AUDIO VISUALES	59.79
BAÑO DE HOMBRES	13.84
BODEGA	1.66
BAÑO DE MUJERES	14.26
ASCENSOR	2.40

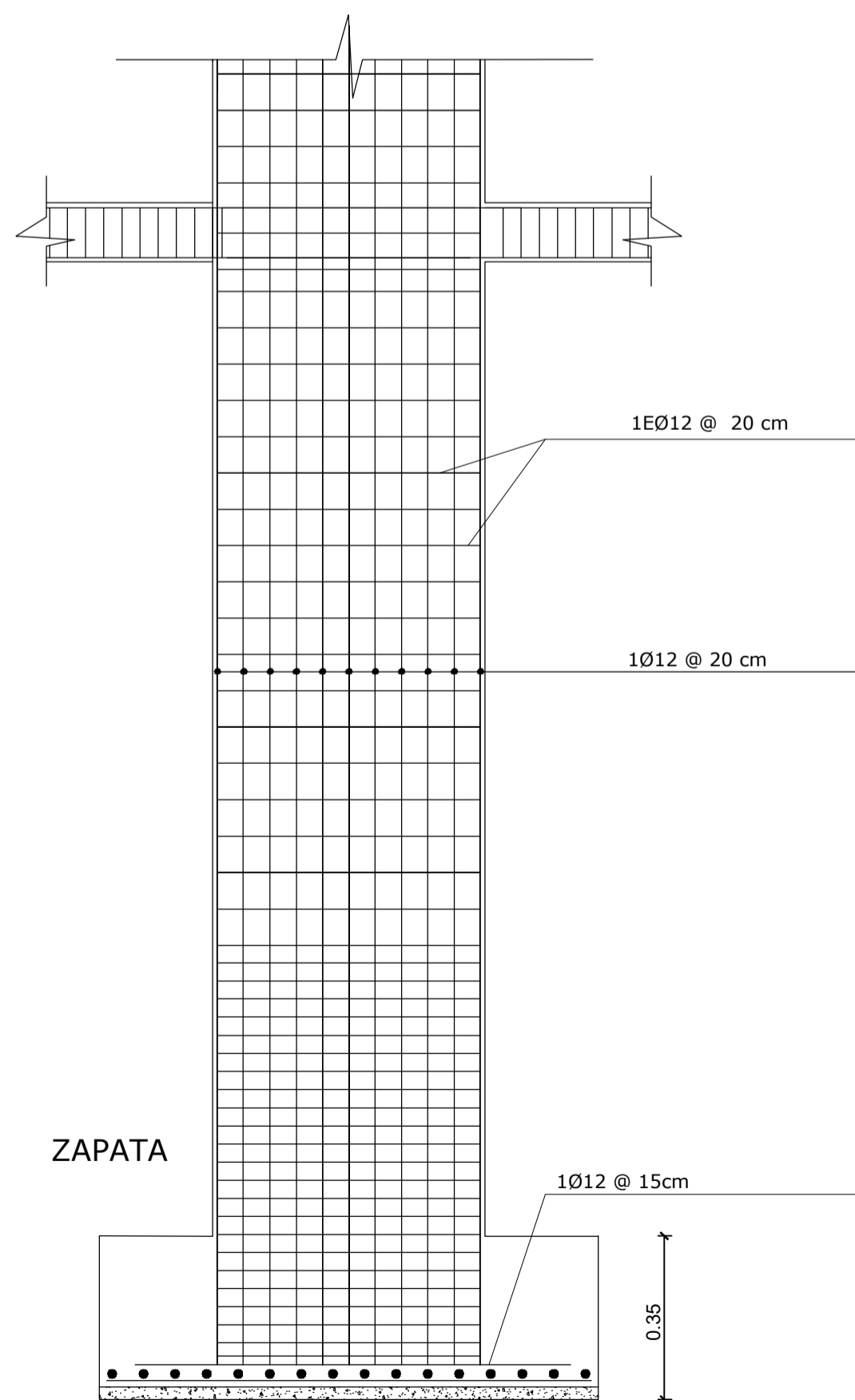
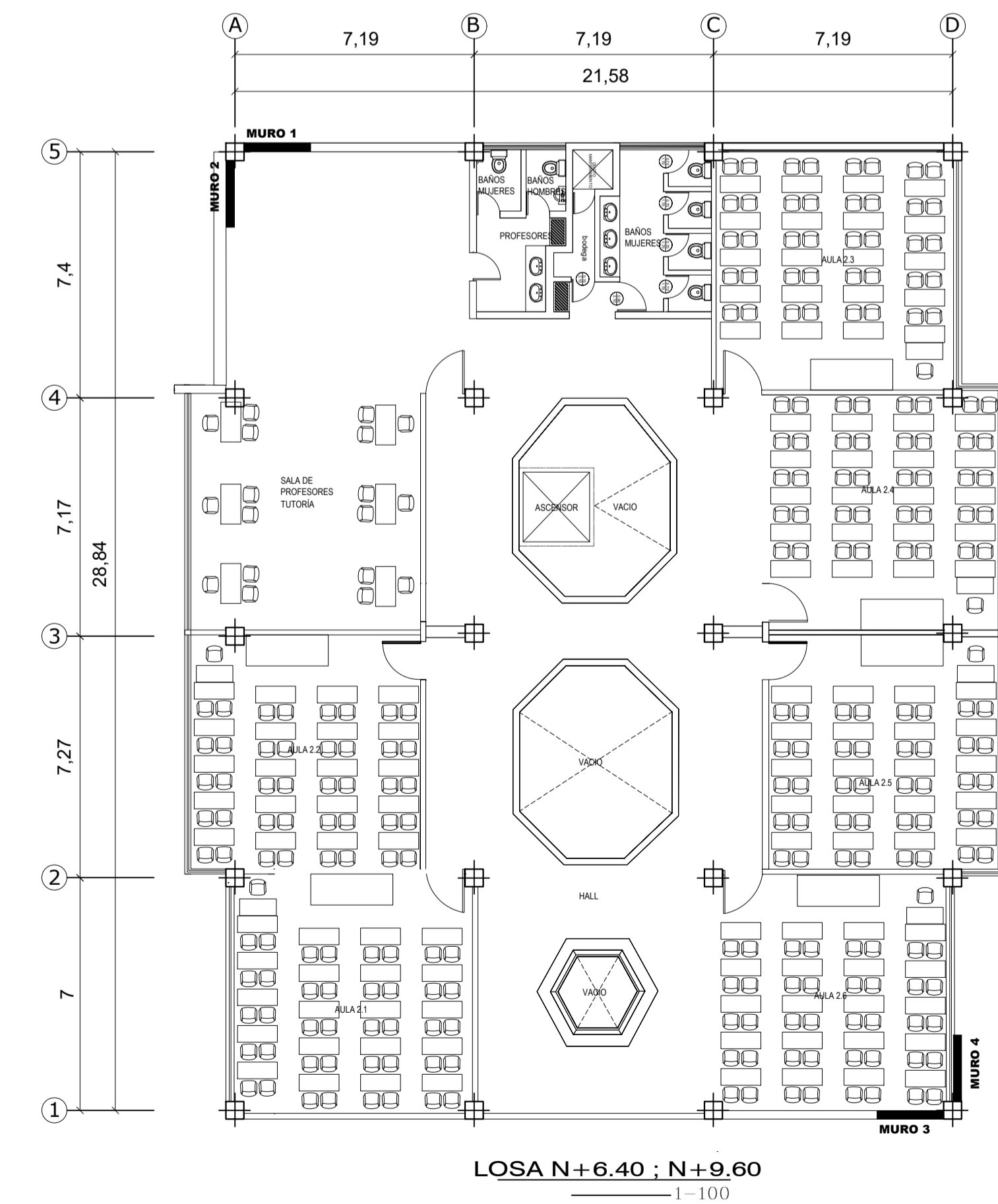
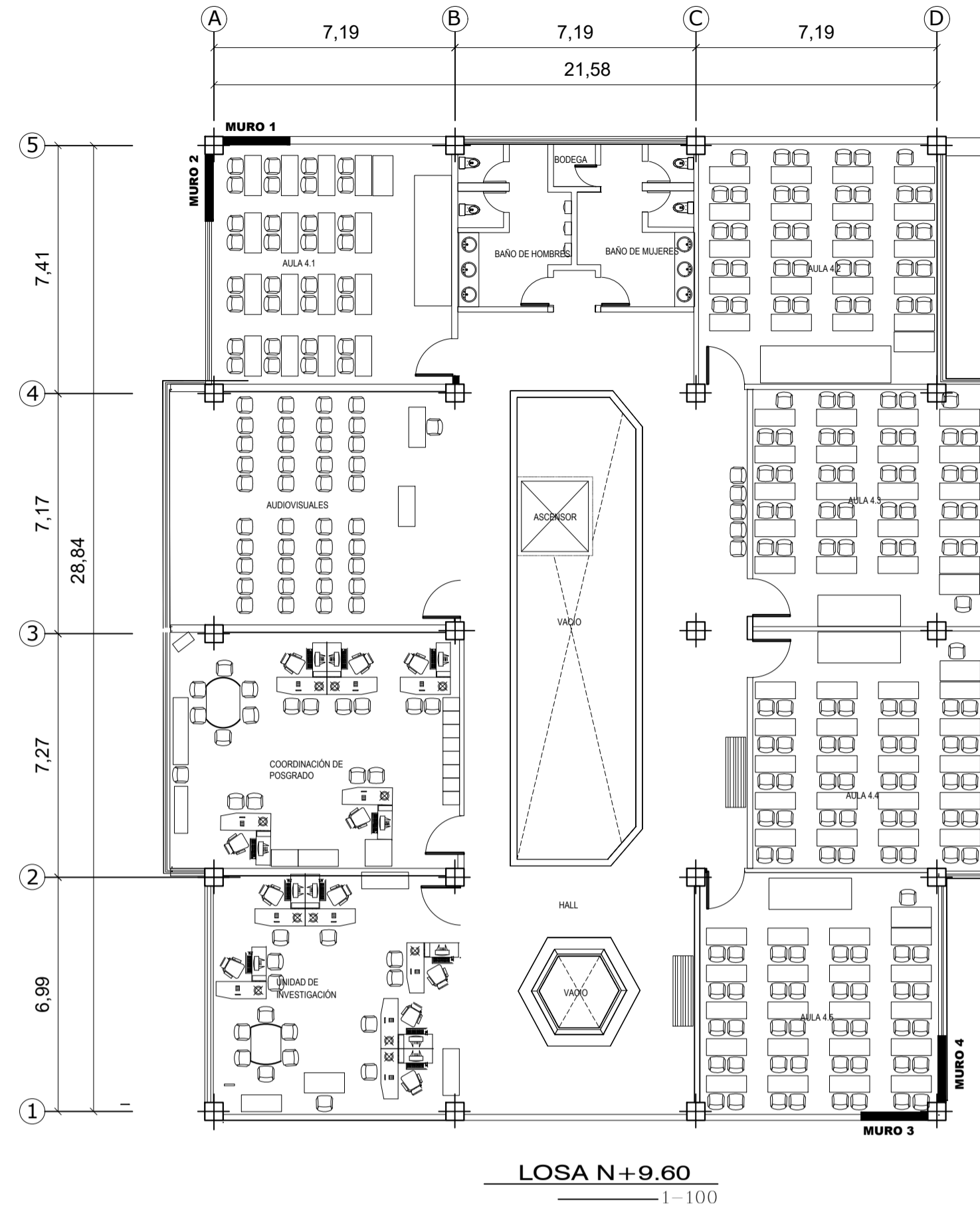
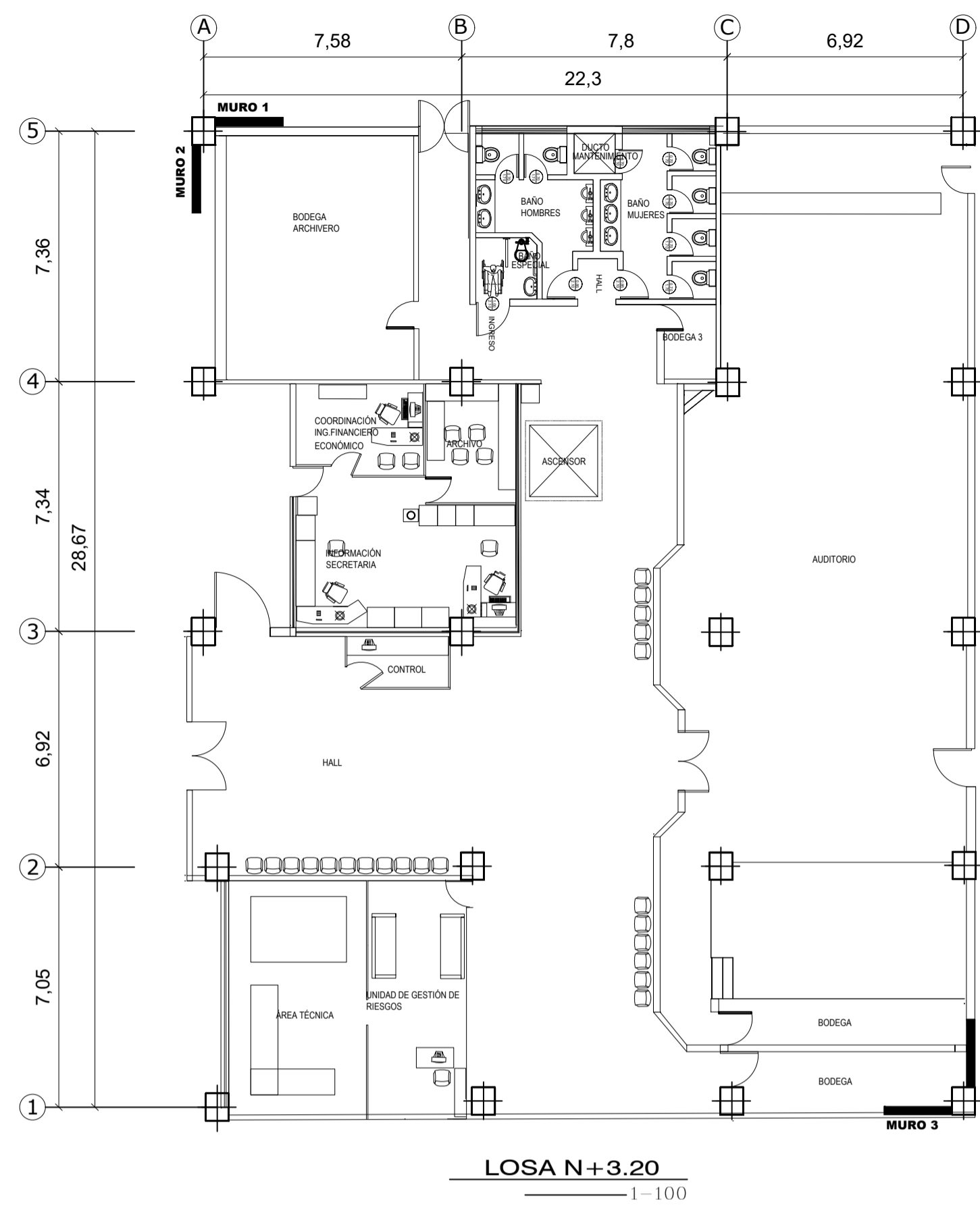
APROBADO POR:  
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:  
ING. MARIO TORRES

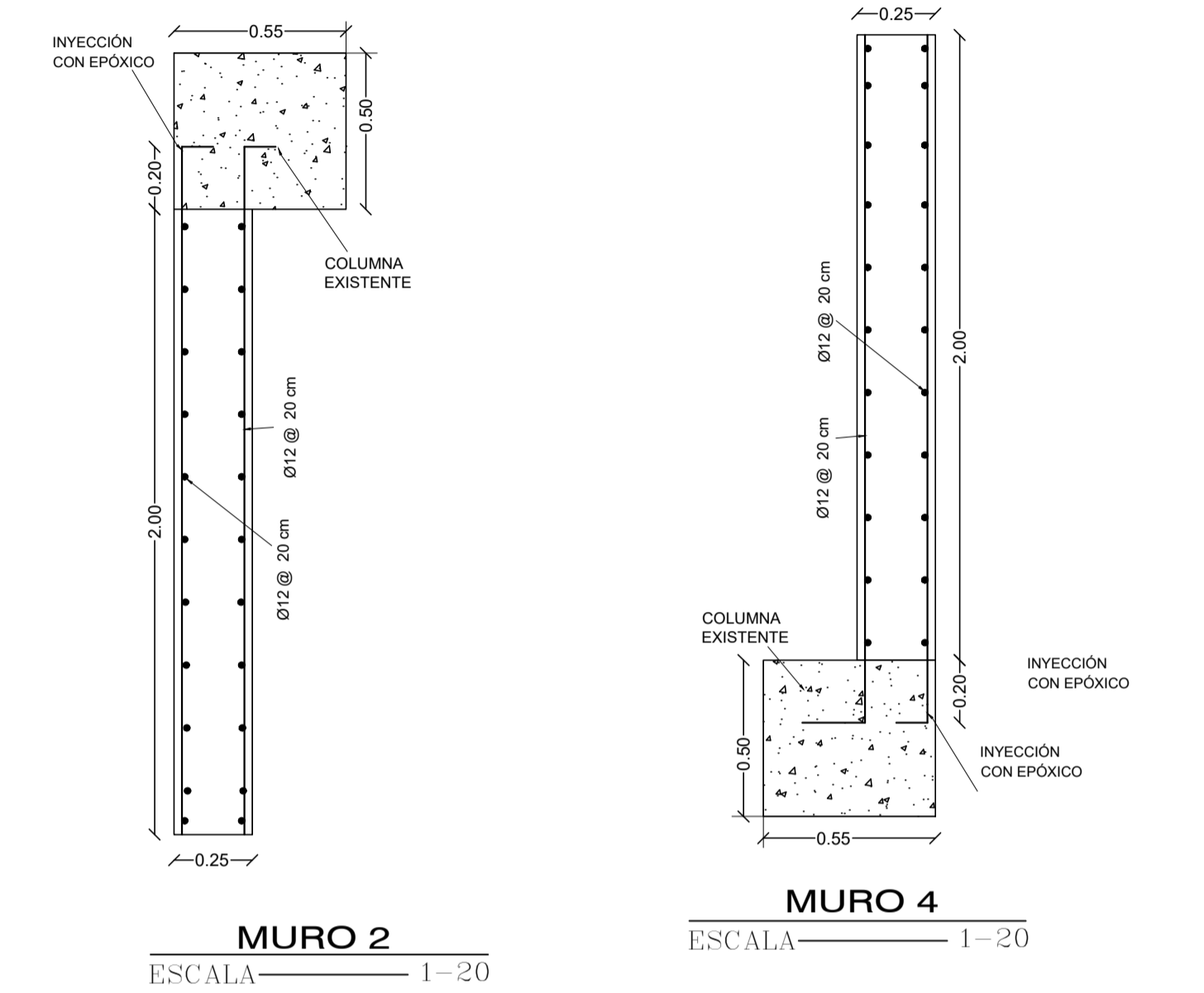
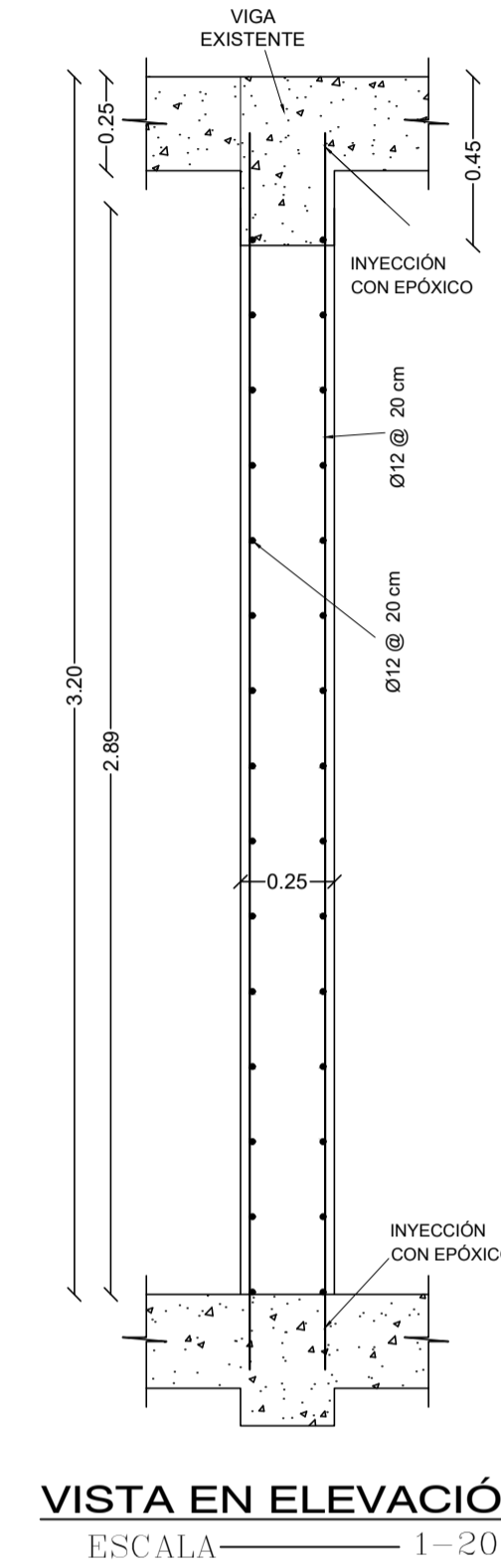
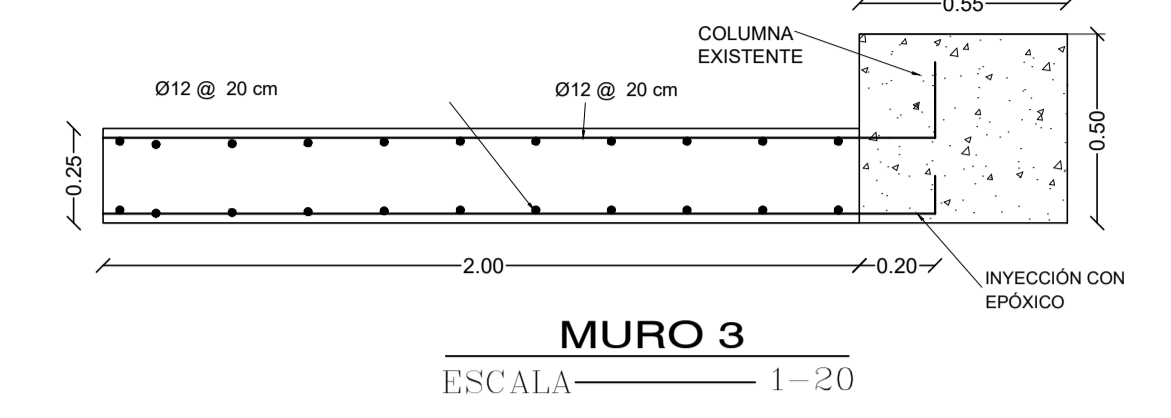
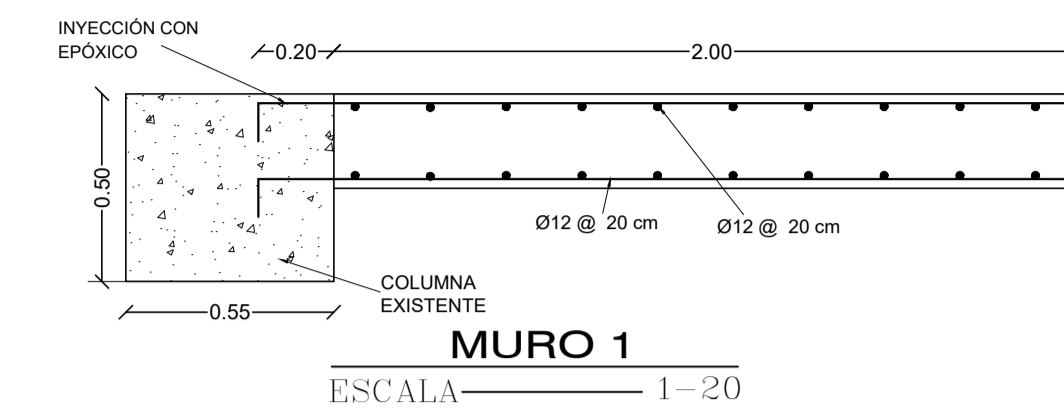
ELABORADO POR:  
JUAN BARRENO

**ANEXO C: Planos reforzamiento**

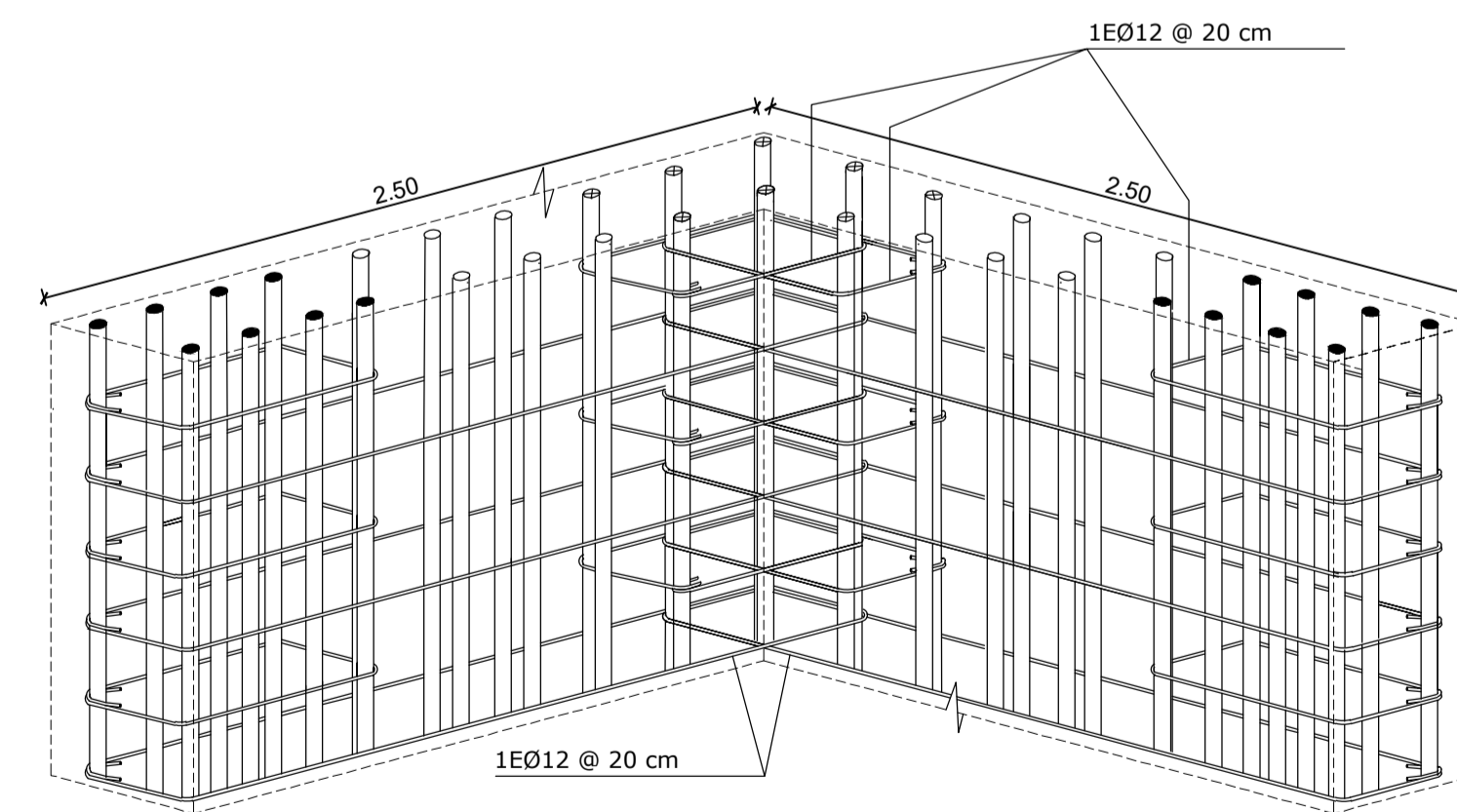




REFORZAMIENTO CON MUROS DE CORTE

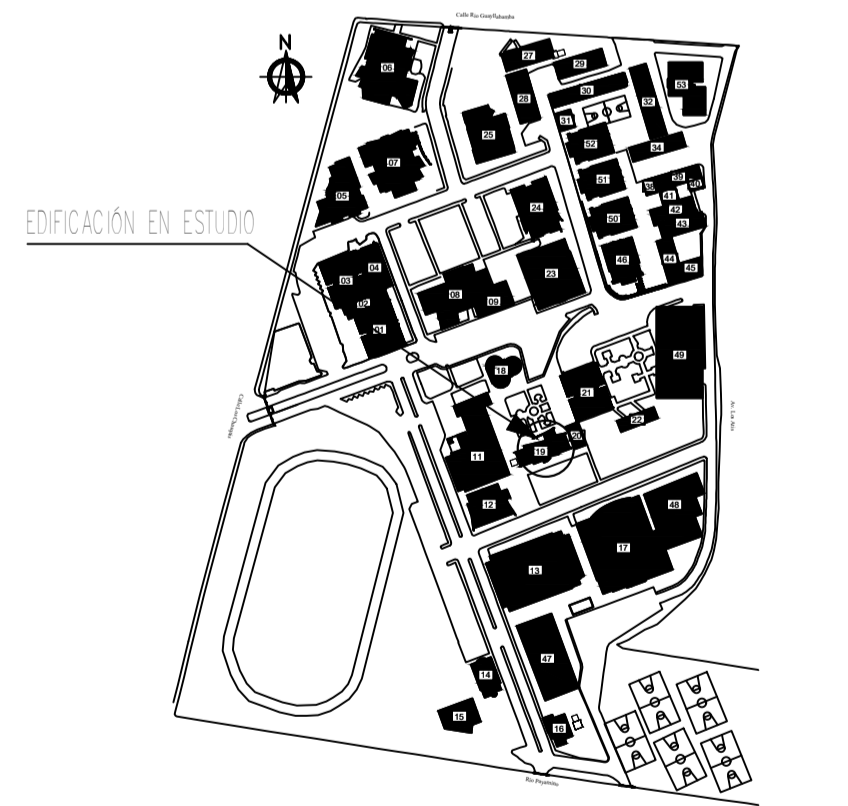


VISTA EN ELEVACIÓN  
ESCALA 1-20



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



PROYECTO:

Reforzamiento estructural del edificio de la Facultad de Contabilidad y Auditoría

UBICACIÓN:  
El proyecto se ubica en la parroquia Celiano Monge, cantón Ambato, provincia de Tungurahua

Diseño Estructural:

APROBÓ:

Testista

Tutora del Proyecto

CONTIENE:  
Reforzamiento de Estructura  
Ubicación de muros en planta  
Detalle de Muro Corte

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
NOVIEMBRE 2021

LÁMINA:  
E1 / 1