



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA Y ARTES
DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA
MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**

AUTORA: Pamela Estefanía Tamay Tixe

TUTOR: Ing. M.Sc. MBA Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

AMBATO – ECUADOR

Septiembre - 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniera Civil, con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA Y ARTES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, elaborado por el **Srta. Pamela Estefanía Tamay Tixe**, portadora de la cédula de ciudadanía: C.I 1805240924, 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, Septiembre 2021

Ing. M. Sc. MBA Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Pamela Estefanía Tamay Tixe** con C.I:1805240924 , 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 DISEÑO, ARQUITECTURA Y ARTES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



Pamela Estefanía Tamay Tixe

C.I: 1805240924

AUTORA

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, Septiembre 2021



Pamela Estefanía Tamay Tixe

C.I. 1805240924

AUTORA

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Pamela Estefanía Tamay Tixe de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA Y ARTES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Septiembre 2021

Para constancia firman:

Ing. M. Sc. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

Miembro Calificador

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Todo mi trabajo y esfuerzo lo dedico a mi ángel en el cielo, a mi segunda madre, mi Mami Men, quien me dio su amor incondicional durante todos los años que estuvo a mi lado siempre está presente en mi corazón. A mis ángeles terrenales, mis padres, los amo con todo mi corazón jamás podré encontrar palabras lo suficientemente hermosas para describir lo agradecida que estoy, por su amor y paciencia jamás me han abandonado son el mejor ejemplo de padres, han luchado por nuestra familia durante toda su vida sin soltarnos nunca la mano, todo lo que fui, lo que soy y lo que seré, se lo debo a ustedes los amo.

Pamela Tamay

AGRADECIMIENTO

A Dios, quien me ha dado salud y vida para alcanzar las metas planteadas me ha brindado la fuerza necesaria para continuar aun cuando pensaba en rendirme.

A mis padres quienes se sacrifican cada día por brindarme lo mejor y preocuparse de que no me falte nada, nunca soltaron mi mano y me ayudaron a salir adelante un Dios le pague los amo.

A mis hermanos Adriana, Víctor, Andrés, Belén y Juan quienes han sido mi apoyo incondicional, gracias por creer y confiar en mi durante toda mi vida, son lo más impórtate que tengo, su amor me ha dado mucha fortaleza para seguir adelante.

A mis sobrina y ahijada Amelia por ser luz que ilumina mi vida, la personita que me llena de alegría y amor cada día, te amo mi muñeca.

A mis amigos incondicionales con quienes hemos reído y llorado, nos hemos apoyado los unos a los otros y han hecho de mi camino universitario algo muy llevadero, de manera especial a Christian, Karina, Fátima, y Rodrigo después de tanto esfuerzo ¡lo logramos!

Al Ingeniero Galo Núñez quien más que un profesor ha sido un amigo, por impartirme sus conocimientos de manera explícita y desinteresada, por la paciencia de contestar cada duda, mi aprecio más profundo.

A mi Tutora Ing. M. Sc. MBA Betzabeth Suquillo por la asesoría y el tiempo brindado para poder culminar mi trabajo de titulación.

Pamela Tamay

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	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xviii
RESUMEN	xxv
ABSTRACT	xxvi
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos.....	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	3
1.1.3 Fundamentación teórica	4
1.1.3.1 Desempeño Sísmico	4
1.1.3.2 Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.....	5
1.1.3.2.1 Método Cualitativo.....	5
1.1.3.2.1.1 Análisis de vulnerabilidad sísmica Fema 154	5
1.1.3.2.1.2 Análisis de vulnerabilidad sísmica NEC 2015.....	10
1.1.3.2.2 Métodos Cuantitativos	14
1.1.3.2.3 Demanda.	15
1.1.3.2.3.1 Peligro Sísmico del Ecuador	15
1.1.3.2.3.2 Opciones para Análisis Inelásticos.....	19
1.1.3.2.3.3 Análisis Estático no Lineal.....	20
1.1.3.2.3.4 Análisis dinámicos no lineales (NL-RHA)	23
1.1.3.2.4 Capacidad.....	23
1.1.3.2.4.1 Curva de capacidad pushover.....	23
1.1.3.2.4.2 Modelos de Comportamiento de los Materiales.....	24
1.1.3.2.4.3 Rotula plástica.....	27

1.1.3.2.4.4	Longitud plástica en hormigón armado.....	27
1.1.3.2.4.5	Modelo de elementos dúctiles de hormigón armado.....	28
1.1.3.3	Metodologías de Diseño Sismorresistente	31
1.1.3.4	Filosofía del Diseño Sismorresistente	33
1.1.3.4.1	Niveles de amenaza sísmica.....	33
1.1.3.5	Desempeño.....	34
1.1.3.5.1	Niveles de Desempeño.....	34
1.1.3.5.1.1	Niveles de Desempeño Estructural	34
1.1.3.5.1.2	Niveles de Desempeño Elementos no Estructurales.	35
1.1.3.5.1.3	Niveles de Desempeño para la Estructura.....	36
1.1.3.5.2	Método del espectro de capacidad-linealización equivalente	37
1.1.3.5.3	Sectorización de la curva de capacidad visión 2000.....	40
1.1.3.5.4	Rehabilitación Sísmica de edificios.	41
1.1.3.5.4.1	Rehabilitación sísmica.	41
1.1.3.5.4.2	Tipos de reforzamiento estructural.....	41
1.1.3.5.5	Instrumentación sísmica.....	45
1.1.3.5.6	Ruido ambiental	45
1.1.3.5.7	Acelerógrafos	46
1.1.4	Hipótesis.....	46
1.2	Objetivos	47
1.2.1.	Objetivo general.....	47
1.2.2.	Objetivos específicos	47
CAPÍTULO II.		48
2.1	Materiales y Equipos.....	48
2.1.1	Materiales.....	48
2.1.2	Equipos.....	48
2.2	Métodos.....	49
2.2.1	Plan de recolección de datos	54
2.2.2	Plan de procesamiento y análisis de información	54
2.2.2.1	Recolección de datos.....	55
2.2.2.1.1	Martillo Esclerométrico	55
2.2.2.1.2	Acero de Refuerzo de Elementos Estructurales.....	61
2.2.2.1.3	Ensayo de penetración estándar SPT.	62

2.2.2.1.3.1	Clasificación del Tipo de Suelo	64
2.2.2.1.3.2	Contenido de humedad W%	69
2.2.2.1.3.3	Plasticidad	69
2.2.2.1.3.4	Velocidad media de la onda de cortante Vs30	70
2.2.2.1.3.5	Ángulo de fricción interna	73
2.2.2.1.3.6	Densidad relativa (Dr) para suelos friccionantes no cohesivos	74
2.2.2.1.3.7	Capacidad portante del suelo.	76
2.2.2.1.3.8	Módulo de Balasto	79
CAPÍTULO III		80
3.1	Análisis y discusión de los resultados	80
3.1.1	Ensayo de penetración estándar SPT	80
3.1.2	Vulnerabilidad sísmica Método Cualitativo.....	81
3.1.2.1	Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	81
3.1.2.2	Inspección Visual Rápida NEC 2015.....	90
3.1.3	Vulnerabilidad sísmica Método Cuantitativo.....	92
3.1.3.1	Análisis lineal de la estructura	92
3.1.3.1.1	Definición de Materiales	93
3.1.3.1.2	Definición de secciones.....	93
3.1.3.1.3	Carga Sísmica.....	94
3.1.3.1.4	Periodo de Vibración.....	98
3.1.4	Carga Gravitacional	99
3.1.4.1	Configuración estructural.....	100
3.1.5	Análisis de resultados.....	101
3.1.6	Chequeo de elementos estructurarles	115
3.1.6.1	Chequeo a flexión de vigas	115
3.1.6.2	Chequeo a corte de vigas.....	121
3.1.6.3	Chequeo de torsión en viga	122
3.1.6.4	Chequeo a Flexo – Compresión de columnas	123
3.1.6.5	Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas	127
3.1.6.6	Diagrama de Interacción	130
3.1.3.9	Chequeo de elementos estructurales bajo carga gravitacional.....	135
3.1.6.6.1	Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas	136
3.1.7	Análisis Estático no Lineal.....	138

3.1.7.1	Modelos de comportamiento para los materiales.....	138
3.1.7.2	Carga no Lineal Gravitacional	140
3.1.7.3	Carga no Lineal lateral	141
3.1.7.4	Asignación de Rótulas Plásticas.....	145
3.1.7.5	Diagrama momento – curvatura.....	149
3.1.3.2.5	Niveles de Amenaza sísmica.....	154
3.1.7.6	Resultados del análisis estático no lineal – Pushover	156
3.1.7.6.1	Análisis de resultados – Bloque 1	156
3.1.7.6.1.1	Formación de rotulas plásticas	156
3.1.7.6.1.2	Curva de capacidad	162
3.1.7.6.1.3	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	163
3.1.7.6.1.4	Punto de desempeño.....	165
3.1.7.6.1.5	Evaluación del desempeño sísmico.....	170
3.1.7.6.2	Análisis de resultados - Bloque 2.....	173
3.1.7.6.2.1	Formación de rotulas plásticas	173
3.1.7.6.2.2	Curva de capacidad	178
3.1.7.6.2.3	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	178
3.1.7.6.2.4	Punto de desempeño.....	180
3.1.7.6.2.5	Evaluación del desempeño sísmico.....	185
3.1.7.7	Propuesta de reforzamiento estructural	187
3.1.7.7.1	Asignación de muro en el Bloque 1	187
3.1.7.7.2	Asignación Cruz de San Andrés en el Bloque 2	188
3.1.7.7.3	Asignación de muro estructural en el Bloque 2	191
3.1.3.	Análisis dinámico Modelo 2, Implementación de refuerzo estructural	195
3.1.7.8	Chequeo de los elementos estructurales con reforzamiento.	210
3.1.7.8.1	Chequeos de Vigas Bloque 1	210
3.1.7.8.2	Chequeo de Columnas, Bloque 1	214
3.1.7.8.3	Chequeos de Vigas Bloque 2	218
3.1.7.8.4	Chequeo de Columnas Bloque 2.....	221
3.1.7.8.5	Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas	223
3.1.4.	Análisis No lineal con la implementación del Reforzamiento, Bloque 1.....	224
3.1.7.9	Curva de capacidad	224

3.1.7.10	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	225
3.1.7.11	Evaluación del desempeño sísmico.....	229
3.1.7.12	Punto de desempeño.....	234
3.1.8	Análisis No lineal con la implementación del Reforzamiento, Bloque 2.....	235
3.1.8.1	Curva de capacidad.	235
3.1.8.2	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	236
3.1.8.3	Evaluación del desempeño sísmico.....	239
3.1.8.4	Punto de desempeño.....	244
3.1.5.	Medición de vibraciones ambientales.	245
3.1.8.5	Metodología para la MVA con instrumentación temporal	245
3.1.8.6	Periodos de vibración fundamental.....	246
3.1.8.7	Análisis de la frecuencia fundamental de la estructura.....	248
3.2.	Verificación de hipótesis.....	251
CAPITULO IV.....		252
4.1	Conclusiones	252
4.2	Recomendaciones.....	255
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		257
ANEXOS		261

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154.....	6
Tabla 2:	Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA 154.....	7
Tabla 3:	Tipología del Sistema Estructural FEMA 154.....	8
Tabla 4:	Puntajes básicos, modificadores y puntaje final S FEMA 154	9
Tabla 5:	Formulario de evaluación NEC 2015.....	12
Tabla 6:	Tipología del Sistema Estructural NEC 2015	13
Tabla 7:	Puntajes básicos, Modificadores y Puntaje final S NEC15.....	13
Tabla 8:	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	19
Tabla 9:	Factor de efectividad del confinamiento.....	27
Tabla 10:	Parámetros de modelado y criterios vigas.....	30
Tabla 11:	Parámetros de modelado y criterios de aceptación columnas.....	30

Tabla 12:	Niveles de amenaza sísmica.....	33
Tabla 13:	Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural. .	36
Tabla 14:	Especificaciones técnicas Esclerométrico.....	49
Tabla 15:	Coordenadas del Área de Análisis	51
Tabla 16:	Características Estructurales del Edificio, Bloque 1	52
Tabla 17:	Características Estructurales del Edificio, Bloque 2.....	52
Tabla 18:	Características del Edificio.	53
Tabla 19:	Datos del Ensayo Esclerometrico.....	58
Tabla 20:	Resistencia a Compresión del Hormigón de elementos estructurales....	59
Tabla 21:	Datos Ordenados de la Resistencia a Compresión del Hormigón.....	60
Tabla 22:	Cantidad de Acero de Refuerzo para Columnas Bloque 1-2	61
Tabla 23:	Cantidad de Acero de Refuerzo para Vigas Bloque 1-2	61
Tabla 24:	Ensayo de penetración estándar “SPT”.....	63
Tabla 25:	Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1	64
Tabla 26:	Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1	65
Tabla 27:	Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1	65
Tabla 28:	Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1	65
Tabla 29:	Clasificación Tipos de suelo SUCS.	67
Tabla 30:	Clasificación de los perfiles del suelo.....	68
Tabla 31:	Valores del contenido de humedad del suelo.....	69
Tabla 32:	Valor del Índice Plástico en cada cota	70
Tabla 33:	Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda.....	70
Tabla 34:	Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal. Perforación 1.....	72
Tabla 35:	Valores centrales de la Campana de Gauss de la Perforación 1.	73
Tabla 36:	Ángulo de rozamiento interno.....	74
Tabla 37:	Densidad relativa según Terzaghi-Peck.....	75
Tabla 38:	Densidad relativa según Hunt 1984	75
Tabla 39:	Módulo de balasto en función del resultado del SPT (N60) para suelos finos.....	79
Tabla 40:	SPT, Perforación 1	80
Tabla 41:	Paso 2, Inspección Visual FEMA 154.	82
Tabla 42:	Paso 3, Inspección Visual FEMA 154.	83

Tabla 43:	Paso 4, Inspección Visual FEMA 154	84
Tabla 44:	Grado de Vulnerabilidad “S”	84
Tabla 45:	Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 1.....	85
Tabla 46:	Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 2	86
Tabla 47:	Paso 2, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.	86
Tabla 48:	Paso 3, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.	87
Tabla 49:	Paso 4, Inspección Visual Rápida, FEMA 154 Nivel 2.	87
Tabla 50:	Inspección Visual Rápida, FEMA 154. NIVEL 2	89
Tabla 51:	Paso 1, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.	90
Tabla 52:	Paso 2, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.	91
Tabla 53:	Paso 3, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.	91
Tabla 54:	Paso 4, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.	92
Tabla 55:	Materiales para el análisis lineal	93
Tabla 56:	Características de las estructuras.....	93
Tabla 57:	Tipos de suelo y factores de sitio Fa	94
Tabla 58:	Tipos de suelo y factores de sitio Fd.....	95
Tabla 59:	Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	95
Tabla 60:	Factor de zona y factores de Suelo.....	96
Tabla 61:	Espectro de Respuesta NEC 2015.....	96
Tabla 62:	Valor del Periodo de Vibración.....	98
Tabla 63:	Valor del Coeficiente Basal.	99
Tabla 64:	Resumen de las paredes	99
Tabla 65:	Carga muerta Total de las Paredes sobre los tableros de la losa.....	100
Tabla 66:	Cargas para Modelación.....	100
Tabla 67:	Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 1.....	103
Tabla 68:	Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 2.....	104
Tabla 69:	Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 2.....	105
Tabla 70:	Periodos de Vibración de la Estructura Bloque 1 y Bloque 2.....	105
Tabla 71:	Masas Acumuladas Bloque 1	106
Tabla 72:	Masas Acumuladas Bloque 2	106
Tabla 73:	Tipo de Comportamiento - Bloque 1.	107
Tabla 74:	Tipo de Comportamiento - Bloque 2.	107

Tabla 75:	Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 1.....	109
Tabla 76:	Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 2.....	111
Tabla 77:	Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 1 Modelo 1	114
Tabla 78:	Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 2 Modelo 1	114
Tabla 79:	Momento de diseño y refuerzo por momento	116
Tabla 80:	Momento de diseño y refuerzo por momento	119
Tabla 81:	Diseño a Corte Bloque 1	121
Tabla 82:	Diseño a Corte, Bloque 2	121
Tabla 83:	Resultado de Torsión, Bloque 1	122
Tabla 84:	Resultado de Torsión, Bloque 2.....	123
Tabla 85:	Resumen de diseño de columna, Bloque 1.....	123
Tabla 86:	Resumen de diseño de columna, Bloque 2.....	125
Tabla 87:	Casos de cargas actuantes en columna – Bloque 1	131
Tabla 88:	Casos de cargas actuantes en columna – Bloque 2	133
Tabla 89:	Parámetros de modelación para la viga V 50X60.....	150
Tabla 90:	Criterios de aceptación.....	151
Tabla 91:	Parámetros de modelación para la columna C 65X70	153
Tabla 92:	Criterios de aceptación para la Columna	153
Tabla 93:	Niveles de amenaza sísmica.....	155
Tabla 94:	Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido X Bloque 1.....	163
Tabla 95:	Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 1.....	164
Tabla 96:	Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 1	165
Tabla 97:	untos de desempeño en la dirección Y – Bloque 1	168
Tabla 98:	Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 1.....	172
Tabla 99:	Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 1.....	173
Tabla 100:	Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido X Bloque 2.....	178
Tabla 101:	Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 2.....	179
Tabla 102:	Puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 2	183
Tabla 103:	Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 2.....	186

Tabla 104: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 2.....	187
Tabla 105: Geometría del Muro estructural.	188
Tabla 106: Características del Arriostramiento.....	190
Tabla 107: Geometría del Muro estructural.	191
Tabla 108: Características de la estructura. Modelo 2	193
Tabla 109: Características da la estructura. Modelo 2	193
Tabla 110: Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 1.....	196
Tabla 111: Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 2.....	198
Tabla 112: Periodos de Vibración de la Estructura Bloque 1 y Bloque 2.....	198
Tabla 113: Masas Acumuladas Bloque 1	199
Tabla 114: Masas Acumuladas Bloque 2	199
Tabla 115: Tipo de Comportamiento - Bloque 1.	200
Tabla 116: Tipo de Comportamiento - Bloque 2.	200
Tabla 117: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 1.....	202
Tabla 118: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 2.....	204
Tabla 119: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 1 Modelo 2	208
Tabla 120: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 2 Modelo 2	208
Tabla 121: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 1 Modelo 1-2.....	209
Tabla 122: Vulnerabilidad cualitativa Bloque 2, Modelo 1-2.....	210
Tabla 123: Momento de diseño y refuerzo por momento	212
Tabla 124: Diseño a Corte Bloque 1	213
Tabla 125: Resumen de diseño de columna, Bloque 1.....	214
Tabla 126: Momento de diseño y refuerzo por momento	219
Tabla 127: Diseño a Corte Bloque 2	220
Tabla 128: Resumen de diseño de columna, Bloque 2.....	221
Tabla 129: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido X Bloque 1 – Reforzada.....	226
Tabla 130: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 1 – Reforzada.....	228
Tabla 131: Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 1 – Reforzado.....	230
Tabla 132: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 1	231

Tabla 134: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 1 Sentido X.....	231
Tabla 135: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 1 – Reforzado.....	233
Tabla 136: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 1.....	233
Tabla 137: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 1 Sentido Y.....	233
Tabla 138: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 1 - Reforzado	234
Tabla 139: Puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 1	235
Tabla 140: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido X Bloque 2 - Reforzado	237
Tabla 141: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 2 – Reforzada.....	238
Tabla 142: Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 2 – Reforzado.....	240
Tabla 143: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 2.....	241
Tabla 144: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 2 Sentido X.....	241
Tabla 145: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 2 – Reforzado.....	243
Tabla 146: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 2....	243
Tabla 148: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 2 Sentido Y.....	243
Tabla 149: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 2 - Reforzado	244
Tabla 150: Puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 1	244
Tabla 151: Comparación de periodos fundamentales Bloque 1.....	247
Tabla 152: Comparación de periodos fundamentales Bloque 2.....	248
Tabla 153: Indicadores de rigidez, H/T.....	248
Tabla 154: Nivel de daño esperado en función de H/T.....	249
Tabla 155: Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T, Bloque 1	249
Tabla 156: Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T, Bloque 2	250

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1:	Clasificación de eventos sísmicos.....	15
Figura 2:	Zonas Fuentes, Interplaca-Intraplaca.....	15
Figura 3:	Zona 1, sismicidad interplaca.....	16
Figura 4:	Zona 2, Sismicidad Intraplaca Inferior.....	17
Figura 5:	Zona 3, Sismicidad Intraplaca Superior.....	17
Figura 6:	Mapa de Zonificación.....	18
Figura 7:	Fallas Geológicas en Ambato: Falla de Ambato, Huachi y Totoras.....	19
Figura 8:	Procedimientos de análisis sísmico inelástico.....	20
Figura 9:	Procedimiento del Análisis Estático no Lineal.....	21
Figura 10:	Proceso de análisis dinámico no lineal.....	23
Figura 11:	Curva capacidad.....	24
Figura 12:	Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión.....	25
Figura 13:	Modelo de esfuerzo/deformación de concreto confinado y no confinado.....	26
Figura 14:	Longitud de Plastificación.....	28
Figura 15:	Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Elementos de Concreto.....	29
Figura 16:	Conversión del Espectro al Formato ADRS.....	38
Figura 17:	Transformación de la Curva de Capacidad.....	39
Figura 18:	Punto de Desempeño.....	40
Figura 19:	Sectorización de la Curva de Capacidad.....	40
Figura 20:	Tipos más comunes de PEAC.....	42
Figura 21:	Tipos de pórticos con arriostramientos concéntricos (PEAC).....	43
Figura 22:	Concentración vs. distribución de muros.....	45
Figura 23:	Ubicación de la Estructura Objeto de estudio.....	50
Figura 24:	Planta Arquitectónica.....	51
Figura 25:	Estado Actual de la Estructural.....	53
Figura 26:	Esclerometría Bloque 2: losa, vigas de eje 2 y eje B, y columna cuadrada eje B - Nivel +3.60.....	56
Figura 27:	Esclerometría Bloque 1: Viga eje 1 y eje D, Columna circular, Copiadora - Nivel +5.40.....	57

Figura 28: Esclerometría Bloque 2: Viga eje 2, Departamento de Posgrado, columna cuadrada eje G y eje 1 - Nivel +6.40.....	57
Figura 29: Carta de Plasticidad.....	69
Figura 30: Campana de Gauss de la Perforación 1.....	72
Figura 31: Valores centrales de la Campana de Gauss de la Perforación 1.	73
Figura 32: Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	81
Figura 33: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 – Bloque 1.....	97
Figura 34: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 – Bloque 2.....	97
Figura 35: Carga Muerta de Losa.....	99
Figura 36: Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 1.....	101
Figura 37: Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 2.....	101
Figura 38: Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 1.....	102
Figura 39: Fuente: ETABS 2016.....	103
Figura 40: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X, Bloque 1.....	108
Figura 41: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y, Bloque 1.....	109
Figura 42: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X, Bloque 2.....	110
Figura 43: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y, Bloque 2.....	110
Figura 44: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 1.....	112
Figura 45: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 2.....	112
Figura 46: Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 1.....	113
Figura 47: Derivas Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 2.....	113
Figura 48: Acero Longitudinal en vigas del pórtico más demandado, eje D.....	116
Figura 49: Porcentaje de acero en vigas, Pórtico más demandado, Eje A.....	118
Figura 50: Acero en vigas del piso N + 7.20 más demandados.....	118
Figura 51: Acero Longitudinal en vigas, Pórtico más demandado, Eje 3.....	119
Figura 52: Porcentaje de acero en vigas, pórtico más demandado, Eje 3.....	120
Figura 53: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm ² Eje 2A.....	124
Figura 54: Cuantía existente para el diseño a flexo – compresión Eje 2B,.....	125
Figura 55: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo, Eje 3B en cm ²	126

Figura 56: Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión, Eje 3B	127
Figura 57: Demanda / Capacidad. Bloque 1 - Portico 2	128
Figura 58: Demanda / Capacidad Eje - Bloque 1 - Pórtico A	129
Figura 59: Demanda / Capacidad – Bloque 2 - Pórtico 3	129
Figura 60: Demanda / Capacidad – Bloque 2 – Pórtico A	130
Figura 61: Diagrama de Interacción Dirección eje X - Bloque 1	132
Figura 62: Diagrama de Interacción Dirección eje Y - Bloque 1	132
Figura 63: Diagrama de Interacción Dirección eje X - Bloque 2	134
Figura 64: Diagrama de Interacción Dirección eje Y - Bloque 2	134
Figura 65: Cuantía del acero de refuerzo del pórtico del eje 3 - Bloque 1	135
Figura 66: Cuantía del acero de refuerzo del pórtico del eje A – Bloque 2	136
Figura 67: Demanda/Capacidad de Pórtico 3 bajo carga gravitacional - Bloque 1137	
Figura 68: Demanda / Capacidad del Pórtico A, bajo carga gravitacional Bloque 2.....	138
Figura 69: Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado	139
Figura 70: Modelo esfuerzo – deformación del concreto. Modelo de Mander	139
Figura 71: Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park 1975). 140	
Figura 72: Modelo esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park).....	140
Figura 73: Patrón de Carga no Lineal Gravitacional	141
Figura 74: Patrones de carga sísmica dirección X.....	142
Figura 75: Patrones de carga sísmica dirección Y.....	142
Figura 76: Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección X	143
Figura 77: Control de Desplazamiento en la Dirección X.....	144
Figura 78: Número de Pasos del Análisis en el Sentido X.....	144
Figura 79: Longitud de la rótula plástica en columna cuadrada.....	145
Figura 80: Longitud de rotula plástica en columna circular	146
Figura 81: Propiedades de las Rótulas Plásticas en Columnas.....	146
Figura 82: Propiedades de las Rótulas Plásticas en Vigas.....	147
Figura 83: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas	147
Figura 84: Asignación de Rótulas Plásticas en vigas	148
Figura 85: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas y Columnas Bloque 1.....	148
Figura 86: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas y Columnas Bloque 2.....	149
Figura 87: Representación del diagrama momento-rotación.....	149

Figura 88: Definición del momento – rotación V 50X60.....	150
Figura 89: Diagrama momento-rotación de la viga.....	151
Figura 90: Diagrama de puntos notables A, B, C, D y E normalizado.....	152
Figura 91: Definición del momento – rotación C 45X40	153
Figura 92: Diagrama momento - rotación de la columna	154
Figura 93: Curvas de peligro sísmico, Ambato	155
Figura 94: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica.....	156
Figura 95: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 5.70$ cm	157
Figura 96: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 9.25$ cm	157
Figura 97: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 14.42$ cm	158
Figura 98: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 20.30$ cm	159
Figura 99: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 6.40$ cm	160
Figura 100: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 13.40$ cm	160
Figura 101: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 15.65$ cm	161
Figura 102: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 30.91$ cm	161
Figura 103: Curva de capacidad sentido X-Y Bloque 1	162
Figura 104: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	163
Figura 105: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 1	164
Figura 106: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 1	165
Figura 107: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X - Bloque 1.....	166
Figura 108: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X - Bloque 1.....	166
Figura 109: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X - Bloque 1.....	167
Figura 110: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X - Bloque 1.....	167
Figura 111: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y - Bloque 1.....	168
Figura 112: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección Y – Bloque 1.....	169
Figura 113: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y - Bloque 1.....	169
Figura 114: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y– Bloque 1.....	170
Figura 115: Objetivo de desempeño	170
Figura 116: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño	171
Figura 117: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 – Bloque 1	171

Figura 118: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 – Bloque 1	172
Figura 119: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 8.11$ cm	173
Figura 120: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 13.14$ cm	174
Figura 121: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 17.17$ cm	174
Figura 122: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 26.73$ cm	175
Figura 123: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 6.16$ cm	176
Figura 124: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 12.12$ cm	176
Figura 125: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 17.05$ cm	177
Figura 126: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 22.84$ cm	177
Figura 127: Curva de capacidad sentido X-Y Bloque 2.....	178
Figura 128: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 2.....	179
Figura 129: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 2.....	180
Figura 130: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 2	180
Figura 131: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X - Bloque 2.....	181
Figura 132: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X - Bloque 2.....	181
Figura 133: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X - Bloque 2.....	182
Figura 134: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X - Bloque 2.....	182
Figura 135: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y - Bloque 2.....	183
Figura 136: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección Y – Bloque 2.	184
Figura 137: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y - Bloque 2.....	184
Figura 138: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y– Bloque 2.....	185
Figura 139: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 – Bloque 2	185
Figura 140: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 – Bloque 2	186
Figura 141: Asignación de Muro Estructural	188
Figura 142: Asignación del tipo de perfil	189
Figura 143: Colocación de los arriostramientos concéntricos en pórticos Tipo X..	190
Figura 144: Colocación de los arriostramientos concéntricos en pórticos	190
Figura 145: Asignación de Muro Estructural vista en Planta	192
Figura 146: Configuración estructural Bloque 2 con muro estructural.	192
Figura 147: Vista Isométrica del Modelo 2, Bloque 1.....	194
Figura 148: Vista Isométrica del Modelo 2, Bloque 2.....	194

Figura 149: Periodos de Vibración Modelo 2 Bloque 1	195
Figura 150: Periodos de Vibración Modelo 2 Bloque 2	197
Figura 151: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X, Bloque 1	201
Figura 152: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y, Bloque 1	202
Figura 153: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X, Bloque 2	203
Figura 154: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y, Bloque 2	203
Figura 155: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 1	205
Figura 156: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 2	206
Figura 157: Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 1	207
Figura 158: Derivas Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 2	207
Figura 159: Acero longitudinal en vigas del pórtico D	211
Figura 160: Acero en vigas del pórtico del eje 3	213
Figura 161: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm ² Eje 2A	215
Figura 162: Cuantía de aceros Bloque 1 - Pórtico 2	216
Figura 163: Demanda / Capacidad. Bloque 1 - Pórtico 2	217
Figura 164: Demanda / Capacidad Eje - Bloque 1 - Pórtico A	217
Figura 165: Acero en vigas del piso N + 7.20 más demandados	218
Figura 166: Acero Longitudinal en vigas, Pórtico más demandado, Eje 3	219
Figura 167: Cuantía de acero en vigas del pórtico del eje 4	220
Figura 168: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo, Eje 3B en cm ²	222
Figura 169: Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión, Eje 3B	222
Figura 170: Demanda / Capacidad Pórtico 3	223
Figura 171: Demanda / Capacidad Pórtico 4	224
Figura 172: Curva de capacidad Estructura reforzada – Bloque 1	225
Figura 173: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 1 Reforzado	226
Figura 174: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada	227

Figura 175: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 1 Reforzado.....	227
Figura 176: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada.....	228
Figura 177: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 – Bloque 1 – Reforzado.....	230
Figura 178: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 – Bloque 1 – Reforzado.....	232
Figura 179: Curva de capacidad Estructura reforzada dirección (X-Y).....	236
Figura 180: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 2 Reforzado.....	236
Figura 181: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada.....	237
Figura 182: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 2 Reforzado.....	238
Figura 183: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada.....	239
Figura 184: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 – Bloque 2 – Reforzado.....	240
Figura 185: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 – Bloque 2 – Reforzado.....	242
Figura 186: Elevación esquematizada de la estructura.....	246
Figura 187: Espectro de Fourier y función de transferencia.....	246

RESUMEN

En el presente proyecto de investigación se realizó un análisis cualitativo y cuantitativo para determinar la vulnerabilidad del edificio de Diseño Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato.

Para la ejecución del análisis cualitativo se empleó la metodología propuesta por la Norma Internacional FEMA 154, y la Normativa Ecuatoriana NEC 2015, se realizó una inspección visual rápida, y mediante las matrices, se determinó el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura, donde se clasificó a la estructura con una alta vulnerabilidad sísmica, los parámetros más relevantes para la clasificación fueron: el sistema estructural, las irregularidades en planta y elevación, el tipo de suelo y problemas de golpeteo con estructuras adyacentes. Para el análisis cuantitativo se empleó el software Etabs, con los datos recopilados se realizó el análisis lineal para conocer el comportamiento estructural, donde se demostró que no cumplen con la norma vigente, posteriormente se realizó un análisis estático no lineal con las metodologías del ATC-40 y FEMA-440, donde se observó que la estructura en estudio no posee suficiente capacidad para alcanzar diferentes niveles de amenaza sísmica. Se realizó una propuesta de reforzamiento estructural global mediante muros de corte para incorporar rigidez, mejorando considerablemente su comportamiento y cumpliendo con los chequeos establecidos en la norma NEC 2015, se incorporó un análisis de vibraciones ambientales obtenido por formulas empíricas y así relacionarlo con el grado de vulnerabilidad de la estructura.

Palabras claves: Análisis cualitativo, Análisis cuantitativo, Vulnerabilidad, Análisis lineal, Análisis estático no lineal, Reforzamiento, Vibraciones.

ABSTRACT

In this research project, a qualitative and quantitative analysis was carried out to determine the vulnerability of the Design, Architecture and Arts building of the Technical University of Ambato.

For the execution of the qualitative analysis, the methodology proposed by the International Standard FEMA 154, and the Ecuadorian Regulation NEC 2015 was used, a quick visual inspection was carried out, and through the matrices, the degree of seismic vulnerability of the structure was determined, where the classified the structure with a high seismic vulnerability, the most relevant parameters for the classification were: the structural system, the irregularities in plan and elevation, the type of soil and problems of knocking with adjacent structures. For the quantitative analysis, the Etabs software was used, with the collected data the linear analysis was performed to know the structural behavior, where it was shown that they do not comply with the current standard, later a non-linear static analysis was carried out with the ATC-methodologies. 40 and FEMA-440, where it was observed that the structure under study does not have sufficient capacity to reach different levels of seismic threat. A proposal for global structural reinforcement using shear walls was made to incorporate rigidity, considerably improving its behavior and complying with the checks established in the NEC 2015 standard, an analysis of environmental vibrations obtained by empirical formulas was incorporated and thus related to the degree of structure vulnerability.

Keywords: Qualitative analysis, Quantitative analysis, Vulnerability, Linear analysis, Nonlinear static analysis, Reinforcement, Vibrations.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

1.1.1 Antecedentes

En la actualidad se observan estructuras de hormigón armado construidas hace más de dos o tres décadas, que forman parte de las grandes ciudades estas son vulnerables a la acción de los terremotos que han ocurrido recientemente en el mundo debido a que, la normativa de construcción no contaba con un alto nivel de conocimientos sísmicos y calidad de materiales [9]. La comunidad internacional de Ingeniería Estructural ha enfatizado la importancia del diseño sísmico el cual, se sustenta en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes [2].

Las estructuras entran en un rango no lineal debido a los movimientos telúricos que son sometidas, por esa razón agencias como el ATC-40, ATC-55, FEMA-273, FEMA-356 y FEMA-440 investigaron la no linealidad en las estructuras [3]. Normas internacionales como el FEMA154, proporciona matrices para realizar un chequeo visual rápido, este método cualitativo, que durante los últimos años se ha ejecutado progresos significativos en métodos establecidos en el desempeño estructural mediante procedimientos de análisis estáticos no lineales (NSP) el objetivo de la evaluación es proporcionar información veraz para una correcta evaluación y diseño estructural. [4]. El Comité Visión 2000 establece estados límites, estos dependen del tipo de estructura. Estos estados están asociados a Niveles de Desempeño de Servicio, Operación, Daño Controlado y Ultimo con el fin de mejorar considerablemente las prácticas de diseño sísmico, desarrollar modelos para aplicar procedimientos de análisis no lineal a edificios nuevos y existentes [5].

Según un estudio realizado en el 2018 Handana y sus col. analizaron una edificación de 3 pisos —Wari Medan Building en la ciudad de Sumatra-Medan, mediante un análisis Pushover con el software SAP2000, en el cual obtuvieron los niveles de desempeño sísmico, el punto de desempeño, derivas de pisos, cortante basal, desplazamiento, entre otros, determinaron que la edificación es segura y de inmediata ocupación [6].

Un estudio realizado del comportamiento sísmico de edificios residencial de 5 pisos de hormigón mediante un análisis de Pushover de Mouzzoun et al. en el año 2013

determinaron parámetros dinámicos como modos de deformación, frecuencias naturales, períodos fundamentales, entre otros resultados a continuación se realizó el análisis Pushover de esta manera se determinó el desempeño sísmico de la edificación y la ubicación de la formación de rótulas plásticas. Se empleó el software SAP2000 y bajo el código sísmico RPS2000 (Marruecos) se concluyó que la edificación sometida a sismos de moderada intensidad tiene un excelente comportamiento pero es vulnerable bajo sismos severos [7].

Según el estudio realizado por Penelis y Papanikolaou en el 2013 se realizó un análisis elástico modal espectral en una estructura de 16 pisos (Bucarest-Rumania) la estructura en estudio tomó como referencia los códigos EC2 y EC8, se realizó un análisis dinámico y procedimientos estáticos ya que la estructura presentó torsión en el rango no lineal, se demostró que con los resultados obtenidos de los análisis los criterios del código EC8 son altamente eficaces para análisis dinámicos y estáticos no lineales avanzados [8].

El estudio realizado por Rana et al. 2004 se basa en el análisis Pushover de una estructura de diecinueve niveles de hormigón armado con muros de corte, ubicada en San Francisco, la estructura fue diseñada mediante el UBC-97, mediante el análisis no lineal se determinó el desempeño sísmico de la estructura en estudio, sometida a diferentes niveles de amenaza sísmica [9].

Las investigaciones realizadas en el campo de la ingeniería estructural han demostrado que los análisis estáticos no lineales demuestran que el comportamiento de los edificios depende del primer modo de vibración [10]. En el criterio de aceptación de la norma ATC-40 permite realizar el Pushover en estructuras con períodos menores a 1 segundo [11] los edificios sometidos a cargas sísmicas requieren de un análisis más completo como es el Pushover Multimodal mediante este análisis se obtendrán los modos de vibración más altos para estructuras con períodos más largos los procedimientos de análisis no lineal estiman la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas [12].

1.1.2 Justificación

Durante siglos, el hombre se adaptado a diferentes desastres naturales. A nivel global el impacto económico de estos eventos naturales asciende a 150.000 muertes al año, más de 3 millones de damnificados alcanzando costos asociados en US \$ 48.000.000.000 anuales [13].

Ecuador es uno de los países que se encuentran en el cinturón de fuego del pacifico por ende es un territorio sísmicamente activo debido a fuentes generadoras de movimientos telúricos como la zona de subducción y la actividad de las fallas tectónicas a lo largo de la corteza continental, entre los que se puede citar: el de Esmeraldas en 1906, uno de los más grandes registrados en el mundo con (M=8.8), Pedernales en 2016 (M=7.8), Ambato en 1949 (M=6.8) que dejo cerca de 5050 víctimas fatales y Reventador en 1987 (M=6.1 y 6.9) [14].

Para determinar el desempeño sísmico de estructuras se puede emplear diferentes análisis inelástico, los mismos que dependerán del tipo estructura y características del perfil se suelo, movimientos telúricos, el tipo de análisis, dependerá del grado de vulnerabilidad de la estructura, y así determinar el desempeño estructural, los curva de capacidad, curvas de fragilidad, entre otros [3]. Para obtener un análisis de desempeño sísmica se emplear dos metodologías, cualitativa y cuantitativa, el primero es una inspección visual rápida para la cual se empelará matrices proporcionadas por la norma internacional, FEMA 154, la misma que se basa en una inspección del exterior de la estructura, en caso de ser accesible se lo realizar en el interior de la misma, aunque se lo puede realizar con dificultad, ya que no se posee el permiso para acceder. La inspección se la puede ejecutar aproximadamente en 75 minutos, en base a los resultados obtenidos se determinara el grado de vulnerabilidad del edificio en estudio [15]. Por otra parte, el método cuantitativo se basa en le ejecución del análisis no lineal (Pushover) es un procedimiento eficaz para determinar la resistencia sísmica del edificio. En combinación con el espectro respuesta se determinará el desempeño sísmico de la estructura, curva de capacidad, y punto de desempeño [20],[28]

Las edificaciones vibran debido a sus propiedades dinámicas. Es de vital importancia poder determinar estos movimientos vibratorios, el comportamiento de una estructura sometidas a cargas sísmicas o viento. Los modelos de vibración de un edificio son

problemáticos, por lo que se descomponen en modos de vibración más sencillos, de los cuales se obtiene la vibración final de la estructura. Estos modos se basan en tres parámetros principales: periodo natural (T), amortiguamiento (β) y forma modal [17]. La Provincia de Tungurahua está localizada en una zona de alta peligrosidad sísmica, en especial Ambato, La normativa vigente en el Ecuador, La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) la cual es mandataria y obligatoria en el diseño y construcción de estructuras de hormigón considera lineamientos óptimos de diseño sismorresistente, [18] en los estudios de microzonificación realizados por la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica se determinó que existen grandes diferencias de impacto en relación a las estructuras de menor altura [19].

Por lo cual se ha escogido realizar un análisis estructural del desempeño sísmico de una Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato empleando las metodologías ya mencionadas.

1.1.3 Fundamentación teórica

1.1.3.1 Desempeño Sísmico

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en especificar el máximo daño permitido (nivel de desempeño) de acuerdo al uso e importancia de la edificación para un peligro sísmico identificado (movimiento de suelo) en los componentes estructurales y no estructurales. Códigos y normas como VISION 2000, ATC-40 y FEMA 273-356, proponen niveles de desempeño que garanticen seguridad de vida [20].

Según el Comité Visión 2000 el diseño por desempeño tiene como objetivo realizar estructuras sismo resistentes, que alcancen al nivel de desempeño esperado ante sollicitaciones sísmicas, empleando mecanismos plástico consistente y estable, además que sea capaz de absorber demandas y disipar energía que el sismo introduce a la estructura, garantizando que la estructura no tenga daños más allá de los estados límites [21].

La evaluación del desempeño sísmico sólo puede resultar exitosa en la disminución del riesgo sísmico siempre y cuando sean aplicadas técnicas de análisis no lineal a estructuras existentes y nuevas. Los procedimientos modernos de evaluación sísmica basada en desplazamientos cumplen dos aspectos: [22].

- La evaluación de la capacidad de deformación lateral de la estructura.
- La estimación de la demanda de desplazamiento lateral en la estructura [22].

1.1.3.2 Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica

Sin duda una mejor estimación de riesgo sísmico es fundamental para garantizar la seguridad de vida de los ocupantes y pérdidas materiales producidas por un sismo. En la actualidad existen diferentes metodologías para evaluar el riesgo sísmico de edificaciones, entre ellos está el “FEMA-154, EMS-98 (European Seismological Commission, 1998), índice de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini (1984), Cardona y Hurtado (1990), AIS (AIS y FOREC, 2001) y la ATC-13 (Applied Technology Council, 1985)” según Maldonado *et al.*[23] . El grado de vulnerabilidad de una estructura se puede determinar a partir de análisis cuantitativo y cuantitativo, el uso de estas dos técnicas depende principalmente del nivel de evaluación que se desea alcanzar, a continuación, se detalla estas dos metodologías.

1.1.3.2.1 Método Cualitativo

Son métodos diseñados especialmente para la inspección rápida y visual de un grupo de edificaciones diversas y seleccionar aquellas que requieran un posterior análisis más detallado, su metodología es fácil de aplicar. Mediante este método se puede realizar una evaluación rápida para cuantificar el riesgo sísmico por zonas, existen diferentes métodos entre ellos tenemos: [24]

1.1.3.2.1.1 Análisis de vulnerabilidad sísmica Fema 154

El proceso Rapid Visual Screening (RVS) es un método que realiza una recopilación rápida visual de información de la edificación en estudio que pueden tener algún grado de amenaza sísmica, los principales aspectos de esta metodología es planificar, ejecutar e interpretar datos.

El propósito principal del Formato FEMA 154 (Federal Emergency Management Agency), es realizar una recopilación rápida de información de la edificación en estudio para determinar el grado de vulnerabilidad que alcanzara la estructura ante movimientos tectónicos, puedan producir un grado de inseguridad y peligro a los

ocupantes de la estructura. El formulario de este método contempla la descripción de la estructura, número de pisos, año de construcción, código bajo el cual fue construido entre otros aspectos fundamentales de la estructura que se detallan en la Tabla 1 y Tabla 2 [15].

Tabla 1: Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P-154, Formulario de recolección de datos											Nivel 1 ALTA SISMICIDAD																																
FOTOGRAFIA Dirección: _____ Código Postal: _____ Otros Identificadores: _____ Uso: _____ Latitud: _____ Longitud: _____ Ss: _____ s1: _____ Evaluadores: _____ Fecha/Hora: _____ N° pisos: sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ <input type="checkbox"/> EST Área total en planta:(m2) _____ Año código: _____ Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción Ocupación: Recreación Industrial Comercial Oficinas Serv. Emerg. Educación Histórica Gubernamental <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Serv. Público: Almacenamiento Educación Residencial #Unidades: _____ Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A(roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(Suelo denso) <input type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E(suelo suave) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre) DNK(Asumir Tipo D)											CROQUIS Peligros geológicos Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK Ruptura de superficie: Si/No/DNK Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) <input type="checkbox"/> En planta (tipo) Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros COMENTARIOS <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada																																
																						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	MH	
																						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 en elevación severa, VL1				-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 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	-1	-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	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4		-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-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	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	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4																						
Tipo de suelo E (>3 pisos)				-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5		-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA																						
Puntaje Mínimo, Smin				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																						
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin																																											
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN				OTROS PELIGROS								ACCIÓN REQUERIDA																															
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: Fuente de los Peligros Geológicos Persona contacto:				Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo Existen								Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Sí, 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 <input type="checkbox"/> DNK																															
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.

Tabla 2: Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		Nivel 2 (Opcional) ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica				
Nombre edificio:	Puntaje Final Nivel 1:	SL1= _____ (no se considera SMIN)		
Inspector:	Modificadores de irregularidad Nivel 1:	Vertical Irregularity, VL1 = _____ Irregularidad en planta, PL1 = _____		
Fecha/Hora:	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S=(SL1-VL1-PL1)= _____		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro		
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro	-1.2	
		Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W1 con 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 ocupados por encima, usar como mínimo 40.6 cm de pared)	-0.8	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: 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 W1: 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	
	Discontinuidad	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	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores. Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.5	
	Columnas cortas	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	
		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 o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo	-0.5	
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1	VL2 = _____	
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación	-0.5	(Tope en -1.2)	
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 abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)	-0.7		
	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 abertura 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	PL2 = _____	
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7		Tope en -1.1	
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 esta separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	-1		
	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana	-1	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.	-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento	-0.4		
Edificación PC1/RM1	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 Readeacuación)	0.3		
Edificación PC1/RM2	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 arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
Readeacuación	Una readeacuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4	M= _____	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S + VL2 + PL2 + M) ≥ Smin:		Transferir a formulario 1		
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> 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				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (Chequear 'Si' o 'No')	Si	No	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada 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 anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
Desempeño S ísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
Comentarios				

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

Basándose en FEMA 154 y NEC 2015 para cada sistemas estructural, se determinó un índice de peligro estructural que se basa daño y pérdida estructural [15][25].

Tabla 3: Tipología del Sistema Estructural FEMA 154.

<i>W1</i>	Estructura liviana de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
<i>W1A</i>	Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3000pies cuadrados por planta
<i>W2</i>	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5000 pies cuadrado
<i>S1</i>	Edificios con estructura de acero resistente a momento
<i>S2</i>	Edificio con estructura de acero arriostrado
<i>S3</i>	Construcciones metálicas ligeras
<i>S4</i>	Edificios con marcos de acero de corte preparados in situ
<i>S5</i>	Edificios con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
<i>C1</i>	Edificios de hormigón resistente a momentos
<i>C2</i>	Edificios de hormigón con muros estructurales
<i>C3</i>	Edificios con estructuras de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada
<i>PC1</i>	Edificio de hormigón prefabricado
<i>PC2</i>	Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado
<i>RM1</i>	Edificio de mampostería reforzado con piso flexible y diafragma de techo
<i>RM2</i>	Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo
<i>URM</i>	Edificios de pared apoyo de mampostería no reforzada
<i>MH</i>	Las viviendas prefabricadas

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

La clasificación de los sistemas estructurales en la Tabla 3 y Tabla 6 se basan en el FEMA 154 y NEC 2015, estas normas coinciden en la clasificación, teniendo así estructuras de: [15][25].

(W) son estructuras cuyos elementos estructurales está constituido por piezas de madera. La principal falla de estas estructuras se presenta en las uniones de elementos estructurales [15][25].

(URM) Estructuras de mampostería (ladrillo, bloque, adobe) las cuales no tienen refuerzo este tipo de estructuras tienen un rendimiento bajo en el rango inelástico [15],[25], [18]

(RM) Son estructuras de mampostería (bloques o ladrillos) las mismas que soportan capacidad las cuales tienen refuerzo horizontal y vertical [15],[25] , [18]

(C) Estructuras de Hormigón Armado, en esta sección intervienen todo tipo de estructuras en las que su sistema principal resistente a cargas laterales está conformado por elementos de este material [25] , [18]

(S) Estructuras de Acero, aquí intervienen todas las estructuras donde su sistema principal está conformado por perfiles estructurales laminados en caliente es decir vigas y columnas [25] , [18]

(PC) Concreto Prefabricado, es decir de elementos estructurales como vigas y columnas que fueron elaboradas en condiciones óptimas posteriormente ensambladas en obra [25], [18]

(MX) esta clasificación es propia de la NEC, y se refiere a estructuras mixtas es decir vigas y columnas de diferente material puede ser hormigón y Acero [25] , [18]

Combinación de elementos estructurales, vigas y columnas de diferentes materiales
Se requiere de esta clasificación para determinar los factores modificadores para valorar la estructura, ya que fundamenta en la tipología estructural, altura de la estructura en estudio, irregularidades tanto en planta como elevación, código de construcción, perfil del suelo de suelo, según la NEC2015- SUCS, en la Tabla 4 y 7 se muestra esta matriz tanto para la norma FEMA 154 y la NEC respectivamente.

Tabla 4: Puntajes básicos, modificadores y puntaje final S FEMA 154

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
Tipo de edificación no se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-0.1	-1.1	-1.1	-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	0.4	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(1-3pisos)	0.2	0.3	0.1	-0.2	-0.2	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(>3pisos)	-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	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1 $SL1 \geq S_{min}$																	

Fuente: FEMA154 Federal Emergency Management Agency

1.1.3.2.1.2 Análisis de vulnerabilidad sísmica NEC 2015

La guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras establece que el objetivo de la evaluación BS es determinar el nivel sísmico de la estructura además de garantizar la seguridad de vida y la ocupación inmediata de la estructura post-terremoto. En la guíase presentan tres niveles de investigación en la evaluación de estabilidad de edificios:BS1, BS2 y BS3.

El nivel de evaluación de desempeño y estabilidad del edificio deberá ser el mismo que el usado para la evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas en el edificio [26].

Nivel BS1 de investigación

Esta investigación deberá consistir como mínimo de lo que sigue:

Este procedimiento se deberá aplicar para identificar, inventariar y clasificar las estructuras de acuerdo a indicadores visuales de riesgo sísmico las cuales consisten en: Determinación de elementos que resisten cargas verticales y laterales, año de construcción de la estructura, código o norma de construcción, se tomara en cuenta las condiciones irregulares que puedan crear inestabilidades. Este nivel tiene una alta incertidumbre en los resultados [26].

Nivel BS2de investigación

Adicionalmente al contenido del Nivel BS1, esta investigación consiste en reconocer problemas estructurales, como piso débil, columnas rígidas en pisos inclinados, elementos no arriostrados, muros de cortante discontinuos, que pueden causar inestabilidad en la estructura. Adicionalmente se deberá realizar una evaluación de columna débil-viga fuerte en marcos rígidos, miembros arriostrados y elementos estructurales y no estructurales que soportan cargas de gravedad. La correcta aplicación del método puede incrementar la seguridad de vida de los ocupantes [26].

Nivel BS3de investigación

Este nivel debe consistir en la revisión de los documentos originales de construcción del edificio en el cual debe incluir la construcción original y las modificaciones realizadas en caso de existir, estudios de la amplificación de amenaza sísmica en roca, y ensayos no destructivos de los elementos, condición de los materiales la correcta aplicación de este método puede incrementar en nivel de seguridad de vida con relación al nivel BS2 [26].

El nivel de evaluación de desempeño y estabilidad del edificio deberá ser el mismo que el usado para la evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas en el edificio. La guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras descrita por la NEC plantea una matriz para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio basado en el FEMA 154, este se muestra en la Tabla 5 [26].

Tabla 5: Formulario de evaluación NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS													
Esquema Estructural en Planta y Evaluación de Edificación	DATOS DE EDIFICACIÓN												
	Dirección:												
	Nombre de la edificación												
	Sitio de referencia:												
	Tipo de uso:						Fecha de evaluación:						
	Año de construcción:						Año de remodelación:						
	Área construida en m2						Número pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL												
	Nombre del evaluador:												
	C.I.												
Registro senescyt:													
Fotografía													
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	W1	Pórtico Hormigón armado									C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales									C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo									C3	Pórtico acero doblado en frío	S4
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado									PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE 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	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (Construido antes de 1977) o auto construcción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.3	-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	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
postcódigo moderno (construido apartir del 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	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipode suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL S													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2.0 > S > 2.5	Medía vulnerabilidad												
S > 2.5	Baja vulnerabilidad												
													Firma responsable Evaluación
OBSERVACIONES													

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

Entre los diferentes datos de campo registrados en el formulario de recolección de datos consta: la dirección, nombre de la edificación, sitio de referencia, tipo de uso, boceto en planta y elevación con el fin de determinar posibles irregularidades del edificio, tipo de suelo, ocupación del edificio, peligros no estructurales, se anexará la fotografía de la estructura en estudio de su fachada frontal y lateral.

La guía de rehabilitación y el FEMA154 describen categorizaciones para diferentes tipos sistemas estructurales las normas locales e internacionales plantean, diferentes tipos de sistemas los cuales se pueden observar en la Tabla 6 y Tabla 7 [15].

Tabla 6: Tipología del Sistema Estructural NEC 2015

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.					
Madera	W1	Pórtico hormigón armado	C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. armado con muros estructurales	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3
				Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. armado prefabricado	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5

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

Tabla 7: Puntajes básicos, Modificadores y Puntaje final S NEC15

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S NEC2015														
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0	
ALTURA DE 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	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.	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA 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 aparte 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	-0.6	
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	-1.2	

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

Se determino los puntajes básicos y modificadores se basan en la probabilidad de colapso del edificio en estudio, después de un movimiento sísmico, una vez obtenidos los datos de la inspección se procederá a convertir en puntajes S, para lo cual se empleara la metodología modificada de HAZUS [27].

Como se mencionó la puntuación resultante de la evaluación del edificio, determinará si la edificación deberá reforzarse; si esta es menor o igual a dos (≤ 2) hay que utilizar un método más minucioso, para esta metodología un índice de 2 indica que la edificación tiene una posibilidad de 1 a 10 de que colapse y si el índice es mayor a dos (> 2) no se necesita reforzarlo.

Como se mencionó la vulnerabilidad se determina en base a la puntuación resultante de la evaluación final del edificio, sumando o restando los puntajes antes mostrados determinará si la edificación deberá reforzarse según sea el caso para el tipo de sistema estructural. Si S es mayor a 2.5 se determinará que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si está entre 2 y 2.5 puede considerarse como de vulnerabilidad media y si es menor a 2 entonces la estructura se cataloga como de alta vulnerabilidad, hay que utilizar un método más minucioso [25].

A diferencia del FEMA154 la guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras implementa solo una matriz para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras, esta es similar a la matriz del segundo nivel del FEMA154 por esta razón se realizará la inspección visual rápida de la Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes con la metodología del FEMA 154 ya que esta plantea dos matrices para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura, Nivel 1 contempla una descripción de la estructura y el Nivel 2, se lo ejecuta en caso de requerir un análisis más exhaustivo del edificio.

1.1.3.2.2 Métodos Cuantitativos

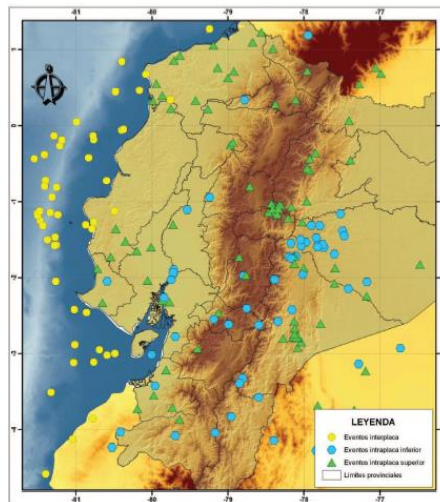
Mediante la aplicación de este método, aparte de contemplar todos los aspectos del método cualitativo como ya se mencionó, mediante este método se determinará la resistencia de los materiales, capacidad de los principales elementos estructurales, cantidad de acero y el comportamiento de las mismas ante diferentes solicitaciones sísmicas. La NEC-SE-RE recomienda realizar un análisis estático no lineal para determinar el desempeño sísmico, con el objetivo de determinar la curva de capacidad de la estructura y a su vez también el punto de desempeño para la estructura en estudio [25].

1.1.3.2.3 Demanda.

1.1.3.2.3.1 Peligro Sísmico del Ecuador

La zona de subducción que tiene lugar en las costas del Ecuador está gobernada principalmente por dos tipos de eventos sísmicos: interplaca e intraplaca, como consecuencia de la deformación de la placa superior, ver Figura 18 [40].

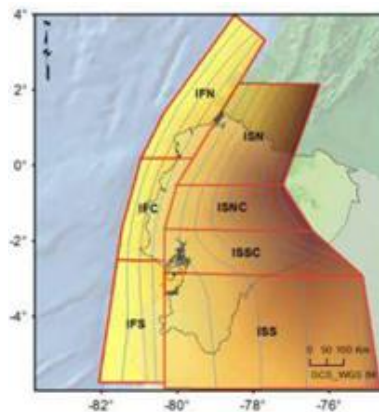
Figura 1: Clasificación de eventos sísmicos



Fuente: Taípe, A. Lourdes, M.

Asimismo, en la Figura 19 se registra que la principal fuente que genera un proceso de acumulación y liberación de energía sísmica, es la subducción de la placa de Nazca se sumerge por debajo de la placa Sudamericana [34].

Figura 2: Zonas Fuentes, Interplaca-Intraplaca.



Fuente: Probabilistic Seismic Hazard Analysis Of Muisne Hospital

Donde:

IFC: Interfase Centro.

IFN: Interfase Norte.

IFS: Interfase Sur.

ISNC: In-slab Norte Centro.

ISSC: In-slab Sur Centro.

ISS: In-slab Sur.

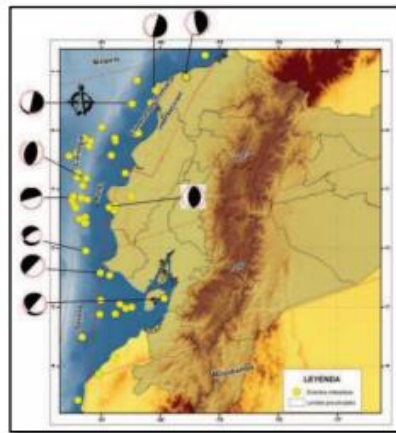
ISN: In-slab Norte.

Se puede tener tres zonas:

ZONA 1: Sismicidad Interplaca

En esta zona, se estudian los sismos registrados en la interface de la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana, presentan una profundidad superficial <40 km. [41],[40].

Figura 3: Zona 1, sismicidad interplaca

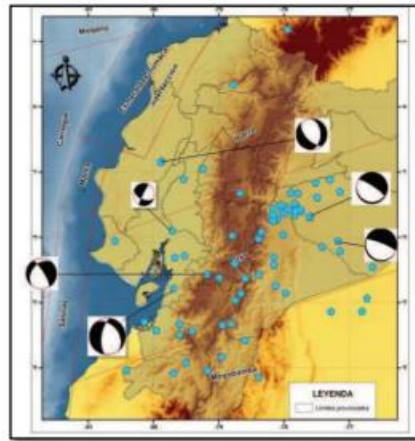


Fuente: Taípe, A. Lourdes, M.

ZONA 2: Sismicidad Intraplaca Inferior

Profundidad entre 40 y 300 km, la misma que se encuentra delimitada en base a la disposición de la profundidad sísmica y los mecanismos de ruptura, son sismo de falla normal, esta zona comprende los sectores con sismicidad intermedia relacionado con esfuerzos de tensión. Magnitud hasta de 9.5 [41],[40].

Figura 4: Zona 2, Sismicidad Intraplaca Inferior

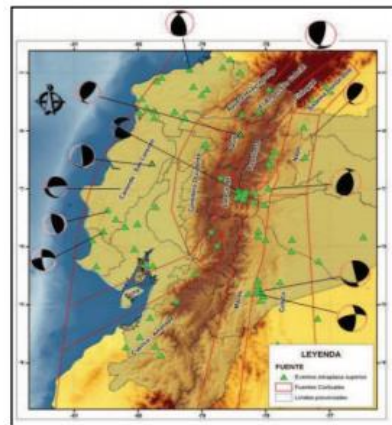


Fuente: Taípe, A. Lourdes, M.

ZONA 3: Sismicidad Intraplaca Superior

Esta zona define los eventos localizados tanto en la corteza continental como en la oceánica, presentan profundidades superficiales menores a 40 km [41],[40].

Figura 5: Zona 3, Sismicidad Intraplaca Superior



Fuente: Taípe, A. Lourdes, M.

Las características del origen (magnitud, mecanismo de ruptura, orientación del plano de falla relacionado al sitio), se basan en la amplitud, la fase y el contenido de frecuencia están basadas en las características del sismo, se ven forzadas por la atenuación que se origina cuando las ondas sísmicas se extienden a través de la roca y por los efectos locales de la zona.

Los espectros elásticos de repuesta, se pueden detallar como registros de movimientos, los cuales determinaran la reacción de la estructura ante movimientos telúricos [2].

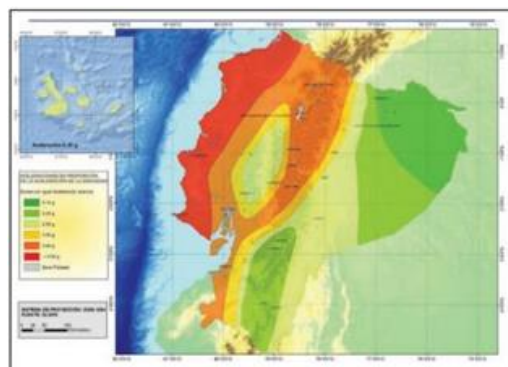
El diseño sismorresistente es parte fundamental de la ingeniería sísmica por esta razón es de vital importancia efectuar estudios para chequear el desempeño sísmico de la

estructura ante diferentes sollicitaciones, en los últimos años se han empleado nuevos métodos de análisis sísmico basados en el desempeño. Para establecer los daños que causan los movimientos telúricos en las obras civiles es de vital importancia tomar en cuenta la sismicidad del sitio, como ya se mencionó anteriormente la peligrosidad sísmica es la probabilidad de excedencia dentro de un período específico de tiempo en una zona determinada, identificando las características del terremoto como la magnitud, profundidad del hipocentro, tipo de falla, longitud, entre otros [11].

Para la ejecución de un análisis sismo-resistente a una edificación de hormigón armado existente, se debe realizar un análisis del desempeño sísmico, para determinar si se debe o no reforzar la estructura para garantizar un comportamiento adecuado frente a un evento sísmico [4]. La peligrosidad sísmica representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo, también llamado periodo de retorno y dentro de un área dada, de un movimiento telúrico [42].

Ecuador es catalogado como un territorio de alta amenaza sísmica, ya que está ubicado en una zona de alto peligro sísmico, exceptuando el Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y por otra parte el litoral que presenta una amenaza sísmica muy alta. La Norma Ecuatoriana de la Construcción SE- DS proporciona un mapa del país, el cual divide el territorio en 6 zonas sísmicas, las mismas que están delimitadas por un valor de zona Z [34].

Figura 6: Mapa de Zonificación



Fuente: Peligro Sísmico. NEC_SE_DS 2015

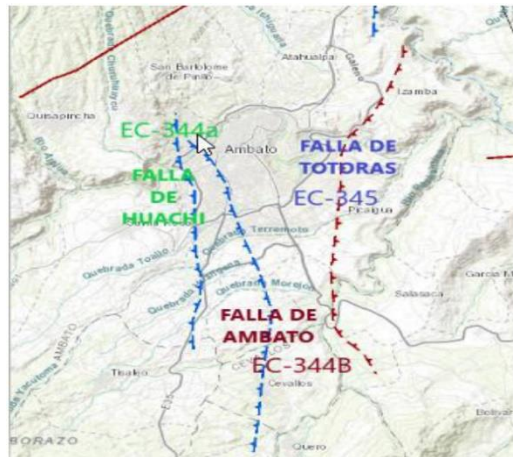
El mapa proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluyen una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI, como indica la Tabla 11 [34].

Tabla 8: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: Peligro Sísmico. NEC_SE_DS 2015

Figura 7: Fallas Geológicas en Ambato: Falla de Ambato, Huachi y Totoras



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

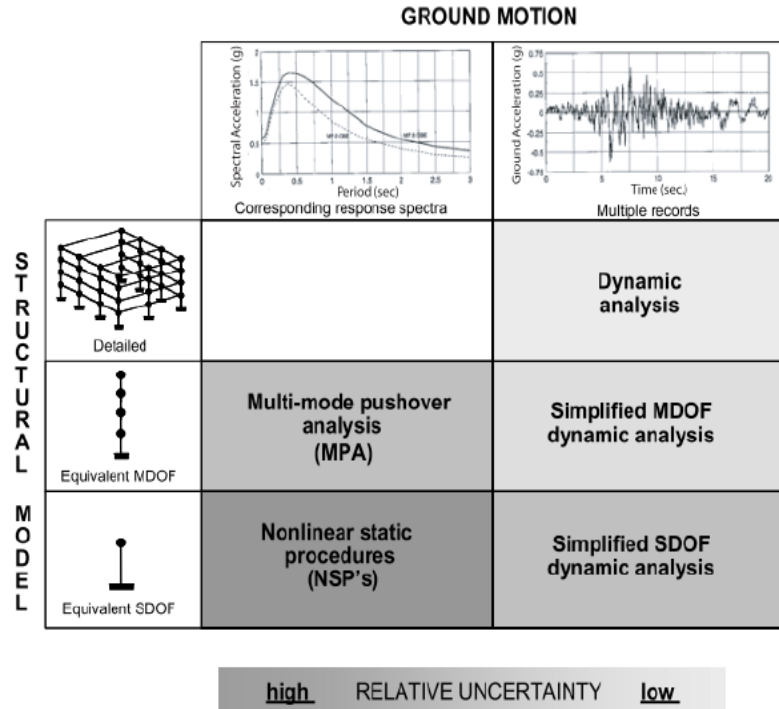
Este método aparte de contemplar todos los aspectos del método cualitativo como se ha indicado anteriormente, parte de modelos de la estructura donde se busca identificar la resistencia de los materiales, tipo y cantidad de acero en los elementos estructurales y el comportamiento de ésta ante una determinada demanda sísmica. La NEC-SE-RE recomienda realizar un análisis estático no lineal para determinar el desempeño sísmico, con el objetivo de determinar la curva de capacidad de la estructura y a su vez también el punto de desempeño [25].

1.1.3.2.3.2 Opciones para Análisis Inelásticos

Existen varios tipos de combinaciones de modelos estructurales y de movimientos sísmico las cuales determinan varias de opciones para análisis inelástico. Esta selección depende de la disponibilidad de recursos, la intención del análisis, los

objetivos de desempeño sísmico, el nivel aceptable de incertidumbre, y la disposición de datos [3].

Figura 8: Procedimientos de análisis sísmico inelástico.

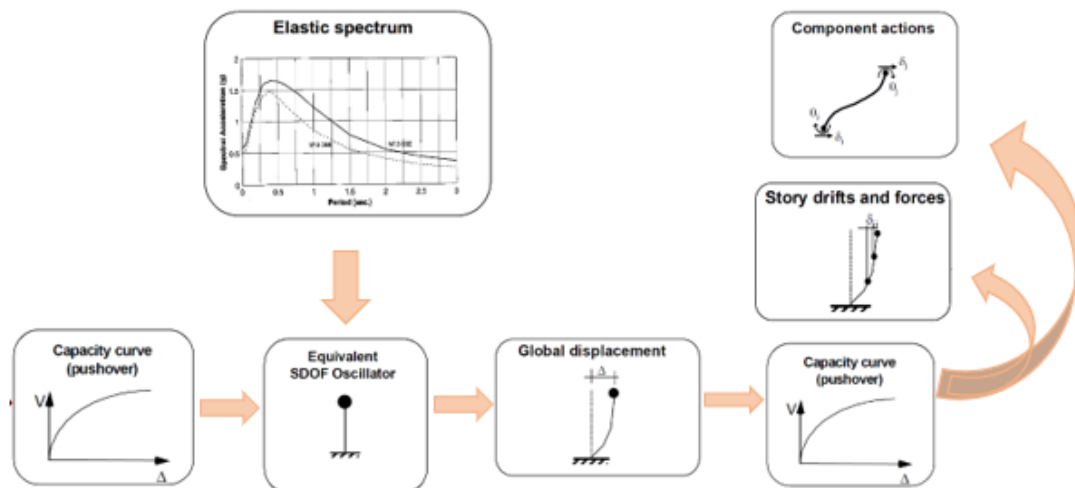


Fuente: FEMA 440

1.1.3.2.3.3 Análisis Estático no Lineal

El análisis estático no lineal (NSP) es una técnica simple para estudiar la capacidad, resistencia- deformación, de una edificación bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales [11],[20] estima la respuesta de la edificación al movimiento sísmico, el modelo estructural para el análisis se logra convirtiendo los modelos de múltiples grados de libertad (MDOF) a modelos estructurales de un simple grado de libertad (SDOF) equivalentes, las agitaciones sísmicas del suelo son representados con espectros de respuesta, los cuales grafican la respuesta máxima de un oscilador elástico en función del período [3].

Figura 9: Procedimiento del Análisis Estático no Lineal



Fuente: FEMA 440. Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático no Lineal

En resumen el análisis pushover es una herramienta eficiente para evaluar el comportamiento sísmico de edificios bajo diferentes niveles de agitación ya que la estructura se somete a un aumento monótonico de fuerzas laterales con una distribución invariante en altura hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo, mediante el cual es viable identificar la cedencia y fallo de los elemento estructurales, estados limites de servicios. Además se identificara las deformaciones y cortantes de la estructura, los mismo que corresponden a la curva de capacidad [7], [20]

En la actualidad se ha empleado varios métodos cuyo objetivo es incluir efectos de modo superior. Estos métodos se fundamentan en la determinación del desplazamiento máximo según cada modo y una combinación posterior por CQC o SRSS. Un ejemplo de estos métodos serían el Análisis estático no-lineal modal (MPA) de Chopra et al (2001) [12]

Según Chopra y Goel este método está basado en la teoría de dinámica estructural, que mantiene la simplicidad conceptual y atractivo computacional incorpora el efecto de otros modos de vibración además del modo fundamental, y la respuesta dinámica inelástica del edificio se obtiene combinando la respuesta en cada modo [29].

El análisis incremental se efectúa rápidamente para todos los modos considerados. Las fuerzas internas de cada modo se combinan utilizando la combinación SRSS en cada

paso. Después de eso, se obtiene una "curva de capacidad" única depende también de la excitación sísmica, porque considera la relevancia de cada modo multiplicando la forma modal por la aceleración espectral del modo y por la masa. Esta curva se utiliza para definir el "punto de desempeño" de la estructura a través de la intersección con los "espectros de demanda" para la misma ductilidad [12].

Limitaciones del análisis Pushover

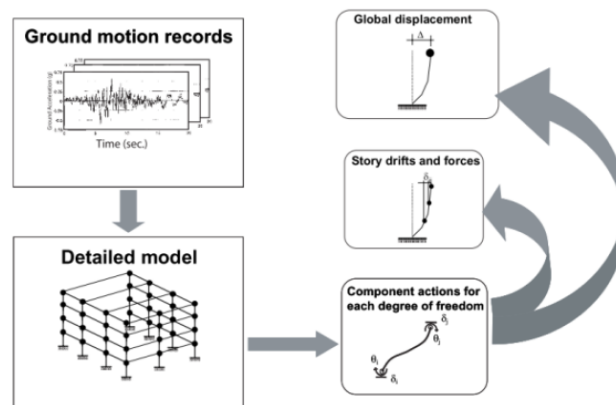
El pushover es un método de evaluación mediante el cual se analiza la estructura, para determinar cuál es el posible comportamiento de la estructura ante un sismo, al igual que otros métodos el análisis estático no lineal también presenta restricciones entre los más importantes se encuentran: [20].

- Debido a que es un método aproximado basado en cargas estáticas el análisis se enfoca en la energía de deformación de la estructura, por esa razón desprecia el comportamiento de la energía cinética y la energía de amortiguamiento causadas por las componentes dinámicas de las fuerzas [20].
- Su aplicación en estructuras con problemas de torsión puede ser cuestionable debido a las variaciones de resistencia o rigidez presentes [20].
- Los patrones de cargas a las estructuras solo se considerará los laterales, caso contrario con las cargas sísmicas verticales ya que serán ignoradas por completo [20].
- No se consideran en el análisis los cambios progresivos de las propiedades modales de la estructura causadas por la cedencia no lineal cíclica durante un sismo [20].
- Según normas como ASCE 7, FEMA356, ATC 40, la aplicación del método puede ser cuestionable en edificios que tengan un periodo de vibración alto (2s), por ende, para que sea aplicable el análisis, se realizara dos análisis de tipo modal – espectral, el primero considerará que, los dos primeros modos deben ser traslacionales, es decir el 90% de la masa dinámica debe estar presente, el segundo se basa en el modo fundamental,
- Si el valor del cortante basal en el primer análisis excede el 130% del valor del cortante basal del segundo análisis, en cualquiera de los entresijos existirá el efecto de modos superiores [20],[28].

1.1.3.2.3.4 Análisis dinámicos no lineales (NL-RHA)

Es la metodología de análisis sísmico más completa, ya que conduce a efectos de acciones variables en el tiempo (fuerzas y desplazamientos) y calcular las estadísticas de respuesta puede ser una tarea exigente. Aunque existen metodologías alternativas más utilizadas, ya que son más sencillas de interpretar además, los resultados de respuesta inelástica obtenidos por NL-RHA son muy sensible a ambas características (es decir, contenido de frecuencia, amplitud, duración, etc.) del conjunto de movimientos de tierra de terremotos utilizados y las suposiciones realizadas en el modelado del cíclico respuesta de los miembros del CR; de ahí las discrepancias asociadas con la respuesta estructural suelen ser grandes [30],[31].

Figura 10: Proceso de análisis dinámico no lineal



Fuente: FEMA 440

En la ejecución del proyecto se empleará el Análisis Estático no Lineal (pushover) mediante este método se podrá determinar la curva capacidad de la estructura y compararla con la demanda posible ante un movimiento sísmico cumpliendo con los objetivos planteados.

1.1.3.2.4 Capacidad

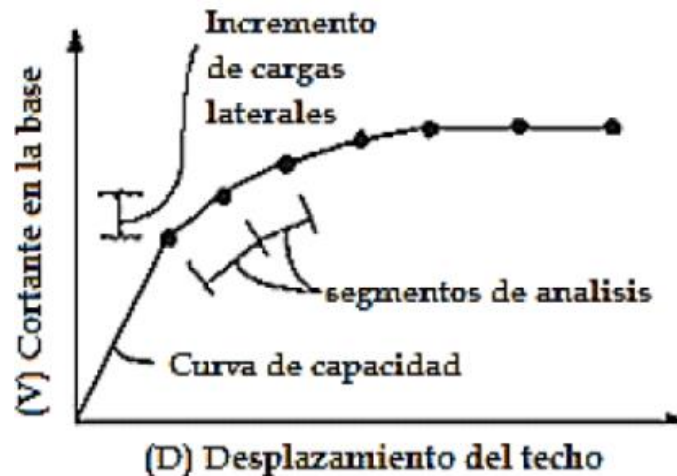
1.1.3.2.4.1 Curva de capacidad pushover

La curva de capacidad Pushover depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales, [20] se genera a partir de un aumento progresivo de

cargas laterales las mismas que se generan a nivel de la base y nivel superior de la estructura, para establecer su capacidad más allá de límite elástico. De esta manera se representará la relación carga deformación no lineal de los componentes y elementos, el desplazamiento máximo y las fuerzas internas [28] [39].

La curva de capacidad se obtiene generalmente para demostrar que el desplazamiento máximo de la estructura está basado en el primer modo de vibración es predominante en la respuesta estructural. Este criterio es aceptado siempre y cuando la estructura presenta periodos de vibración menores a 1 segundo, caso contrario en estructuras mas flexibles es decir que poseen un periodo de vibración mayores a este valor, el análisis considerará la influencia de los modos de vibración mas altos [39].

Figura 11: Curva capacidad.



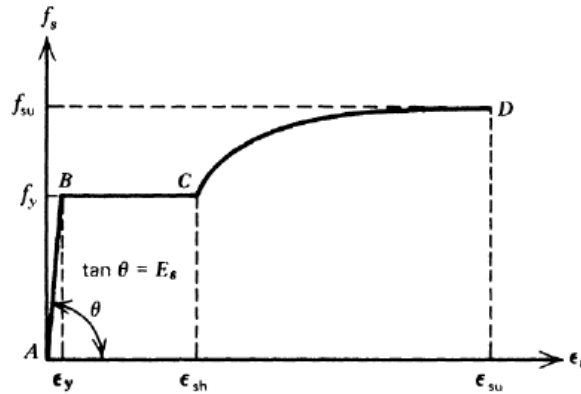
Fuente: ATC 40

1.1.3.2.4.2 Modelos de Comportamiento de los Materiales

Modelo de Comportamiento del Acero

El modelo de Park 1975 corresponde a la ley constitutiva uniaxial del acero la cual considera un endurecimiento mediante una función empírica. La curva esfuerzo/deformación a tensión del acero, el modelo considera las zonas elásticas lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento [36], [19]

Figura 12: Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión



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

Ecuaciones:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y \tag{Ec.1}$$

$$f_s = E_s \varepsilon_y \tag{Ec.2}$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \tag{Ec.3}$$

$$f_s = f_y \tag{Ec.4}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sh} \tag{Ec.5}$$

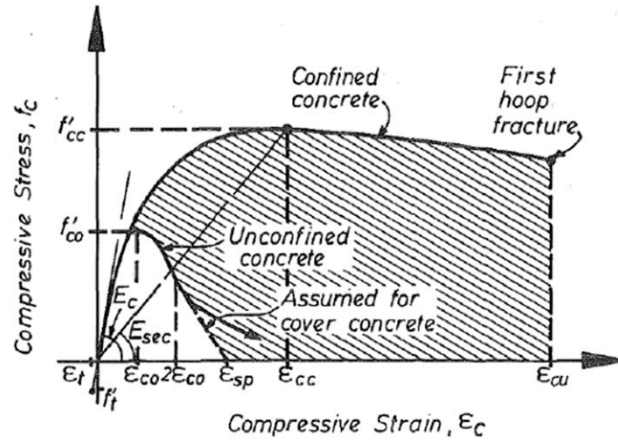
$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^2 \tag{Ec.6}$$

Modelo de Comportamiento del Hormigón

El hormigón es modelado como material plano ortotrópico en el diseño de los elementos estructurales que conforman el sistema resistente, en las columnas de concreto reforzadas se forman rótulas plásticas, lugares en los que se debe proveer de refuerzo transversal, para prevenir el pandeo del acero longitudinales y la falla por corte ya que pruebas experimentales han demostrado que existe un aumento significativo de ductilidad con un adecuado confinamiento del concreto. Los modelos que se emplean para un diseño en el ámbito lineal, no reflejan el aumento de ductilidad en las secciones de hormigón armado provistas por el confinamiento, por este motivo es necesario utilizar modelos como el de Mander (1988), para análisis en el rango no

lineal, dado que este considera el aporte a la ductilidad y resistencia que provee el acero transversal [36].

Figura 13: Modelo de esfuerzo/deformación de concreto confinado y no confinado



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

Ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad \text{Ec.7}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \text{Ec.8}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad \text{Ec.9}$$

Relación de módulos de elasticidad.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec.10}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad \text{Ec.11}$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 fl}{f'_{co}}} - 2 \frac{fl}{f'_{co}} \right) \quad \text{Ec.12}$$

$$fl = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad \text{Ec.13}$$

Donde:

f'_{cc} : Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.

f'_c : Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado.

fl : Presión radial máxima efectiva del confinamiento.

fc : Esfuerzo de compresión del concreto.

\mathcal{E}_c : deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

\mathcal{E}_{cc} : Deformación de compresión

k_e : Factor de efectividad del confinamiento

ρ_s : Radio volumétrico del refuerzo transversal.

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Tabla 9: Factor de efectividad del confinamiento.

Factor de efectividad del confinamiento k_e	
Sección	k_e
Bien confinada	1.0
Estribo circular (zuncho)	≥ 0.95
Rectangular (estribo)	0.75-0.85
Muros estructurales	0.50

Fuente: Elaboración propia.

1.1.3.2.4.3 Rotula plástica

La rotula plástica idealiza el comportamiento de los elementos de hormigón, en donde los aceros de tracción alcanzaron la plastificación, por esta razón va girando debido al incremento de cargas sin aumentar el momento [16].

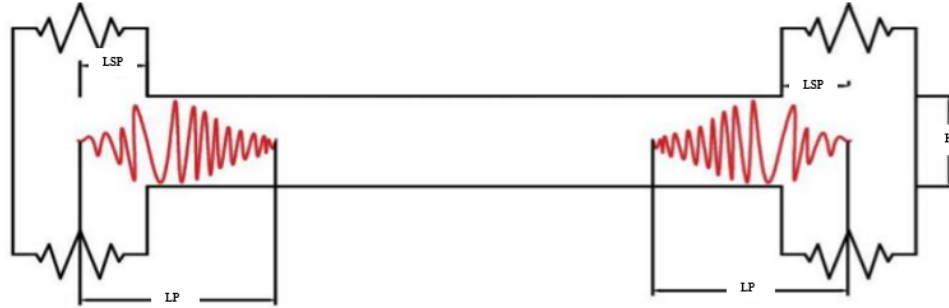
Las rotulas tendrán mayor longitud si están, sometidas a cargas uniformemente distribuidas, al contrario, esta longitud disminuirá si están sometidas a cargas puntuales las que se forman en los vanos son mayores que en los apoyos [16].

1.1.3.2.4.4 Longitud plástica en hormigón armado

En la actualidad existen numerosos estudios para determinar longitudes plásticas, de las cuales destaca la propuesta de Paulay y Priestley en 1992 la cual se basa en una

serie de ensayos calibrados, esta expresión toma en cuenta la curvatura en toda la longitud de la columna y la rotación del extremo fijo. Esta ecuación se empleará para vigas y columnas de hormigón [16].

Figura 14: Longitud de Plastificación



Fuente: C. Reyes, Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas

$$L_{SP} = 0.022 * d_b * f_y \quad \text{Ec.}$$

Mayor valor de L_p

$$L_p = 0.08 L_C + L_{SP} \quad \text{Ec.}$$

$$L_p = 2 L_{SP} \quad \text{Ec.}$$

$$L_p = 0.08 L_C + 0.022 * d_b * f_y \quad \text{Ec.}$$

Donde:

L_{SP} : longitud de penetración de deformación.

L_p : longitud de plastificación

L_C : Longitud al punto de inflexión

d_b : ϕ varilla longitudinal (Mas grande en m)

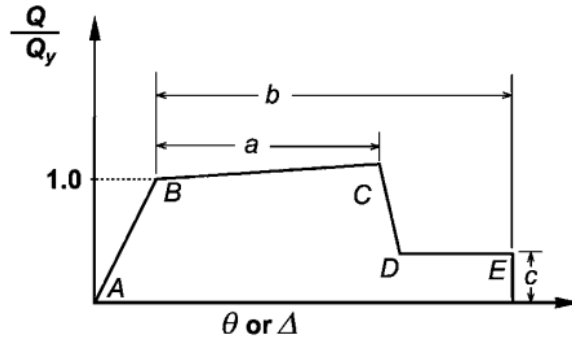
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

1.1.3.2.4.5 Modelo de elementos dúctiles de hormigón armado

La relación momento curvatura es la mejor táctica para determinar el comportamiento de una estructura en el rango no lineal, parte de este análisis es conocer el comportamiento de los elementos principales de la estructura para un correcto modelamiento [1]. En la Figura 15 muestra la relación fuerza- deformación plateado por los criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-13 mediante la cual se determinará la redistribución de momentos, capacidad de ductilidad por curvatura, reserva de

ductilidad por curvatura, inercias agrietadas y el índice de daños de los principales elementos estructurales [38],[19].

Figura 15: Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Elementos de Concreto



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

Las deformaciones pueden ser expresadas como curvatura, rotación o elongación, como lo indica la Figura 15, los parámetros a y b describen la deformación que ocurre después de la fluencia, es decir deformaciones inelásticas. El parámetro c es la resistencia reducida después del descenso súbito entre los puntos C y D , el tipo de elemento estructural, confinamiento transversal, tipo de falla, características geométricas y estructurales, define numéricamente todos estos valores, [38]. Si la resistencia $Q/Q_y = 1$ está asociada a flexión o tensión, la cual representa el valor de fluencia después del cual el elemento presenta un endurecimiento a medida que se deforma hacia la fuerza esperada. Está asociada a la compresión cuando $Q/Q_y = 1$ este valor representa el inicio del agrietamiento del concreto seguido del endurecimiento por deformación que en secciones bien confinadas puede relacionarse con el endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal y el hormigón que este confinado. Si la Figura 15 está relacionada con la resistencia a cortante el valor $Q/Q_y = 1$ típicamente es el valor en el que alcanza la resistencia al corte de diseño, por lo general después de la misma no se produce deformación sigue el endurecimiento [38].

La Tabla 10 y 11 muestra los criterios de aceptación de vigas y columnas según el ASCE 41-13, mediante los cuales se determinará el diagrama fuerza- deformación que están sometidos los elementos estructurales, los criterios de aceptación para los niveles

de desempeño de la estructura están en relación con el tipo de falla, elemento y sollicitaciones en las que trabaja [38].

Tabla 10: Parámetros de modelado y criterios de vigas

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 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 ^b								
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 ^b								
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 ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Tabla 11: Parámetros de modelado y criterios de aceptación columnas

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

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 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 ^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in^2 (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer 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.

^cWhere $P > 0.7A_s f'_c$, 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_h) 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.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

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

1.1.3.3 Metodologías de Diseño Sismorresistente

Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

El objetivo de este método es seguir la filosofía de diseño y determinar las fuerzas sísmicas de diseño (fuerza lateral equivalente), el diseño basado en fuerzas consiste en garantizar que la capacidad de los elementos estructurales sea mayor a la demanda a la que se verá sometida la estructura, es decir se emplearán factores de reducción para reducir la demanda elástica de resistencia, induciendo así demanda de ductilidad en la estructura. diseño basado en desplazamientos ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico de estructuras. El DBF es obligatorio para todo tipo de estructuras [32].

Diseño por Capacidad

La filosofía del diseño por capacidad busca que, en la condición de falla, la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, generalmente uno diferente al de cortante. En este diseño se definen las zonas de formación de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las cuales se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida, se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas como una estrategia de diseño para evitar el colapso ante sismos severos, esto se logra, principalmente, con menores espaciamentos de la armadura transversal [33].

Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) puede definirse como un procedimiento en el cual los desplazamientos de la edificación, asociados a las deformaciones de acuerdo a las leyes constitutivas de los materiales parte de un desplazamiento objetivo que están en función al nivel de daño deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral solicitada para adquirir ese desempeño, lo cual contrasta con el diseño basado en fuerzas. Para asegurar la eficiencia del DBD, se utilizará

paralelamente los principios del diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo. [34]

Diseño Basado en Desempeño (DBD)

En los últimos años, el deficiente desempeño sísmico de estructuras sismo resistentes han puesto en evidencia que, el desempeño sísmico es menor al que se esperaba [21]. El Comité Visión 2000 (SEAOC 1995), describe el concepto de Diseño por Desempeño como la selección de los objetivos de diseño, este propone un diseño global el cual consta de tres fases: [35].

- Fase Conceptual: Se enfoca en la selección, de una solución al problema de diseño planteado para los objetos estructurales y no estructurales [21][35].
- Fase Numérica: Está compuesta por dos etapas (Diseño Preliminar y Diseño Final) es decir es dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y no estructurales [21][35].
- Implantación: Garantiza una inspección de calidad del diseño mediante una revisión minuciosa e imparcial. Para que el diseño por desempeño sea exitoso se debe garantizar que la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño [21][35].

El Comité Visión 2000 desarrollo un planteamiento el cual define diversos Estados Límites para el diseño por desempeño, estos dependen al tipo de estructura a la que sea aplicable [5].

- Estado Límite de Operación: La estructura no estará sometida a daños, o éstos serán mínimos, garantizando su normal operación pos-terremoto, la respuesta estructural es elástica [5], [35].
- Estado Límite de Seguridad: Daños estructurales reparables, daños graves en elementos no estructurales, evacuación posible, se tiene un margen de seguridad al colapso, que puede impedir la ocupación inmediata [5], [35].

- Estado Límite de Capacidad: Daños extensos en elementos estructurales y no estructurales, la estructura está muy cercana al colapso, ya que apenas soporta carga gravitacional y no es reparable [5], [35].

1.1.3.4 Filosofía del Diseño Sismorresistente

En la actualidad la filosofía de diseño sísmico vigente en el mundo desde los años 70, en la mayoría de países del mundo prioriza brindar protección a la vida a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura (ocupación especial y esencial) durante toda su vida útil [5]. Se añade el objetivo de comprobar el nivel de seguridad de vida, protección en mayor medida y de garantía de ocupación inmediata después de un movimiento telúrico.

- Prevenir daños en elementos no estructurales en sismos frecuentes de baja intensidad durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales y hacer que los no estructurales sean mínimos para sismos ocasionales.
- Evitar el colapso de la estructura en sismos muy raros y de larga duración sobre todo asegure la vida de las personas [34].

1.1.3.4.1 Niveles de amenaza sísmica

Según NEC-SE-RE establece cuatro niveles discretos de amenaza sísmica, mediante los cuales se verificará el desempeño sísmico de las estructuras. Los sismos se clasifican según el periodo de retorno, los niveles de peligro y probabilidad de excedencia como se muestra en la Tabla 12 [34].

Tabla 12: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo 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%	2500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.3.5 Desempeño

El desempeño sísmico describe el máximo daño permitido en la estructura y para un peligro sísmico identificado [39] la condición límite esta descrita los límites de fuerzas en los miembros estructurales. El desempeño se cuantifica en la cantidad de daño físicos en la estructura causados por movimientos sísmicos, la funcionalidad de la misma posteriores al evento, además la amenaza de la seguridad de vida de los ocupantes [20],[39]

1.1.3.5.1 Niveles de Desempeño

Los niveles de desempeño de un edificio describen un estado límite de daño seleccionados entre el espectro infinito de posibles daños que la edificación podrían experimentar en un sismo. Los estados particulares de daños identificados como niveles de desempeño están en función de los posibles daños de los elementos estructurales y no estructurales, la amenaza de seguridad de vida de los ocupantes y la funcionalidad de la estructura pos-terremoto [38].

Según el ATC-40 el nivel de desempeño sísmico corresponde a una combinación de niveles tanto para elementos estructurales y no estructurales.

1.1.3.5.1.1 Niveles de Desempeño Estructural

Ocupación inmediata, PS-1: Significa el estado post-terremoto puede haber ocurrido daño estructural muy reducido los sistemas de resistencia vertical y lateral en el edificio mantienen su rigidez y fuerza. No se presentan pérdidas de vidas humanas ya que el daño estructural es muy bajo, y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad, aunque podría tener interrupciones o daños a elementos no estructurales [20],[39].

Daño controlado, SP-2: Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad de vida y ocupación inmediata, la vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados, proporciona un mayor margen de seguridad contra el colapso [20],[39].

Seguridad, SP-3: Los daños post-terremoto no agotan por completo los márgenes de seguridad, los componentes estructurales han sufrido daños, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Existe amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso puede haber afectados, pero conserva una holgura entre el colapso parcial o total. Es posible realizar reparaciones a la estructura siempre y cuando sea factible y rentable [20],[39].

Seguridad Limitada, SP-4: Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de seguridad de vida y prevención de colapso, con alto peligro a la vida de los ocupantes, existe un margen ante el colapso parcial, varios elementos estructurales pueden requerir un reforzamiento [20],[39].

Estabilidad Estructural, SP-5: Este nivel corresponde a un estado de daño limite en el cual el edificio se encuentra al borde del colapso total o parcial, el edificio presenta daños sustanciales con significativa pérdida en la rigidez y fuerza lateral del sistema aun cuando el sistema resistente a cargas verticales mantenga la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes. Se necesita reparaciones estructurales significativas [20],[39], [18]

No Considerado, SP-6: En caso que la evaluación no aborda la estructura no es considerado un nivel de desempeño, sino con una condición que incluye una evaluación sísmica de los elementos no estructurales o realizar un reforzamiento [20],[39].

1.1.3.5.1.2 Niveles de Desempeño Elementos no Estructurales.

Operacional NP-A: Se espera que después de ocurrido el evento telúrico los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúen en su sitio los cuales no impiden que brinden el funcionamiento que proporcionaron antes del terremoto [20],[39], [18]

Ocupación inmediata NP-B: Estado de daño post-terremoto en el cual los elementos no estructurales se encuentran en su lugar pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, pero no se imposibilita el funcionamiento normal de las instalaciones [20],[39].

Seguridad NP-C: Después de ocurrido el sismo pueden ocurrir daños severos en los elementos no estructurales, en el interior y exterior del edificio, pero ocurrirá el colapso o caída de elementos demasiado pesados el riesgo a lesiones mortales por daños no estructurales es muy casi nulo, pero es posible que equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados [20],[39].

Amenaza reducida NP-D: En este estado de daños post-terremoto se presentan grandes daños en los elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero no incluyendo la falla de elementos que podrían causar lesiones en un grupo de personas, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros [20],[39].

No considerado NP-E: Este no es un nivel de desempeño, pero indica que no se ha realizado una evaluación o inspección de los elementos no estructurales existentes a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural [20],[39].

1.1.3.5.1.3 Niveles de Desempeño para la Estructura

La combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural forman los niveles de desempeño de un edificio, que describen las condiciones límite del daño que se esperan durante un terremoto. Las combinaciones fueron realizadas tomando en cuenta el criterio de no combinar bajos niveles de desempeño estructural con altos niveles de rendimiento no estructural. En la Tabla 13 se muestran las posibles combinaciones, estas combinaciones representan en comportamiento global del edificio [20].

Tabla 13: Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural.

NIVEL DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL.	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURALES.					
	SP-1 INMEDIATA OCUPACIÓN	SP-2 DAÑO CONTROLADO (RANGO)	SP-3 SEGURIDAD	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA (RANGO)	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL.	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B INMEDIATA OCUPACIÓN	1-B INMEDIATA OCUPACIÓN	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD	4-C	5-C	6-C
NP-D AMENAZA	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D

NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE
---------------------------	----	----	-----	-----	-----------------------------------	-----------------

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

1-A Operacional: Corresponde a un nivel de desempeño relacionado con la funcionabilidad, es decir no ocurren daños a la estructura. La edificación permanece completamente segura los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Las reparaciones son menores [20],[39].

Ocupación inmediata 1-B: Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales (hospitales), existen daños moderados en elementos no estructurales y daños leves en elementos estructurales, el edificio puede estar dañado, pero puede ser utilizado después del evento sísmico, no se compromete la seguridad de los ocupantes [20], [39], [18]

Seguridad de vida 3-C: Este nivel de desempeño presenta riesgo a la vida de los ocupantes y personas en la proximidad del edificio es bajo, existe daños graves en los elementos no estructurales y daños moderados en los elementos estructurales. La rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidas en un gran porcentaje, los daños pueden o no ser reparables [20],[39].

Estabilidad estructural 5-E: En este nivel de desempeño la estructura está muy cercana a colapsar es decir la seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Existe un daño extenso en elementos estructurales y no estructurales. No se garantiza la seguridad de vida de los ocupantes debido a que los servicios de evacuación se ven afectados por falla local por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura [20],[39].

1.1.3.5.2 Método del espectro de capacidad-linealización equivalente

El método de la Linealización Equivalente es una modificación mejorada del Espectro de Capacidad de ATC-40, el método consiste en emplear período efectivo T_{eff} y el

amortiguamiento efectivo β_{eff} , para considerar el desplazamiento máximo de un sistema no lineal mediante un sistema lineal equivalente [3]

Procedimiento de la linealización equivalente

Los criterios relevantes para emplear este método están en función de la ductilidad, ya que la misma tiene relación con el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia. La aplicación de este método será cuestionable si la ductilidad es mayor a 10 [3]

Conversión de la curva de demanda.

El espectro que se empleara generalmente se encuentra en base a la Aceleración-Periodo, el cual será transformado para cumplir la relación Aceleración-Desplazamiento o también se lo conoce como espectro ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), para la obtención del mismo se transforma cada uno de los puntos de la curva de demanda, empleando la siguiente ecuación [3],[39]

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

Donde:

S_{di} = Desplazamiento espectral en el punto i

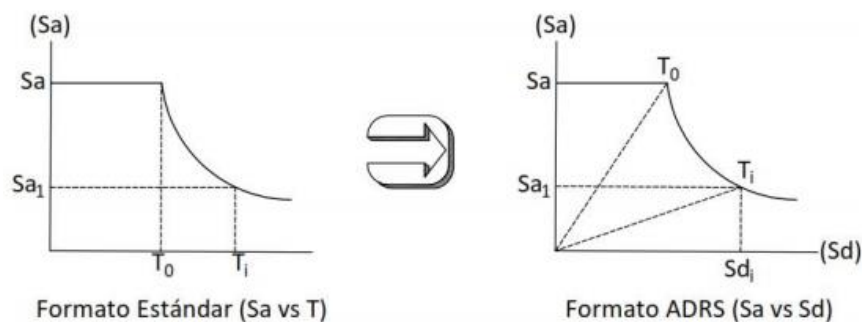
T_i = Periodo en el punto i

S_{ai} = Aceleración espectral i

g = Aceleración de la gravedad

En la Figura 16 se muestra gráficamente la conversión del espectro estándar a uno en formato ADRS.

Figura 16: Conversión del Espectro al Formato ADRS



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

Conversión de la curva de capacidad

El método de linealización equivalente requiere que los dos espectros (demanda y capacidad) tengan el mismo formato, por ende, los puntos de la curva de capacidad (Pushover) serán transformados al formato Aceleración-Desplazamiento, para ello se aplicaran las siguientes ecuaciones [3],[39]

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1 W}$$
$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}}$$

Donde:

V_i = Cortante basal en el punto i

W = Carga reactiva de la estructura

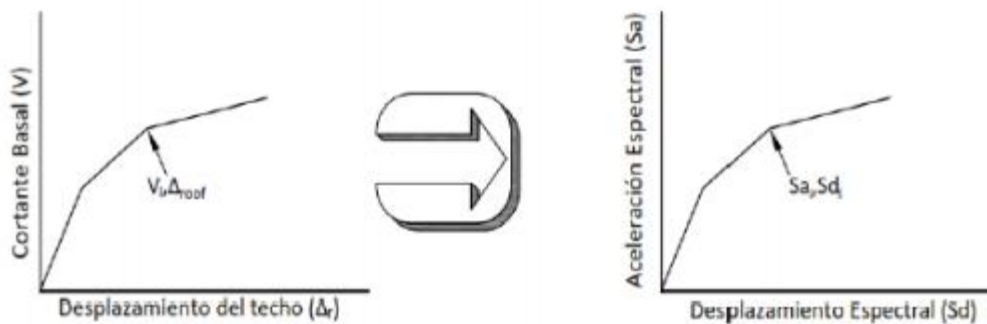
α_1 = Coeficiente de participación modal de la masa

Δ_{roof} = Desplazamiento de la estructura

PF = Factor de participación modal para el modo fundamental.

ϕ_{roof} = Amplitud a nivel del techo en el primer modo

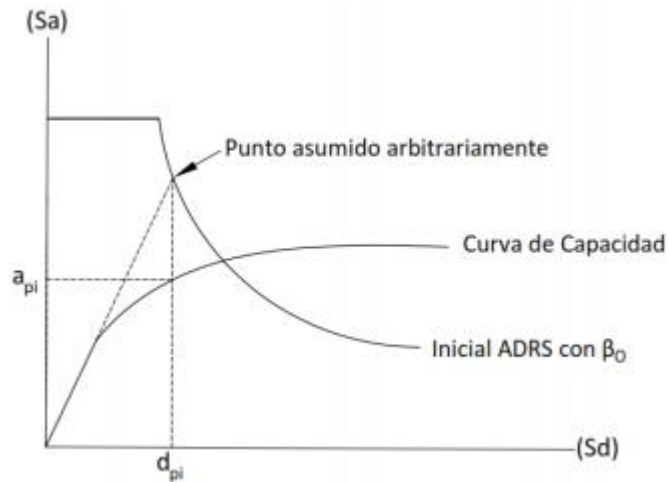
Figura 17: Transformación de la Curva de Capacidad.



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

Realizada la transformación de la curva de capacidad y espectro de demanda se procede al encuentro del punto de desempeño inicial (dpi, api) para ello se empleará los criterios del ATC 40, como indica la Figura 18 [18]

Figura 18: Punto de Desempeño

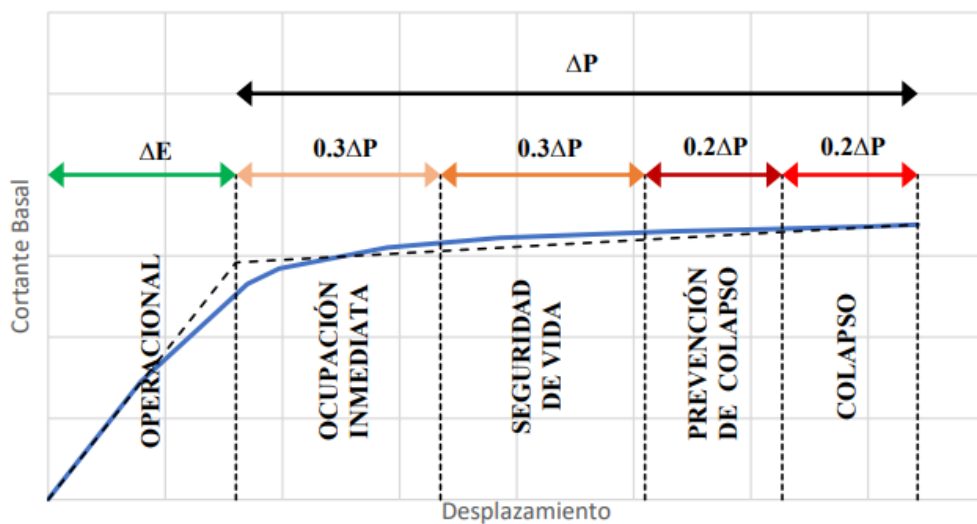


Fuente: ATC 40. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto

1.1.3.5.3 Sectorización de la curva de capacidad visión 2000

Según Visión 2000 para identificar los niveles de desempeño es aconsejable definirlos en la curva de capacidad como lo indica en la Figura 19 las cuales están en función de los porcentajes de desplazamiento [19].

Figura 19: Sectorización de la Curva de Capacidad



Fuente: Comité Visión 2000

1.1.3.5.4 Rehabilitación Sísmica de edificios.

1.1.3.5.4.1 Rehabilitación sísmica.

Según la NEC SE RE la rehabilitación sísmica de estructuras se basa en el diseño y evaluación de sistemas de rehabilitación, los cuales se llevarán a cabo según los criterios la norma ASCE 41, ante un sismo de diseño se espera que las estructuras rehabilitadas alcancen los niveles de desempeño, cabe mencionar que el cumplimiento de los criterios de aceptación no garantiza dicho desempeño [26].

Para obtener un correcto estudio de rehabilitación sísmica se debe realizar una evaluación de la estructura, ensayos no destructivos, modelación lo más cercano posible a la realidad, análisis y criterios de aceptación, además una correcta selección de estrategias de rehabilitación [26].

El objetivo del refuerzo estructural es incrementar la capacidad resistente de la estructura, reforzar la ductilidad y rigidez de los principales elementos ya que estos trabajan en conjunto, una vez identificadas las características y problemáticas de la misma, se empleará esta técnica para obtener un incremento de los niveles de resistencia que fueron considerados al momento de su diseño y construcción, de esta forma garantiza que la estructura disipara energía en un evento sísmico [26],[38].

Según el FEMA las estructuras construidas antes de 85 no se consideran estructuras sismo resistente, por esta razón toda estructura debe ser reforzada, en el Ecuador las estructuras que fueron construidas antes del 2011 deben ser evaluadas y reforzadas, esto se debe a la actualización de normas, diseños inadecuados, daños estructurales por acción de sismos, cambios de uso en la estructura entre otros

1.1.3.5.4.2 Tipos de reforzamiento estructural

Existen dos tipos de intervenciones con el fin de mitigar fallas estructurales las cuales fueron mencionadas anteriormente. Las medidas preventivas son aplicadas con el objetivo reducir la vulnerabilidad de los elementos estructurales principales los mismo que son afectados por incrementos de cargas de igual forma pueden verse afectados

por el incumplimiento de los criterios establecidos en las normas de construcción. Las medidas correctivas son empleadas con el propósito de restituir los elementos estructurales a sus condiciones originales las cuales fueron afectadas por condiciones ambientales, sismos entre otros, si las estructuras fueron afectadas por sismos se debe realizar una evaluación y un reforzamiento de tal forma que se corrijan los defectos estructurales [25],[26].

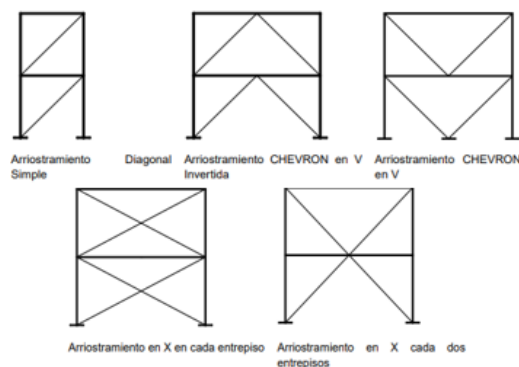
Si la estructura presenta excesivo desplazamiento lateral, inadecuada capacidad, los elementos estructurales carecen de ductilidad, insuficiente resistencia, uno de los métodos más efectivos para el reforzamiento estructural es el rigidizamiento global de la estructura, se puede emplear muros estructurales, implementar arriostramientos concéntricos.

Pórticos Arriostrados concéntricamente

Por la alta peligrosidad sísmica en el Ecuador, se debe usar pórticos especiales, ya que estos poseen una alta ductilidad, como bien se sabe la ductilidad es la capacidad que tiene el elemento para deformarse más allá del rango elástico, es decir existirá un daño moderado [49].

Según la NEC SE AC los pórticos especiales arriostrados concéntricos (PEAC) son sistemas estructurales, en los cuales los ejes centroidales de los elementos se juntan en un punto común formando así una armadura vertical, los cuales son capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas causadas por fuerza laterales, las mismas que son producidas por cargas sísmicas [37].

Figura 20: Tipos más comunes de PEAC



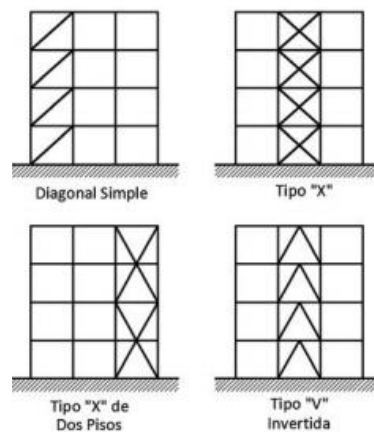
Fuente: NEC SE AC Estructuras de Acero.

Los PEAC poseen una gran rigidez lateral dado a que sus elementos se comportan como una armadura, estos miembros están sujetos principalmente a cargas axiales en el rango elástico. Estos sistemas son muy efectivos ante fuerzas sísmicas, se espera que los miembros y sus conexiones alcancen deformaciones inelásticas significativas, tanto en tensión como en compresión, por ende, este sistema con arriostramientos concéntricos es muy empleado para el diseño de estructuras sismorresistentes, una de las principales desventajas es que tiene una baja versatilidad desde el punto de vista arquitectónico [37].

La capacidad de respuesta de estos sistemas estructurales depende de la relación de esbeltez, forma de sección y condiciones de fijación en los extremos.

Como indica la Figura 21, la ubicación de los PEAC no necesariamente está restringido a la colocación de una parte específica de la estructura de igual forma no debe incluir todos los vanos, ya que cumple con el concepto de evitar torsión en planta [37].

Figura 21: Tipos de pórticos con arriostramientos concéntricos (PEAC)



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

Muros estructurales.

Son elementos estructurales los cuales están sometidos a diferentes cargas, dentro del plano y fuera de él, este elemento volumétrico absorbe gran parte de cargas horizontales por medio del cortante además están sometidos a cargas axiales y momentos flectores. Es uno de los métodos de reforzamiento estructural más empleado debido a su capacidad de aminorar derivas de piso por tanto los efectos p- delta producidas por cargas sísmicas [49].

Según el ACI318-14 los muros estructurales especiales son aquellos que poseen resistencia y resiliencia necesaria para resistir los efectos sísmicos. La Tabla 11.3.1.1 del ACI 318-14 indica los espesores y cuantías de los muros a compresión, los datos a continuación se refieren a los muros de carga, estos datos se obtuvieron mediante el método simplificado.

El muro debe cumplir con los siguientes parámetros.

$$10\text{cm} > h \geq \frac{l}{25}$$

Donde:

h: espesor del muro

l: es el menor valor entre la longitud y la altura no apoyada del muro.

Debe tener armadura vertical y horizontal.

$$\rho_{vertical} \geq 0.0012$$

$$\rho_{horizontal} \geq 0.0020$$

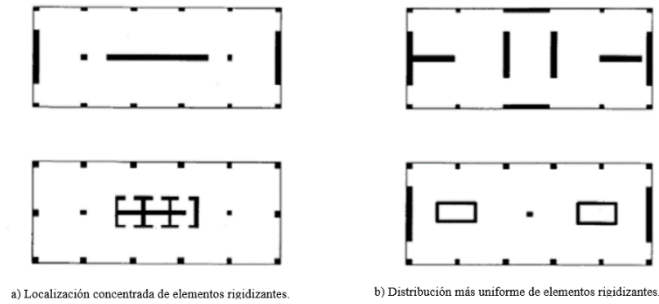
En muros con $h \geq 25$ cm se debe emplear dos capas de armadura.

Los espaciamientos del refuerzo longitudinal no deben ser mayor a $\frac{lw}{3}$, y del horizontal $\frac{lw}{5}$, de igual forma el refuerzo longitudinal y horizontal cumplen con ser el menor entre $3h$ y 450mm [49].

Como ya se mencionó los muros son elementos rígidos y voluminosos, en edificios bajos estos trabajan junto con los pórticos pero pueden remplazar completamente a los mismos, en cambio en los edificios con mayor altura estos trabajan junto a los pórticos, por lo general estos se extienden en todo el alto como cantilivers sostenidos a la cimentación, cabe mencionar que la aplicación de muros afectan en gran magnitud el comportamiento estructural y los requerimientos arquitectónicos del edificio, por esta razón se debe tomar en cuenta la ubicación y tamaño de los mismos [49].

Los principales problemas que se producen en la ubicación de muros es la torsión en planta y estabilidad del muro, para solucionar la torsión en planta se puede colocar los muros alrededor del centro de masas, la estabilidad se puede solucionar distribuyendo los muros de tal forma que se evitaren concentraciones de esfuerzos peligrosas tal como indica la Figura 22 además es recomendable evitar muros largos [49].

Figura 22: Concentración vs. distribución de muros



Fuente: Diseño sísmico de Edificios (Bazán & Meli, 2003)

1.1.3.5.5 Instrumentación sísmica

En la actualidad la instrumentación sísmica en edificios es limitada, aunque Estados Unidos y Japón han aportado un número suficiente de registros fundamentales para entender, el comportamiento de sistemas estructurales propios y los efectos de sitio peculiares, de esta forma se podrá hacer una evaluación cuantitativa de los daños causados por sismos y modificar los criterios del diseño sísmico. El objetivo de la instrumentación es comprender y analizar la respuesta sísmica registrada de un edificio, y así poder interpretar las respuestas dinámicas, determinar las fuerzas de los amortiguamientos, efectos de torsión, variación de parámetros estructurales ante sismos muy raros, por esta razón es fundamental considerar la respuesta tridimensional de los efectos suelo-estructura. Mediante la instrumentación de detectaran posibles cambios de la estructura respecto a sus valores iniciales, aspectos geotécnicos, vibraciones sísmicas de pequeña o gran intensidad, al igual vibraciones ambientales para así establecer la funcionalidad y seguridad estructural [43].

1.1.3.5.6 Ruido ambiental

Según Barreras, el ruido ambiental es causado por fenómenos naturales y fuentes artificiales, es decir se origina en el ambiente incluye el viento, olas de mar, actividades humanas tanto de operación del edificio como externas a él. Para fenómenos naturales el periodo de vibración tiene un valor de 0.1-10 segundos y en el caso de vibraciones industriales tiene un valor de 0.0005-0.5 segundos.

Las mediciones de vibraciones ambientales MVA, en diferentes etapas constructivas son escasas, se puede referir al trabajo de Carvajal (2005), Domínguez (2012), Málaga (2007), Ventura y Schuster (1996) y Tamura et al. (2002). Así mismo el trabajo de Oliveira y Navarro (2010) en edificios de concreto reforzado en Portugal se realizó una valoración de los periodos fundamentales por medio de MVA.

El análisis modal operacional también conocido como medición de vibraciones ambientales son pruebas realizadas in situ, no destructivas, estas se miden mediante sensores, usualmente se utilizan acelerógrafos, los cuales son ubicados en puntos estratégicos del edificio [17].

1.1.3.5.7 Acelerógrafos

Son instrumentos que consideran datos a tiempo real, es decir son resultados confiables y con la mayor precisión posible, los cuales revelan variaciones de aceleraciones sísmicas, velocidad y desplazamiento de la relación suelo-estructura en un lugar determinado. El acelerógrafo es un sensor triaxial, es decir posee tres sensores ortogonales, (transversal, vertical y longitudinal), de esta forma obtenemos información detallada acerca de los periodos naturales de las estructuras en la dirección larga y corta simultáneamente. De igual forma, se pueden medir participaciones de una mayor cantidad de modos, ya que para distintas partes del edificio se manifiestan mayor energía que en otras. Mediante los acelerógrafos se pueden comprobar comportamientos asociados a irregularidades en planta. Para la medición de vibraciones ambientales se puede emplear dos tipos de equipos sincronizados, que son: equipo portátil y equipo permanente, estos deben tener una frecuencia de muestreo 200 Hz (0.005 s) y capacidad de registrar aceleraciones de hasta 4 g [17],[44].

1.1.4 Hipótesis

Se evalúa el desempeño sísmico de la Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi ante diferentes niveles de peligro sísmico mediante la medición de vibraciones.

1.2 Objetivos

1.2.1. Objetivo general

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

1.2.2. 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


Etabs 2016 v16.0.1

Etabs es un software creado por la compañía Computers and Structures Inc. Cuenta con 40 años de investigación y desarrollo continuo este software permite modelar edificaciones y realizar análisis estructural ya que considera todos los posibles detalles en el diseño, obteniendo una respuesta lo más cercana a la realidad lo cual permite una visualización gráfica de la estructura en 3D, adicionalmente incorpora múltiples chequeos para realizar análisis lineal y no lineal. Se empleo este software para el diseño del edificio Burj Khalifa – Dubái, conciderado el mas alto del mundo [44].

Martillo Esclerométrico

El ensayo del martillo esclerómetro también conocido como Martillo Schmidt, este fue desarrollado por Ernst O. Schmidt y presentado por Proceq en 1950. Es un método no destructivo, mediante el cual se realiza una evaluación rápida del estado actual del hormigón en una estructura [45].

Tabla 14: Especificaciones técnicas Esclerométrico.

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

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

Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo SPT es empleado para determinar la resistencia que posee el suelo in situ, esta resistencia está relacionada con las características propias del terreno especialmente en suelos de arcillas saturadas y granulares. El 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 [19],[47]

2.2 Métodos

La siguiente investigación tiene como objetivo determinar el desempeño sísmico, que presenta el edificio en estudio, en la primera etapa se recopiló información para realizar el modelado de la estructura este se lo realizara, mediante las metodologías planteadas en el Capítulo I para la evaluación, cabe recalcar que estas metodologías no han sido aplicadas con anterioridad en la Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes.

La información para el análisis cuantitativo y cuantitativo se obtuvo a partir de libros, artículos científicos entre otros; los códigos y normas, nacionales e internacionales que se empleó para la investigación fueron: NEC 2015, ASCE/ SEI 41-13, FEMA-440, ATC- 40, FEMA-356, INEN 698.

La información recopilada se sustenta en visitas de campo a la estructura, para lo cual se empleará una memoria fotográfica en la cual se mostrarán los detalles estructurales del edificio, la ubicación y características geométricas tanto en planta como elevación, así mismo se empleó formulas empíricas para determinar la vulnerabilidad de la estructura. Mediante esta información primero se procederá a realizar un análisis lineal de la edificación, en el cual se analizarán resultados obtenidos como: periodos de

vibración, rigideces, derivas de pisos, entre otros, una vez estabilizada la estructura según los criterios que propone la NEC 2015 se procederá a realizar un análisis estático no lineal, para determinar la curva de capacidad, representación bilineal de la curva de capacidad aplicando el método de FEMA356, evaluación del desempeño sísmico, y punto de desempeño de la estructura estos análisis se lo realizarán por medio del Etabs 2016, en caso que la estructura requiera ser rehabilitada, se aplicará la metodología más óptima en el modelo matemático no lineal.

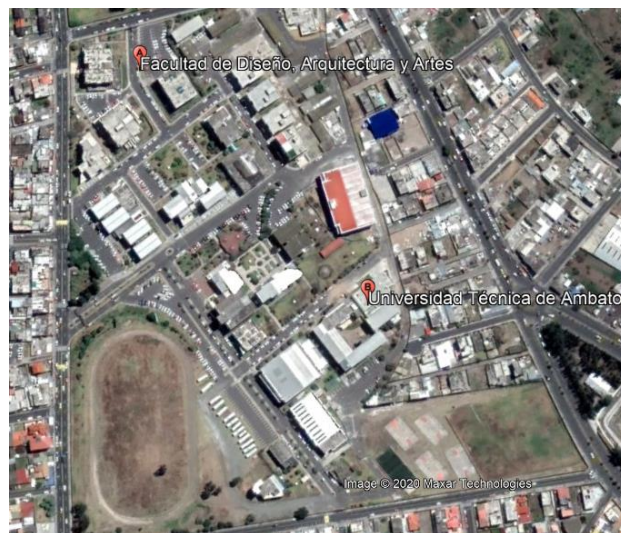
La NEC-SE-RE 2015 establece 5 fases para el estudio de rehabilitación las cuales se mencionan a continuación:

- Definición del objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modelación, análisis y criterios de aceptación
- Diseño y Rehabilitación [34].

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 Diseño, Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato.

Figura 23: Ubicación de la Estructura Objeto de estudio.



Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 15 se muestran las coordenadas que georreferencia el punto donde se encuentra la Facultad de Diseño y Arquitectura.

Tabla 15: Coordenadas del Área de Análisis

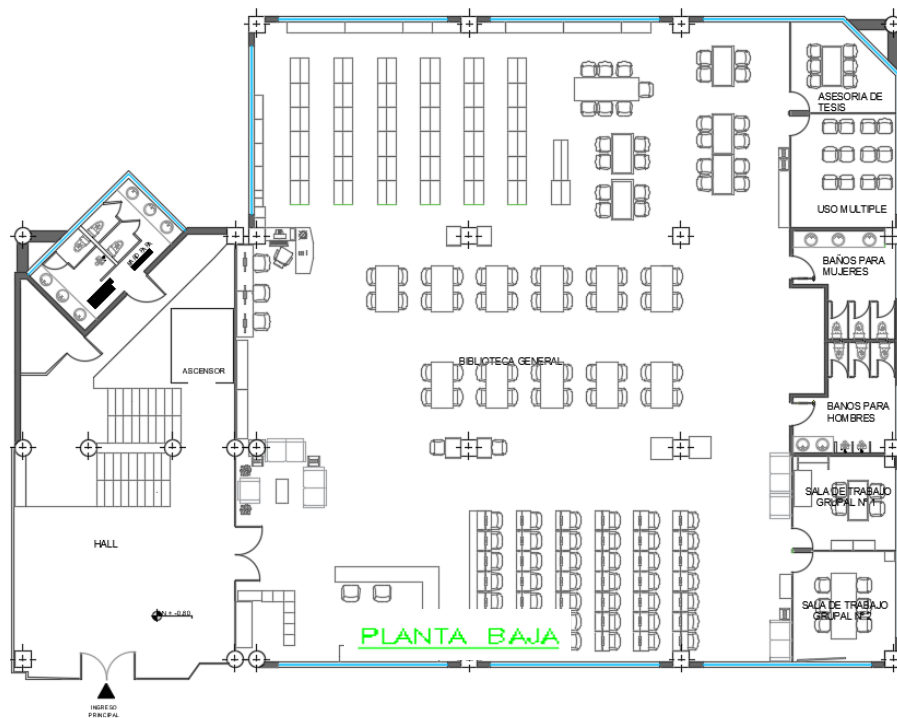
PUNTO	COORDENADAS (WGS 84 ZONA 17S)	
	ESTE	NORTE
1	764308.00 m	9859876.85 m

Fuente: Google Earth Pro

Descripción

La Facultad de Diseño Arquitectura y Artes, consta de dos Bloque como se indica la Figura 24, en la cual se muestran los elementos estructurales, los cuales forman parte del sistema sismorresistente de la estructura. De estos se consigue el número de muestras requeridas para la toma de datos en sitio, en los mismo se realizará el ensayo de martillo esclerómetro para determinar la resistencia a compresión del hormigón. Adicionalmente se realizará el ensayo SPT para obtener el tipo de suelo, granulometría, densidad húmeda del suelo en que está emplazada la estructura.

Figura 24: Planta Arquitectónica.



Fuente: Universidad Técnica de Ambato.

Se procederá a obtener características genéricas de la estructura, número de pisos, número de ejes tanto en X como en Y, distancias entre ejes, alturas de entre pisos del Bloque 1 y Bloque 2, como se detalla en la Tabla 16 y 17 respectivamente

Tabla 16: Características Estructurales del Edificio, Bloque 1

Parámetros.	Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes
Número de pisos	5
Altura de entrepiso (m)	3.6
Numero de Ejes X	4
Numero de Ejes Y	3
Distancia Eje X (m)	2.37
Distancia Eje Y (m)	7.8

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 17: Características Estructurales del Edificio, Bloque 2

Nombre de la estructura	Facultad de Diseño, Arquitectura y Artes
Número de pisos	4
Altura de entrepiso	3.6
Numero de Ejes X	4
Numero de Ejes Y	4
Distancia Eje X (m)	7.8
Distancia Eje Y (m)	7.8

Fuente: Elaboración Propia.

La estructura a ser evaluada, es un sistema aporcado de hormigón armado de 4 pisos, el mismo que no cuenta con sótano, el área total en planta es de 725.6 cm^2 . La estructura en estudio presenta losas alivianadas bidireccionales, las mismas que tienen un espesor de 25cm. Se realizará un análisis lineal y un análisis no lineal. La Tabla 18 talla las características de la estructura en estudio

Tabla 18: Características del Edificio.

N° de piso	Nivel de referencia	Altura de entrepiso	Área (m ²)	Parámetro
1	N+0.00	0.00	725.6	Control de Docente, Baños Mujeres, Baños Hombres, Biblioteca General, Asesoría de Tesis, Uso Múltiple, Baño General, Baño Administrativo, Sala de Trabajo Grupal1, Sala de Trabajo Grupal 2
2	N+2.8	2.8	751.19	Control, Baño Mujeres, Baños Hombres, Copiadora, Sala de Profesores 1, Unidad de Producción Gráfica, Secretaría, Secretaría Decanato, Decanato, Coordinación de Carrera, Subdecanato, Sala de Profesores 2, Secretaría de Diseño de Modas, Taller de Fotografía, Aula 1.1, Administración de Bienes, Taller de Prototipado.
3	N+6.4	3.6	751.19	Baño Mujeres, Baño Hombres, Unidad de Planificación y Evaluación de Estudiantes, Aula 2.1, Departamento de Posgrado, Unidad de Investigación, Aula 2.2, Aula2.3, Aula 2.4, Aula Magna, Aula 2.5
4	N+10	3.6	751.19	Baño Mujeres, Baño Hombres, Consejo Directivo, Laboratorio MAC, Taller de Maquetas, Laboratorio PC, Aula 3.1, Taller de Confección, Taller de Marroquinería, Taller de Patronaje, Taller de Patronaje.

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 25: Estado Actual de la Estructural



Fuente: Elaboración Propia.

2.2.1 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.

2.2.2 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.

2.2.2.1 Recolección de datos

2.2.2.1.1 Martillo Esclerométrico

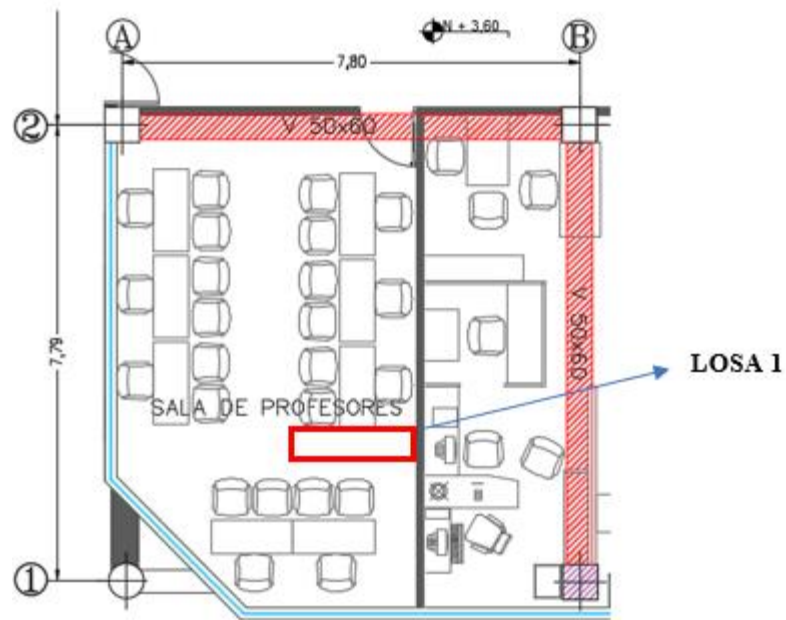
Para determinar la resistencia del hormigón se realiza un ensayo no destructivo y rápido como es el martillo Esclerométrico, tanto en el Bloque 1 como en el Bloque 2, este es un dispositivo mecánico el cual debe estar perpendicularmente al plano caso contrario se obtendrá valores erróneos, para determinar la resistencia de compresión del hormigón ($f'c$) se realiza una correlación con el valor de rebote R de igual forma se puede emplear curvas de conversión. Para ejecutar el ensayo el ASTM C805 exige varios parámetros los cuales se detallan a continuación [45].

- Escoger la unidad (N/mm^2 , MPa, psi, kg/cm^2) la cual se visualizará la resistencia del hormigón a compresión.
- Para realizar el ensayo los elementos estructurales deben tener un espesor mínimo de 100mm.
- Los elementos a ensayar deben tener una superficie limpia lisa y seca. Los puntos a ensayar deben tener una distancia de 25mm
- La dirección de impacto del esclerómetro puede ser horizontal, verticalmente hacia arriba o abajo, pero debe estar perpendicular al plano
- Se realizarán 10 impactos en el are de prueba, si los valores son demasiado altos o bajos se pueden eliminar durante el proceso, al final del ensayo se puede visualizar el promedio del valor de rebote [45].

Una vez realizado el ensayo se deben desechar las lecturas que difieran del promedio de 10 lecturas por más de 6 unidades de la media, se tomará el valor máximo y mínimo los cuales se calculará la diferencia o error de los mismos, en caso de existir más de dos lecturas que no cumplan con esta disposición se descartara el conjunto y se

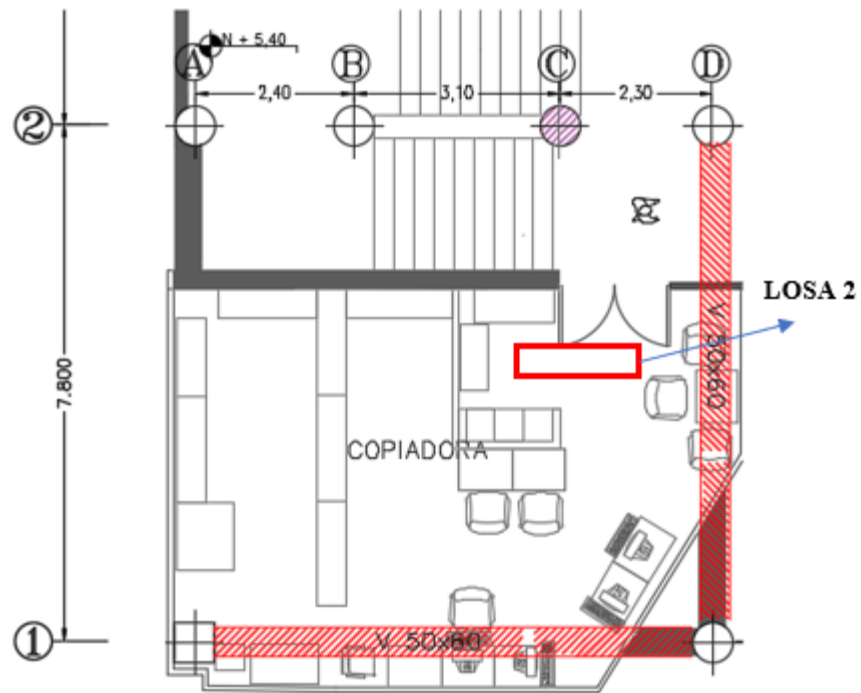
realizara 10 nuevas ubicaciones en la zona del ensayo, de ser necesario se puede aplicar el factor de corrección al número de rebote promedio si el ensayo no se haya ejecutado con una orientación horizontal. El martillo SILVER SCHMIDT es un mecanismo en el cual tiene integrado correlaciones para diferentes inclinaciones obteniendo así resultados finales [18],[45].

Figura 26: Esclerometría Bloque 2: losa, vigas de eje 2 y eje B, y columna cuadrada eje B - Nivel +3.60



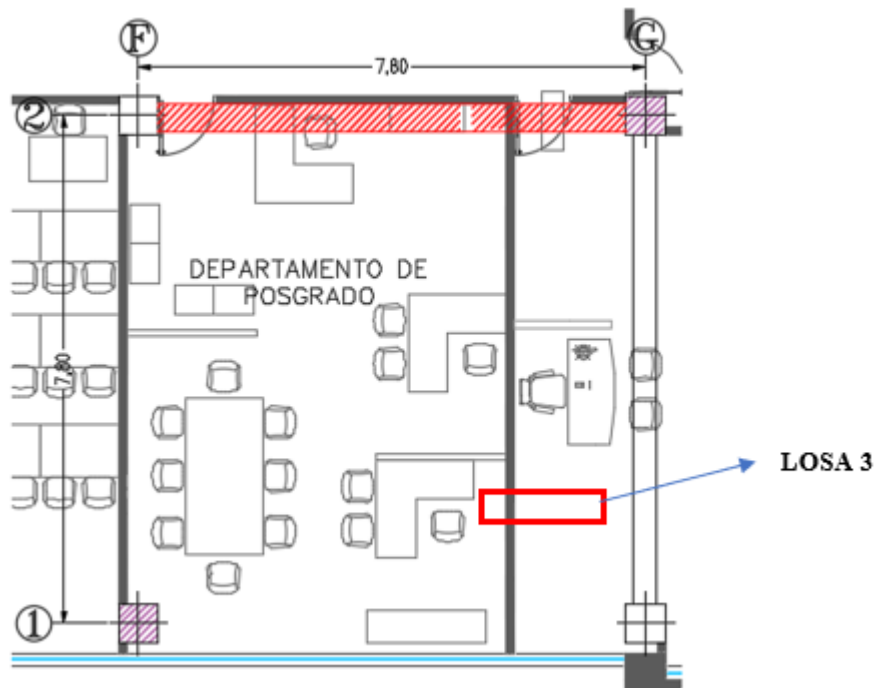
Fuente: Elaboracion propia.

Figura 27: Esclerometría Bloque 1: Viga eje 1 y eje D, Columna circular, Copiadora - Nivel +5.40



Fuente: Elaboracion propia.

Figura 28: Esclerometría Bloque 2: Viga eje 2, Departamento de Posgrado, columna cuadrada eje G y eje 1 - Nivel +6.40



Fuente: Elaboracion propia.

En la Tabla 19 se muestra los datos tomados para una viga ubicada en el Nivel +7.2

Tabla 19: Datos del Ensayo Esclerometrico.

VIGA	
N° Golpe	Q (Indice de rebote)
1	42
2	40
3	44.1
4	40.5
5	41.0
6	43.3
7	38.2
8	42.0
9	41.3
10	42.1
Media Q	41.45
Resistencia	232 kg/cm ²

Fuente: Elaboracion propia.

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n (N \text{ golpes } i)}{n}$$

Ec. 14

$$Media Q = \frac{42.0 + 40.0 + 44.1 + 40.5 + 41 + 43.3 + 39.2 + 42.0 + 41.3 + 42.1}{10}$$

$$Media Q = 41.82$$

$$E+ = V \text{ max} - Media Q$$

Valor máximo: 53

Ec. 15

$$E+ = 44.1 - 41.45$$

$$E+ = 2.65$$

$$E- = V \text{ min} - Media Q$$

$$E- = 39.2 - 41.45$$

$$E- = 2.25$$

En base a los datos obtenidos se puede asegurar que el Error por encima de la media (E+) es menor a 6 unidades, de igual forma el error por debajo de la media (E-), obteniendo así valores validos de la resistencia a compresión del hormigón [45].

Con el fin de emplear los valores estadísticos en próximos calculos se recomienda usar medidas de posición y de tendencia central mediante las cuales se puede obtener la posición de un valor con relación a un grupo de datos [18],[45].

Tabla 20: Resistencia a Compresión del Hormigón de elementos estructurales.

Resistencia a compresión	
N° Punto	f'c (kg/cm ²)
1	247
2	249
3	215
4	200
5	253
6	246
7	240
8	232
9	241
10	246
11	255
12	230

Fuente: Elaboración propia.

Media Aritmética (\bar{y})

Mediante el ensayo esclerométrico realizado de vigas se obtuvo un valor promedio de 228.4 kg/cm², en columnas se obtuvo 244.66kg/cm², y en losas un valor de 244.5kg/cm², ver anexo C. Para obtener un valor real y fundamentado algebraicamente determinaremos la Mediana.[46].

$$\bar{y} = \frac{Y_1 + Y_2 + Y_3 + \dots + Y_n}{n}$$

Ec. 17

$$\bar{y} = \frac{247+249+ 215+200+253+246+240+232+241+246+255+230}{12}$$

$$\bar{y} = 237.833 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{y} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

Mediana (Me)

En la Tabla 21 se observan los valores centrales, de la resistencia a compresión del hormigón, mediante estos datos se obtendrá un promedio para determinar la Mediana. Para los siguientes cálculos emplearemos el valor obtenido mediante la Mediana debido a que está en función de los demás datos.

[46].

Tabla 21: Datos Ordenados de la Resistencia a Compresión del Hormigón

Resistencia a compresión	
Nº Punto	f c (kg/cm ²)
1	200
2	215
3	230
4	232
5	240
6	241
7	246
8	246
9	247
10	249
11	253
12	255

Fuente: Elaboración propia

$$M_e = \frac{x_{j-1} + x_j}{2}$$

Ec. 18

$$M_e = \frac{240 + 241}{2}$$

$$M_e = 240.5 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.2.1.2 Acero de Refuerzo de Elementos Estructurales

Uno de los requisitos para ejecutar un análisis lineal y un análisis estático no lineal es conocer la cantidad de acero de los elementos estructurales, haciendo hincapié en los nudos, ya que es el lugar donde se espera formen las rotulas plásticas, debido a que no se cuenta con los detalles estructurales se tomó medidas en sitio de los elementos estructurales del Bloque 1 y Bloque 2, con la ayuda de los planos Arquitectónicos y se trabajó con las cuantías mínimas de acero de refuerzo para columnas y vigas como se indica en la Tabla 22 y Tabla 23 respectivamente.

Tabla 22: Cantidad de Acero de Refuerzo para Columnas Bloque 1-2

Parámetro	Recubrimiento (cm)	Cantidad de acero longitudinal	Esquema
Columna cuadrada	4	Acero longitudinal 12Ø20 mm Acero transversal 4 ramales Ø10mm	
Columna circular	4	Acero longitudinal 12Ø20 mm Acero transversal 1Ø10mm	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23: Cantidad de Acero de Refuerzo para Vigas Bloque 1-2

Parámetro	Recubrimiento (cm)	Cantidad de acero inicio (i)	Cantidad de acero final (j)	Esquema
VIGA 1	4	A sup 10.71 cm^2	A sup 10.71 cm^2	
		A inf 6.03 cm^2	A inf 6.03 cm^2	

VIGA 2 (Banda)	4	A sup 5.56 cm^2	A sup 5.56 cm^2	
		A inf 4.02 cm^2	A inf 4.02 cm^2	

Fuente: Elaboración propia.

2.2.2.1.3 Ensayo de penetración estándar SPT.

La metodología del ensayo consiste en dejar caer un martillo de 63,5 Kg de peso sobre una cabeza de hincas, esta carga será aplicada dinámicamente sin derrochar energía desde una altura de 76 cm, el número de golpes es el necesario para obtener la penetración de 30 cm del muestreador el ensayo se realiza en cada estrato o intervalos de 15 cm. La cantidad de golpes que presenta cada nivel representan la resistencia de penetración del suelo N_{spt} . Para la ejecución del ensayo toma como referencia las especificaciones de la norma INEN 698 las cuales se detallan a continuación: [48], [19]

- Una vez apoyado el muestreador en el sitio de estudio (pozo perforado) se procede a hundirlo mediante pequeños golpes del martinete en caída libre desde una altura de 75 ± 5 cm sobre la cabeza del golpe [47].
- Se empleará un cabo de manila para el izaje del martinete además en caso de ser accionado mecánicamente el cabo debe enrollarse máximo dos vueltas en el malacate [47].
- La barra rígida de acero debe mantener perfectamente vertical esta sirve de guía en la caída libre del martinete cuyo objetivo es evitar el derroche de energía en los golpes por efectos de la fricción del martinete sobre la barra [47].

- En primer lugar, el muestreador debe penetrar 15 cm este proceso es necesario para la preparación y ajuste del ensayo; el número de golpes en este rango inicial es arbitrario se lo considera como valor relativo de orientación [47].
- Se inicia el ensayo y el conteo de numero de golpes (N) necesarios para penetra el muestreador 30cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo. Si al realizar este tramo (30 cm) sobrepasa los 50 golpes, sin haber penetrado la totalidad de la mediada se procede anotar el número de golpes efectuados y la longitud de penetración del muestreador [47].
- Una vez hincado, antes de la extracción a la superficie del muestreador se deberá girar como mínimo dos revoluciones, con el fin de cortar la muestra en el fondo; una vez la muestra se encuentre en la superficie se mide la longitud de la muestra obtenida, la parte superior de la muestra será desechada ya que no se considera representativa [47].
- La muestra se describirá según lo establecido en norma INEN 693 para enviar al laboratorio las muestras deben estar cerradas herméticamente en envases adecuados. Se realizará una adecuada identificación de las muestras obtenidas, donde constaran datos como: número de perforación, numero de muestra, profundidad, número de golpes y otros datos que sean útiles [47].

El ensayo de penetración estándar “SPT” para la obtención y análisis de muestras se lo realizó en 1 punto estratégicos con diferentes niveles de penetración, la zona de estudio tiene las coordenadas (WGS 84 Zona 17S), Este: 764308.11 m, Norte: 9859761.82 m, la Tabla 24 muestra los datos obtenidos del ensayo

Tabla 24: Ensayo de penetración estándar “SPT”.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR “SPT”					
Perforación 1 (h= -0.00 a 3.00 m)					
Coordenadas (WGS 84 Zona 17S)		Este: 764308.11 m		Norte: 9859761.82 m	
Profundidad (m)	Nspt Parcial	Nspt Total	Longitud de muestra (cm)	Nspt Promedio	Tipo de Perfil
0.55	Limpieza				Capa vegetal.
0.70	8	19	27		
0.85	5				
1.00	6				
1.55	Limpieza				

1.70	6	20	47.5	38	D
1.85	7				
2.00	7				
2.05	Limpieza				
2.20	9	54	18		
2.35	23				
2.50	22				
2.55	Limpieza				
2.70	21	60	25		
2.85	20				
3.00	19				

Fuente: Elaboración propia.

Con las muestras obtenidas se realizó los respectivos análisis en laboratorio tales como: granulometría, plasticidad (límite líquido, límite plástico) densidad húmeda del suelo entre otros, los mismos que se encuentran en el Anexo E.

Con los resultados obtenidos de ensayo SPT se establecerá el tipo de suelo además se clasificará el suelo extraído según lo dispuesto por el sistema unificado de clasificación de suelos "SUCS" de igual forma se clasificará según lo establecido por la NEC-SE-DS.

2.2.2.1.3.1 Clasificación del Tipo de Suelo

Parámetros de clasificación SUCS

Una vez finalizado el ensayo granulométrico se realizará la caracterización primaria del suelo, en base a la clasificación del SUCS, como se muestra en el Anexo E resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 25: Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1

Muestra 1 N-1.00m			
Tamiz	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0.0	0.0	1000.0
#10	0.0	0.0	100.0
#40	25.0	7.0	93.0
#200	265.0	69.0	31.0
Fuente	118.0	31.0	
Total	408		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26: Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1

Muestra 2 N-2.00m			
Tamiz	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0.00	0.00	100.0
#10	5.0	1.00	99.0
#40	65.0	17.0	83.0
#200	235.0	62.0	38.0
Fuente	144	38.0	
Total	449		

Fuente: Elaboración propia.**Tabla 27:** Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1

Muestra 3 N-2.50m			
Tamiz	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0.00	0.00	100.0
#10	20.0	6.0	94.0
#40	75.0	21.0	79.0
#200	215.0	59.0	41.0
Fuente	147		
Total	457		

Fuente: Elaboración propia.**Tabla 28:** Ensayo de Granulometría del suelo Perforación 1

Muestra 4 N-3.00m			
Tamiz	Peso retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0.00	0.00	100.0
#10	10.0	3.0	96.0
#40	90.0	24.0	74.0
#200	230.0	62.0	36.0
Fuente	132.0	36.0	
Total	462		

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los valores obtenidos en todas las muestras analizadas se observa que más del 50% del material se retiene en la malla #200 (0.075mm) por lo cual se puede concluir que el suelo en esa perforación es GRUESO.

Más de la mitad de la fracción gruesa del material en todas las muestras analizadas en sus respectivos niveles pasan por la malla #4, por lo cual se determina que en esta perforación es un suelo grueso clasificado como ARENA.

Más del 12% de masa en todas las muestras pasa el tamiz N°200 por lo cual se determina que en esta perforación es una arena con finos, las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como: una arena limosa que es la mezcla de arena, grava y limo. (SM), tal como se indica en la Tabla 29.

Tabla 29: Clasificación Tipos de suelo SUCS.

Suelos (partículas)	Sub - Tipos		Identificación			Símbolo de grupo
	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla No 200 (0,075mm)	GRAVA Más de la mitad de fracción gruesa se retiene en la malla N° 4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GW
Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.				Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GP	
GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciada de partículas finas)			Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	GM	
			Grava arcillosa; mezcla de grava, arena y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véase abajo los grupos CL y CH)	GC	
ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4		ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc)	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SW	
			Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SP	
		ARENA CON FINOS (Cantidad apreciada de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véase abajo los grupos ML y MH)	SM	
			Arena arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véase abajo los grupos CL y CH)	SC	
SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N. 200		LIMO Y ARCILLA Límite Líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.	ML	
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.	CL	
				Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.	OL	
		Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	MH		
	Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad.		CH			
	Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.		OH			
ALTAMENTE ORGANICO	Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa			P		

Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. SUCS

Parámetros de clasificación NEC 2015

La NEC 2015 define el tipo de perfil de suelo en base a los siguientes criterios: velocidad media de onda cortante (Vs30 m/s); Número medio de golpes del ensayo de

penetración estándar SPT para el 60% de la energía teórica en cualquier tipo perfil (N60), ya sea un suelo cohesivo o no cohesivo; en caso de considerar estos estratos por separado se determinara el número medio de golpes del ensayo SPT para los estratos de suelos no cohesivos (Nch) y la Resistencia media al corte no drenado obtenida del ensayo para suelos cohesivos S_u (kPa).el contenido de agua $w\%$, entre otros [34],[47].

En base a los parámetros obtenidos se clasificará el perfil del suelo en el área de estudio para lo cual se toma de referencia el valor N (Número de golpes del ensayo de penetración estándar SPT para cualquier tipo de perfil).

Tabla 30: Clasificación de los perfiles del suelo

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

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Con los parámetros obtenidos se determinó que el intervalo del número de golpes promedio del ensayo SPT está comprendido entre $50 > N \geq 15.0$ como lo indica la Tabla 30 por lo cual el tipo de perfil según la NEC 2015 es D.

2.2.2.1.3.2 Contenido de humedad W%

Con los datos obtenidos del SPT (ensayo de penetración estándar) se determinó el contenido de humedad promedio en cada cota de la perforación 1, como se indica en la presente la Tabla 31

Tabla 31: Valores del contenido de humedad del suelo

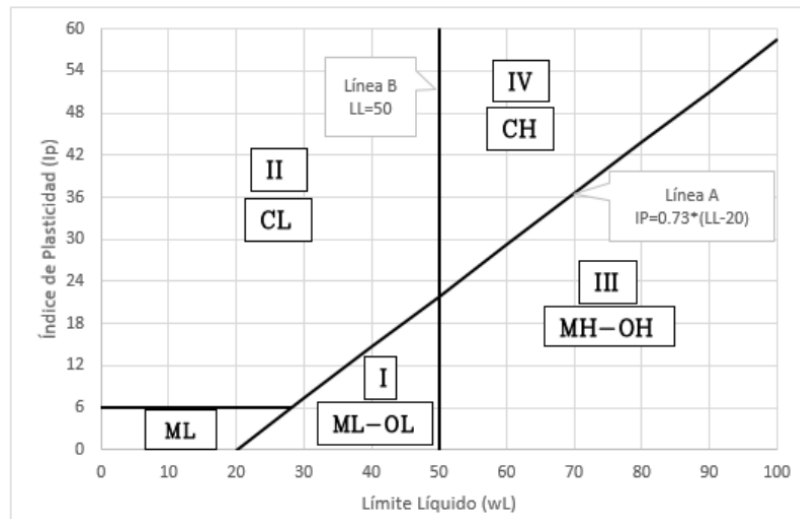
Cota (m)	Contenido de humedad (w%)
-1.00	4.36
-2.00	5.46
-2.50	10.53
-3.00	8.69

Fuente: Elaboración propia.

2.2.2.1.3.3 Plasticidad

Como indica el Anexo E, y la Tabla 29 existe la presencia de suelos finos, es decir más del 12% de la masa total del suelo existe la presencia de suelos finos, por ende, tendrá una afectación considerable, la resistencia y la relación esfuerzo deformación, según la clasificación de SUCS, la perforación 1 presenta suelos con alta presencia de finos no plásticos (SM). La tabla 32 muestra el índice de plasticidad determinada en cada muestra de la perforación 1

Figura 29: Carta de Plasticidad



Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. SUCS

Tabla 32: Valor del Índice Plástico en cada cota

Cota (m)	Índice de plasticidad (%IP)
-1.00	No Plástico
-2.00	No Plástico
-2.50	No Plástico
-3.00	No Plástico

Fuente: Elaboración propia.

2.2.2.1.3.4 Velocidad media de la onda de cortante Vs30

La velocidad de onda de corte se realizará en base a las ecuaciones de correlación empírica en función al NSPT (Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar), propuestas por Kirar et al.2016, ya que presento una relación lógica con la velocidad de onda cortante el cual está permitido dentro de la clasificación de suelos de la NEC-2015, los parámetros geofísicos encargado en determinar la calidad de suelo y la amplificación sísmica in situ, lo establece la velocidad de onda de corte en los 30 primeros metros de profundidad (Vs30) debido a que el suelo en este rango afecta de forma significativa al comportamiento de la estructura [19].

En el transcurso del tiempo han existido varias investigaciones como lo indica en la Tabla 33, las cuales provienen de la correlación del Vs obtenido por análisis multicanal de ondas superficiales y el número de golpes N utilizando el ensayo SPT [19].

Tabla 33: Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda.

Tabla 1. Correlación existente entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia estándar a la penetración.				
Investigador (es)	Todos los suelos (m/s)	Arena (m/s)	Limo (m/s)	Arcilla (m/s)
Kanai (1966)	$V_s = 19 \cdot (N^{0.6})$	-	-	-
Shibata (1970)	-	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$	-	-
Imai and Yoshimura (1970)	$V_s = 76 \cdot (N^{0.33})$	-	-	-
Ohba and Toriuma (1970)	$V_s = 84 \cdot (N^{0.31})$	-	-	-
Ohta et al. (1972)	-	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$	-	-
Fujiwara (1972)	$V_s = 92.1 \cdot (N^{0.337})$	-	-	-
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$V_s = 81.4 \cdot (N^{0.39})$	-	-	-
Ima et al. (1978)	$V_s = 89.9 \cdot (N^{0.341})$	-	-	-
Imai (1977) -	$V_s = 91 \cdot (N^{0.337})$	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$	-	$V_s = 80.2 \cdot (N^{0.292})$
Ohta et al. (1978)	$V_s = 85.35 \cdot (N^{0.348})$	-	-	-
Imai and Tonouchi (1982)	$V_s = 96.9 \cdot (N^{0.314})$	-	-	-
Seed et al. (1983)	-	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$	-	-
Sykora and Stokoe (1983)	-	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$	-	-

Fumal and Tinsley (1985)	-	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$	-	-
Tonouchi et al. (1983)	$V_s = 97 \cdot (N^{0.314})$	-	-	-
Jinan (1987)	$V_s = 116.1 \cdot (N + 0.3185)^{0.202}$	-	-	-
Okanoto et al. (1989)	-	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$	-	-
Lee (1990) -	-	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$	$V_s = 105.64 \cdot (N^{0.32})$	$V_s = 114.43 \cdot (N^{0.31})$
Athanasopoulos (1995)	$V_s = 107.6 \cdot (N^{0.36})$	-	-	$V_s = 76.55 \cdot (N^{0.445})$
Yokota et al. (1991))	$V_s = 121 \cdot (N^{0.27})$	-	-	$V_s = 114 \cdot (N^{0.31})$
Kalteziotis et al. (1992)	$V_s = 76.2 \cdot (N^{0.24})$	-	-	-
Pitilakis et al. (1992)	-	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$	-	-
Raptakis et al. (1995)	-	$V_s = 100 \cdot (N^{0.24})$	-	-
Sisman (1995)	$V_s = 32.8 \cdot (N^{0.51})$	-	-	-
Iyisan (1996)	$V_s = 51.5 \cdot (N^{0.516})$	-	-	-
Kayabali (1996) -	-	$V_s = 175 + (3.75 \cdot N)$	-	-
Jafari et al. (1997)	$V_s = 22 \cdot (N^{0.85})$	-	-	-
Pitilakis et al. (1999)	-	$V_s = 145 \cdot (N^{0.178})$	-	$V_s = 132 \cdot (N^{0.271})$
Kiku et al. (2001)	$V_s = 68.3 \cdot (N^{0.292})$	-	-	-
Jafari et al. (2002)	-	-	$V_s = 22 \cdot (N^{0.27})$	$V_s = 27 \cdot (N^{0.73})$
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90 \cdot (N^{0.309})$	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$	-	$V_s = 97.89 \cdot (N^{0.209})$
Hasancebi and Ulusay (2006) -	$V_s = 104.79 \cdot (N^{0.26})$	$V_s = 131 \cdot (N^{0.205})$	-	$V_s = 107.63 \cdot (N^{0.237})$
Dikmen (2009)	$V_s = 58 \cdot (N^{0.39})$	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$	$V_s = 60 \cdot (N^{0.36})$	$V_s = 44 \cdot (N^{0.48})$
Uma Maheshwari et al. (2010) -	$V_s = 95.64 \cdot (N^{0.301})$	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$	-	$V_s = 89.3 \cdot (N^{0.358})$
Fauzi et al. (2014)	$V_s = 105.03 \cdot (N^{0.286})$	-	-	-
Adoptado de Akin et al. (2011)				

Fuente: Akin et al. 2011

En base a estas investigaciones se llegó a la conclusión de emplear las 16 formulas empíricas establecidas para diferentes tipos de suelos ya sean grava, arcilla, arena, limo [48]. Mediante la clasificación SUCS se determinó que el tipo de suelo registrado en el área de estudio es Arena – Limosa (SM), como indica la Tabla 29, además el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se puede observar en la Tabla 24. Una vez determinada la velocidad de onda según varios autores se procederá a crear la campana de Gauss para ello es necesario determinar la media aritmética y la Desviación Estándar, mediante estos datos se determinar la Distribución Normal.

Tabla 34: Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal.
Perforación 1.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
165.617	0.0007917
226.01	0.0048340
239.41	0.0060039
242.466	0.0062492
248.46	0.0066916
249.822	0.0067837
259.68	0.0073360
263.595	0.0074919
276.138	0.0077106
277.057	0.0077091
288.604	0.0074855
300.661	0.0068833
317.5	0.0055905
341.197	0.0034864
347.67	0.0029548
372.258	0.0013666
Media aritmética	276.009
Desviación Estándar	51.739

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 30: Campana de Gauss de la Perforación 1.



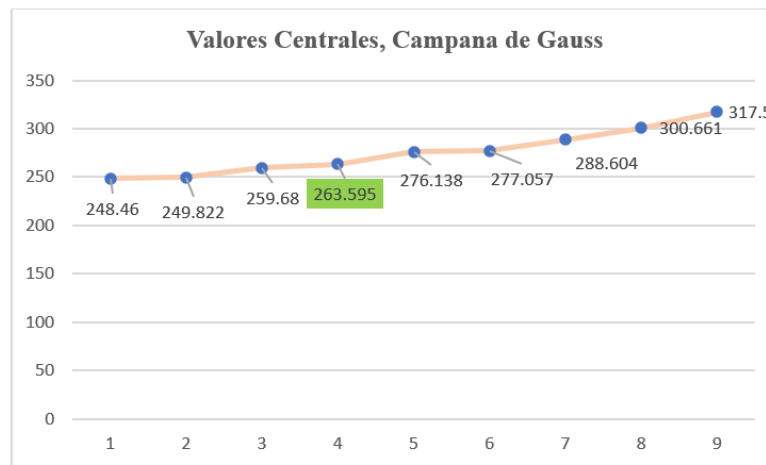
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 35: Valores centrales de la Campana de Gauss de la Perforación 1.

Valores Centrales Vs	Distribución Normal
248.46	0.0066916
249.822	0.0067837
259.68	0.0073360
263.595	0.0074919
276.138	0.0077106
277.057	0.0077091
288.604	0.0074855
300.661	0.0068833
317.5	0.0055905

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 31: Valores centrales de la Campana de Gauss de la Perforación 1.



Fuente: Elaboración Propia.

Según lo estipulado por la NEC 2015 y con los parámetros obtenidos en el ensayo SPT (NSPT Numero medio de golpes) y la velocidad de onda cortante calculada mediante las 16 formulas empíricas planteadas por diferentes autores, ratifica que el suelo del área de investigación es un perfil tipo D, el cual cumple con el criterio de Vs30 en el intervalo $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$, en base a los datos obtenidos se considera coherente el valor 263.59 m/s como velocidad de onda cortante en la perforación 1 [34], [19].

2.2.2.1.3.5 Ángulo de fricción interna

Según Pazmiño et al.2017 el ángulo de fricción interna (ϕ) es la medida de la resistencia al deslizamiento causado por la fricción mecánica directa entre zonas de

contacto de las partículas del suelo, depende sustancialmente de la compacidad del material, de la forma de los granos, grosor y granulometría. Este caracteriza claramente cada tipo de suelo, como es el caso de suelos granulares ya que estos tienen mayor zona de contacto por ende poseerán fricciones internas altas al contrario de los suelos finos. El ángulo de fricción se puede determinar tanto en procesos de laboratorio, campo, correlaciones, gráficos y tablas. Con los parámetros obtenidos del ensayo de penetración (SPT) se podrá estimar indirectamente el (ϕ), de los materiales granulares en relación a la densidad relativa (D_r) la cual se obtendrá a partir del NSPT [48]. En la actualidad existen diversas propuestas para estimar en ϕ como se indica en la Tabla 36.

Tabla 36: Ángulo de rozamiento interno

Ángulo de rozamiento interno (ϕ) según varios autores.	
Meyerhof en 1956	$\Phi = 25 + 0.15D_r\%$ (>5% arenas finas y limos) $\Phi = 30 + 0.15D_r\%$ (<5% arenas finas y limos)
Giuliani y Nicoll (métodos estadísticos)	$\text{tg}(\Phi) = 0.575 + 0.361D_r^{0.866}$
Dunham (Correlaciones)	$\Phi = (12 * N)^{1/2} + 25$
Osaki	$\Phi = (20 * N)^{1/2} + 15$
Muromachi (1974)	$\Phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N}$

Donde: N es el número, corregido, de golpes del SPT.

Fuente: Elaboración Propia.

2.2.2.1.3.6 Densidad relativa (D_r) para suelos friccionantes no cohesivos

Los principales métodos empleados para determinar la densidad relativa de las arenas son de Terzaghi-Peck (1948)-Skempton (1986) los cuales se basan en los resultados obtenidos en el SPT realizando correlaciones con ciertas propiedades mecánicas de los suelos como lo indica en la Tabla 37, además se puede emplear otra correlación entre la densidad relativa y NSPT propuesta por Hunt 1984 esta clasificación se basa en la correlación del número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT). Como lo indica en la Tabla 37 [48].

Tabla 37: Densidad relativa según Terzaghi-Peck

Profundidad. (m)	Valor del "SPT" N	Módulo de Balasto Unitario kv1 (MN/m ³)
0.85	5	36
1.00	6	41
1.70	6	41
1.85	7	46
2.00	7	46
2.20	9	57
2.35	23	133
2.50	22	128
2.70	21	122
2.85	20	116
3.00	19	111

Fuente: Cálculo de la capacidad portante basado en geofísica y método convencional.

Tabla 38: Densidad relativa según Hunt 1984

Densidad relativa del suelo Dr %		
Parámetros	(N60)	Dr%
Muy suelta	0-3	0-15
Suelta	3-8	15-35
Medianamente densa	8-25	35-65
Densa	25-42	65-85
Muy densa	42-58	85-100

Fuente: Cálculo de la capacidad portante basado en geofísica y método convencional

Para la presente investigación se tomará en cuenta los datos proporcionados por la Tabla 38 propuesta por Hunt 1984 ya que la correlación se basa en el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT). Con los datos obtenidos en la Tabla 24 se determinó que la densidad relativa del suelo en estudio es de 0.615.

Para determinar el ángulo de fricción del suelo se tomará como referencia la correlación propuesta por diferentes autores, como lo indica en la Tabla 36 con los parámetros anteriormente obtenidos se determinó que el tipo de suelo en estudio es SM (Arena-limosa) ya que más del 12% pasa por la malla N. 200 [48].

➤ Meyerhof en 1956

$$\Phi = 25 + 0.15Dr\% \text{ (>5\% arenas finas y limos)} \quad \text{Ec. 35}$$

$$\Phi = 25 + 0.15Dr\%$$

$$\Phi = 25 + 0.15 * (0.615)$$

$$\Phi = 25.092$$

➤ Giuliani y Nicoll (métodos estadísticos)

$$\text{tg}(\Phi) = 0.575 + 0.361Dr^{0.866} \quad \text{Ec. 36}$$

$$\text{tg}(\Phi) = 0.575 + (0.361 * 0.615^{0.866})$$

$$\text{tg}(\Phi) = 0.8119$$

➤ Dunham (Correlaciones)

$$\Phi = (12 * N)^{1/2} + 25 \quad \text{Ec. 37}$$

$$\Phi = (12 * 0.615)^{1/2} + 25$$

$$\Phi = 27.716$$

➤ Osaki

$$\Phi = (20 * N)^{1/2} + 15 \quad \text{Ec. 38}$$

$$\Phi = (20 * 0.615)^{1/2} + 15$$

$$\Phi = 18.50$$

➤ Muromachi (1974)

$$\Phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N} \quad \text{Ec. 39}$$

$$\Phi = 20 + 3.5 * \sqrt{0.615}$$

$$\Phi = 22.744$$

Mediante los cálculos realizados se determinó que el ángulo de fricción interna del suelo en estudio es de 23.512

2.2.2.1.3.7 Capacidad portante del suelo.

En cimentaciones la capacidad portante, es la capacidad del suelo para soportar cargas aplicadas sobre el mismo las cuales no provoquen falla o daño en la estructura soportada, se podría deducir que es la máxima presión media de contacto suelo-cimentación, con la finalidad de evitar fallas de corte en el suelo o asentamientos diferenciales. La capacidad portante admisible se basa en los siguientes criterios: [48].

- Se denomina carga de hundimiento si el suelo de cimentación soporta una determinada tensión independientemente de la deformación [48].
- Para obtener un equilibrio entre la tensión aplicada al suelo y la deformación sufrida por el mismo, la capacidad portante se determinará mediante criterios de asentamiento admisible [48].

Existen varios métodos para determinar la capacidad portante del suelo como lo indica las siguientes ecuaciones, Con los datos obtenidos del ensayo de penetración estándar, se realizará los cálculos de la capacidad portante del suelo en estudio.

Alternativa 1

$$q_{adm} \text{ [KPa]} = 11.98 * N_{corregido} * \left(\frac{B+0.3}{B}\right) * C_D \text{ para } B > 1.2\text{m}$$

Ec.40

Donde:

C_D : es un factor de empotramiento definido en la siguiente expresión:

$$C_D = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

Ec. 41

Df: Profundidad del plano de cimentación

B: Ancho equivalente del cimiento

$$N_{corregido} = N * C_n$$

Ec. 42

El coeficiente C_n fue calculado por la ecuación propuesta por los autores Liao y Whitman (1985), lo que se consideró la más representativa: [48].

$$C_n = \frac{1}{(Pa)^{0.5}}$$

Ec. 43

Donde:

Pa: Presión de confinamiento:

$$Pa = \frac{\gamma * Df}{P_{atm}}$$

Ec. 44

Donde:

γ : Peso específico del suelo (kg/cm^3)

Df: Profundidad del plano de cimentación

P_{atm} : Presión atmosférica (kg/cm^2)

Para suelos arenoso limoso, con valores de N mayores a 15 y en presencia del nivel freático para cálculo de $N_{corregido}$ se emplea la siguiente fórmula: [48].

$$N_{corregido} = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

Ec. 45

Alternativa 2

La capacidad de carga también depende del tipo de cimentación, factor de seguridad al igual que las características propias del suelo, para la investigación se empleará la fórmula modificada de Meyerhof [48].

$$q_{adm} = \frac{N}{10} [kg/cm^2]$$

Donde:

Ec. 46

N: es el número, corregido, de golpes del SPT.

Alternativa 3

La ecuación más empleada para determinar la capacidad de soporte admisible (q_a) de un suelo es la presentada por Peck, Hanson & Thornburn (1974) [48].

$$q_{adm} [kg/m^2] = 1000 * N_{corregido}$$

Donde:

Ec. 47

N: corregido calculado por la fórmula:

$$N = N_{campo} * C_N$$

Donde:

Ec. 48

C_N : es el coeficiente de corrección, y según los autores como Peck, Hansen, y Thornburn (1974), se considera que:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{200}{\sigma_{vo}} \right) \leq 2.0$$

Donde:

Ec. 49

σ_{vo} :esfuerzo efectivo vertical en (t/m^2)

Liao y Whitman (1985), proponen calcular coeficiente con la Ecuación 50 ya que en esta expresión se considera que el nivel freático está localizado a profundidad considerable, un asentamiento esperado de 25.4 mm, además existe una correlación por confinamiento efectivo [48].

$$C_N = \left(\frac{1}{\sigma_{vo}^n}\right)$$

Donde: Ec. 50

σ_{vo} : es esfuerzo efectivo vertical en (kp/cm²) y el valor de n \approx 0.5.

2.2.2.1.3.8 Módulo de Balasto

Para obtener un correcto análisis estructural es ineludible estimar las deformaciones causadas por las cargas que transfiere la cimentación al suelo. El módulo de balasto es un parámetro asociado con la tensión, ya que es la relación entre tensión- deformación transmitida al terreno por medio de una placa rígida. Es decir, es la pendiente de la recta la cual acopla el origen de la coordenada con el punto de la curva tensión - deformación que produce un asentamiento de la placa [48].

Para obtener un valor aproximado del Módulo de Balasto unitario kv1 se tomará en cuenta los valores obtenidos en el ensayo de penetración estándar ya que este parámetro es empleado para determinar la deformación existente en el suelo que es sometido a un estado de tensiones [48].

$$K_1 = 192 * (N^{0.64}) * \left[1 - \left(\frac{1}{1.5}\right)^{(0.15+0.004*N)}\right] (MN/m^3)$$

Donde: Ec. 51

N: el número de golpes del ensayo de penetración estándar

Tabla 39: Módulo de balasto en función del resultado del SPT (N60) para suelos finos

Densidad Relativa Dr%	
(NSPT)	Dr%
<4	<0.15
4-10	0.15-0.35
10-30	0.35-0.65
30-50	0.65-0.58
>50	0.58-100

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

3.1.1 Ensayo de penetración estándar SPT

Mediante el ensayo de penetración estándar se determinó el tipo de suelo según la NEC, SUCS, plasticidad, contenido de humedad, velocidad de onda de corte, ángulo de fricción interna, densidad relativa del suelo. La Tabla 40 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 40: SPT, Perforación 1

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR “SPT” Perforación 1 (h= -0.00 a 3.00 m)	
Coordenadas (WGS 84 Zona 17S) Este: 764308.11 m Norte: 9859761.82 m	
Parámetros	
NEC 2015	Perfil tipo D, $50 > N \geq 150$
Parámetro de SUCS	Arena con finos, (SM) más del 12% de la masa total pasa por la malla No 200
Contenido de humedad	-1m= 4.36% -2.50m= 10.53% -2m= 5.46% -3.00m= 8.69%
Plasticidad	Suelo no plástico
Velocidad de onda de corte V_{s30}	$V_{s30} = 263.59$ m/s, según la NEC 2015, para un Perfil tipo D la velocidad de onda está en un intervalo de 360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
Angulo de fricción interna	$\Phi = 23.512$
Densidad relativa del suelo	0.615%

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.2 Vulnerabilidad sísmica Método Cualitativo.

3.1.2.1 Inspección Visual Rápida FEMA 154.

En el capítulo I se determinó que, para obtener el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura en estudio, se empleara la metodología del FEMA 154 mediante una inspección visual rápida. Para la ejecución de la misma se empleó los formatos de alta sismicidad estos coinciden con la zona de estudio en la que está emplazada la estructura, según la tipología del sistema estructura se ha clasificado como C2 (pórticos de hormigón armado con muros estructurales) [15]

Nivel 1

Según el FEMA 154 el Nivel 1 verifica y actualiza la información actual de la estructura como: irregularidad en planta y elevación, número de pisos, corroborar el tipo de suelo, peligros geológicos, identificar cargas por gravedad y resistencia a la fuerza sísmica entre otros aspectos importantes los cuales obtendrán un valor a partir de la puntuación básica del formulario. [15]

Figura 32: Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154.



Fuente: Elaboración propia.

Es de vital importancia la identificación y ubicación adecuada del objeto de estudio, la estructura se identificará por la dirección, código postal, latitud, longitud, ya que el FEMA es un código internacional solicita colocar los coeficientes sísmicos S_1 y S_s estos valores se los obtiene de las curvas de peligro sísmico de la NEC SE DS. El evaluador se identificará con el nombre o algún código, adicionalmente se colocará la fecha y hora de la inspección.

Se obtendrá las características importantes de la estructura como: irregularidades, número de pisos sobre o bajo el nivel principal, según la norma el daño que puede

sufrir la estructura está relacionado con la altura de la misma, uno de los elementos clave de la inspección es determinar la ocupación de la estructura, área total en planta, año de construcción y año de código en caso de no tener la información se realizara una aproximación de la edad de la estructura en base al uso y estilo arquitectónico. De igual forma es importante determinar el tipo de suelo, mediante el ensayo SPT realizado con anterioridad se determinó que tiene un suelo tipo D, en caso de no realizar este ensayo se debe seleccionar “DKN” y asumir un tipo de suelo D adicionalmente se identificaran los peligros geológicos y adyacencia [15].

Tabla 41: Paso 2, Inspección Visual FEMA 154.

Dirección: UTA – FACULTAD DE DISEÑO ARQUITECTURA Y ARTES			
Código Postal:		180103	
Otros Identificadore: AVENIDA DE LOS CHASQUIS JUNTO COLEGIO LA SALLE			
Uso: EDIFICIO EDUCACIONAL			
Latitud:	-1.26	Longitud:	-78.74
Ss:	s1:		
Evaluadores:	Fecha/Hora: 7-oct-20		
Nº pisos: sobre NPT:	4	Bajo NPT:	0
Área total en planta:(m2)		Año de construcción: ____ □ EST	
725.6		Año código:	
Ampliaciones:	<input type="checkbox"/> Ninguna	<input type="checkbox"/> Si, año de construcción	
Ocupación: Recreación	Comercial	Serv.Emerg.	<input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio
Industrial	Oficinas	Educación	<input type="checkbox"/> Gubemamenta
Serv.Público:Almacenamiento	Educación	Residencial	#Unidades:
Tipo de suelo:	<input type="checkbox"/> A(roca dura)	<input type="checkbox"/> B(roca prom.)	<input type="checkbox"/> C(Suelo denso)
<input type="checkbox"/> D (suelo rígido)	<input type="checkbox"/> E(suelo suave)	<input type="checkbox"/> F(suelo pobre)	DNK(Asumir Tipo D)
Peligros geológicos Licuefacción:Si/No/DNK		Deslizamiento:Si/No/DNK	
Ruptura de superficie:		Si/No/DNK	
Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo	<input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif.más altos		
Irregularidades:	<input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad)		El edificio presenta distintas plantas mas columnas cortas
	<input type="checkbox"/> En planta(tipo)		Esquinas con dimensiones pronunciadas
Peligros exteriores <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas	<input type="checkbox"/> Revestimientos pesados		
<input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas	<input type="checkbox"/> Anexos	<input type="checkbox"/> Otros	
COMENTARIOS			
La estructura presenta irregularidades en planta como en elevación, generando así irregularidades severas las cuales afectan drásticamente a la estructura			
<input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada			

Fuente: Elaboración propia.

En el capítulo I en la Tabla 3 se presentó la tipología de sistema estructural según la norma, en base a esta clasificación se determinó que la estructura en estudio presenta un sistema estructural tipo C2 (estructura de hormigón armado con muros estructurales), en base a este análisis se procede a ubicar la columna correspondiente para determinar el puntaje básico y de los modificadores. Según el FEMA 154 una

estructura puede estar afectada con irregularidad en elevación severa y moderada es decir si la estructura en estudio presenta solo un factor irregularidad es considerada como irregularidad moderada caso contrario si presenta dos o más se determinará como irregularidad severa.

Debido a que el FEMA 154 es una norma internacional, existe inseguridad al momento de escoger los parámetros de las posibles normas que fueron diseñadas las estructuras, el Pre-Código se refiere a las normas que estuvieron vigentes antes de año 2000 y Post-Código a las normas después del año 2000 [15].

Tabla 42: Paso 3, Inspección Visual FEMA 154.

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
Tipo de edificación no se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-0.1	-1.1	-1.1	-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	0.4	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(1-3pisos)	0.2	0.3	0.1	-0.2	-0.2	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(>3pisos)	-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	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1 $SL1 \geq Smin$ $SL1 = 2 - 1 - 0.8 = 0.2$ $Smin = 0.3$																	

Fuente: Elaboración propia.

Para finalizar la inspección en el Nivel 1, ubicamos información sobre la extensión de la revisión hecha, tipo de suelo y si se tuvo la oportunidad de contar con los planos de la estructura, luego nos ubicamos en la sección “OTROS PELIGROS” aquí ubicamos las opciones que presente la estructura en cuanto a factores como son golpeteo, peligro por caídas de elementos de edificios adyacentes, es necesario mencionar que estos formatos también pueden ser usados para determinar la vulnerabilidad de las estructuras luego de un sismo, por tanto, estas opciones serían de gran importancia para indicar el estado post terremoto de un edificio. En “ACCIÓN REQUERIDA” indicamos si la estructura requiere o no un análisis más detallado y si presenta peligros no estructurales [15].

Tabla 43: Paso 4, Inspección Visual FEMA 154

<p>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/>Parcial <input checked="" type="checkbox"/>Todos los lados <input type="checkbox"/>Aéreo</p> <p>Interior: <input type="checkbox"/>Ninguno <input checked="" type="checkbox"/>Visible <input type="checkbox"/>Ingreso</p> <p>Planos revisados <input checked="" type="checkbox"/>Sí <input type="checkbox"/>No</p> <p>Fuente de tipo de suelo: Tipo D</p> <p>Fuente de pliegos geológicos</p> <p>Persona Contacto:</p>	<p>OTROS PELIGROS ¿Existen otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural Detallada?</p> <p><input type="checkbox"/>Potencial golpeteo (a menos que SL2>que el puntaje limite aceptable)</p> <p><input type="checkbox"/>Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes</p> <p><input type="checkbox"/>Peligro geológicos o suelos tipo F</p> <p><input type="checkbox"/>Daño deterioro significativo en el sistema estructural</p> <p><input type="checkbox"/>Aéreo existente</p>	<p>ACCIÓN REQUERIDA ¿Se requiere de una evaluación estructural detallada?</p> <p><input type="checkbox"/>Si tipo de edificación FEMA desconocida u otro Tipo de edificación <input checked="" type="checkbox"/>Si puntaje menor que el puntaje limite aceptable <input type="checkbox"/>Si, otros peligros presentes</p> <p><input type="checkbox"/>No</p> <p>¿Se recomienda una evaluación estructural?</p> <p><input type="checkbox"/>Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/>No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/>No, no se han identificado peligros no estructurales</p> <p><input type="checkbox"/>DNK</p>
<p>EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA</p> <p><input type="checkbox"/>Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2</p> <p>Peligros no estructurales <input type="checkbox"/>Sí <input checked="" type="checkbox"/>No</p> <p>Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST: estimado o datos no confiables o DNK= no se sabe</p>		

Fuente: Elaboración propia.

Para conocer el grado de Vulnerabilidad Sísmica que presenta la estructura, este se basa en el puntaje final “S” obtenido con los parámetros antes expuestos. Como se mencionó en el Capítulo I la puntuación resultante de la evaluación del edificio, determinará si la estructura deberá reforzarse. En la Tabla 44 se detalla el puntaje final, según el FEMA 154 [15].

Tabla 44: Grado de Vulnerabilidad “S”

PUNTAJE FINAL. “S”	GRADO DE VULNERABILIDAD
$S \leq 2$	Alta vulnerabilidad
	Probabilidad de 1 en 100 de que colapse
	Método más detallado (análisis lineal en caso de requerir un análisis no lineal)
$S \geq 2$	Baja vulnerabilidad
	No requiere reforzamiento
	Probabilidad de 1 en 1000 de que colapse
$S_{min} 0.3$	Probabilidad de 1 en 2 es decir un 50% de probabilidad que esta colapse. Recomienda que la estructura sea revisada por un experto en diseño sísmico

Fuente: Elaboración propia.

Se determinó que la estructura en estudio tiene un alto grado de vulnerabilidad sísmica, es decir, requiere de métodos más detallados como es el análisis lineal, si cumple no hay que reforzar caso contrario se realiza un análisis no lineal si es óptimo no requiere refuerzo al contrario definitivamente hay que reforzarla. Se muestra el formato completo del FEMA154, Nivel 1 en la Figura 45 con toda la información obtenida mediante la inspección visual.

Tabla 45: Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 1.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P-154, Formulario de recolección de datos		Nivel 1 ALTA SISMICIDAD															
FOTOGRAFIA 		Dirección: <u>LUTA – FACULTAD DE DISEÑO ARQUITECTURA Y ARTES</u> Código Postal: <u>180103</u> Otros Identificadores: <u>AVENIDA DE LOS CHASQUIS JUNTO COLEGIO LA SALLE</u> Uso: <u>EDIFICIO EDUCACIONAL</u> Latitud: <u>-1.26</u> Longitud: <u>-78.74</u> Ss: _____ s1: _____ Evaluadores: _____ Fecha/Hora: <u>7-oct-20</u> Nº pisos: sobre NPT: <u>4</u> Bajo NPT: <u>0</u> Año de construcción: _____ EST Área total en planta:(m2) <u>725.6</u> Año código: _____ Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción Ocupación: Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv.Emerg. <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamenta Serv.Público:Almacenamiento <input type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Residencial #Unidades: _____ Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A(roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(Suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E(suelo suave) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre) DNK(Asumir Tipo D)															
CROQUIS UBICACIÓN: 		Peligros geológicos Licuefacción:Si/No/DNK Deslizamiento:Si/No/DNK Ruptura de superficie: Si/No/DNK Adyacencia: <input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif.más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) <u>El edificio presenta distintas plantas mas columnas cortas</u> <input type="checkbox"/> En planta(tipo) <u>Esquinas con dimensiones pronunciadas</u> Peligros exteriores <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input checked="" type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros COMENTARIOS La estructura presenta irregularidades en planta como en elevación, generando así irregularidades severas las cuales afectan drásticamente a la estructura <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada															
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	MH
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 en elevación severa, VL1	-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 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	-1	-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	-0.9	-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	-0.1
Post 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
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	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E(>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, Smin	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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin		SL1		2-1-0.8=0.2		Smin=0.3											
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: <u>Tipo D</u> Fuente de los Peligros Geológicos Persona contacto: _____ EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No		OTROS PELIGROS Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo,(a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo Existen		ACCIÓN REQUERIDA Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input checked="" type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite 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 checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK													
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: Elaboración propia

Nivel 2.

Mediante el nivel 1 del FEMA 154 se determinó que la estructura en estudio tiene un alto grado de vulnerabilidad sísmica. Para complementar la información se desarrolló el Nivel 2 este nivel es más detallado que el anterior.

El formulario presenta una descripción de la edificación en estudio, como es la irregularidad en planta (PL1), Irregularidad en elevación (VL1) obtenidas en el Nivel Además los datos del inspector, hora y fecha de la inspección [15].

Tabla 46: Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 2

Nombre Edificio: Facultad de Diseño Arquitectura y Artes	Puntaje final Nivel 1	SL1= <u>0.3</u> (No se considera SMIN)
Inspector: Pamela Tamay	Modificadores de irregularidad Nivel 1: Puntaje base ajustado	Irregularidad vertical VL1= <u>1</u> Irregularidad en planta, PL1 <u>-0.8</u> S' = (SL1-VL1-PL1) = <u>2.1</u>
Fecha/Hora: 07 de Octubre		

Fuente: Elaboración propia

Según el sistema estructural del edificio se penaliza por una irregularidad en elevación (VL2) en la Tabla 47 se determinó que la estructura esta penalizada por irregularidad severa y columnas cortas.

Tabla 47: Paso 2, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema:	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador		Si	Subtotales
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro	-1.2	VL2=-1.5 -1.2
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro		
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W1 con 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 ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: 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 W1: 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	
	Discontinuidad	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	-1	
		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	
	Columnas cortas	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 o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
		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 o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo	-0.5	
	Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1	
Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación		-0.5		

Fuente: Elaboración propia

En el paso 3 se penaliza a la estructura por irregularidades en planta (PL2) la estructura en estudio presenta irregularidades en planta las cuales afectan al desempeño sísmico de la misma además esquina reentrantes, ya que esquinas con grandes dimensiones están presentes en la estructura, de igual forma se penalizo por golpeteo ya que la estructura esta dividida por una junta en dos bloques [15].

Tabla 48: Paso 3, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.

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 abertura frontal del WIA mencionada anteriormente.)			-0.7	PL2= -1.1 Tope en 1.1
	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 abertura 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	
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			-0.3	M= -1.0
Golpeteo	La edificación esta separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-1	
				-1	
				-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.			-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento			-0.4	
Edificación PCI/RM1	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 Readecuación)			0.3	
Edificación PCI/RM2	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 arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda			1.2	
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.			1.4	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) \geq S_{mín}$: $2.1-1.2-1.1+1.0= -1.2$ USAR $S_{mín} = 0.3$ Transferir a formulario 1					
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> 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					

Fuente: Elaboración propia

Para finalizar se determina los peligros no estructurales observables que presenta la edificación tanto en el exterior como interior.

Tabla 49: Paso 4, Inspección Visual Rápida, FEMA 154 Nivel 2.

PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (Chequear 'Si o No')	SI	NO	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada 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 anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			

Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1) <input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida
Comentarios:

Fuente: Elaboración propia

La tabla 50 muestra el grado de vulnerabilidad de la estructura, S igual a 0.3 de igual forma que el Nivel 1 la estructura fue evaluada con el puntaje mínimo según la Tabla 38 existe una posibilidad de colapso de 1 en 2 (50%) es decir la estructura tiene una alta vulnerabilidad sísmica, se recomienda que esta sea revisada por un experto en diseño sísmico. La tabla 50 muestra el formato del Nivel 2 completo según el FEMA 154 [15].

Tabla 50: Inspección Visual Rápida, FEMA 154. NIVEL 2

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.				Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.				ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica						
Nombre edificio:	FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA Y ARTES	Puntaje Final Nivel 1:	SL1= 0.3	(no se considera SMIN)		
Inspector:	FANELLA TAMAY	Modificadores de Irregularidad Nivel 1:	Vertical Irregularity, VLI = 4	Irregularidad en planta, PL1 = -0.6		
Fecha/Hora:	07 DE OCTUBRE 2020	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S=(SL1-VLI-PL1)= 2.1			
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE						
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)			SI	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro				
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro				-1.2
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.				-0.3
		Casa W1 con 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 ocupados por encima, usar como mínimo 40.6 cm de pared)				-0.8
		Edificación W1A con apertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.				-1.2
		Edificación no W1: 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
	Discontinuidad	Edificación no W1: 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				-1
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.				-0.5
	Columnas cortas	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 o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan 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				-1	
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación				-0.5	
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 W1A mencionada anteriormente.)				-0.7	
	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	
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 esta separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y		Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-1	
Edificación S2	Es visible una geometría X de arriostramiento.				-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento				-0.4	
Edificación PC1/RM1	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 PC1/RM2	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 arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda				1.2	
Readequación	Una readequación o un acondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.				1.4	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ SMIN:				2.1 - 1.2 - 1 + 1.0 = -1.2	USAR SMIN = 0.3	
Transferir a formulario 1						
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> 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						
PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES						
Ubicación	Aspecto (Chequear "Si o No")			SI	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada 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 anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.					
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.					
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida					
Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.						
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)						
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada						
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida						
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida						
Comentarios						

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2 Inspección Visual Rápida NEC 2015

La Norma Ecuatoriana de la conducción NEC 2015 entrega una Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras la misma que se basa en la norma FEMA 154 este formulario consta de un nivel de instigación. Según la NEC 2015 mediante el formulario se realizará la evaluación visual rápida para determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura cabe recalcar que se empleará un formulario para cada estructura [25].

1. Primero se documentará la información de la estructura dirección, tipo de uso, año de construcción entre otros aspectos, además la información del evaluador. Se colocará la fotografía y el esquema en planta y evaluación de la estructura en estudio cabe recalcar que los planos arquitectónicos de la estructura están en el Anexo F [25].

Tabla 51: Paso 1, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS		
Esquema Estructural en Planta y Evaluación de Edificación	DATOS DE EDIFICACIÓN	
	Dirección: Avenidad de los Chasquis y Río Guallabamba	
	Nombre de la edificación: FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA Y ARTES	
	Sitio de referencia: UTA Campus Huachi	
	Tipo de uso: Edificio Educativo	Fecha de evaluación: 07 DE OCTUBRE 2020
	Año de construcción:	Año de remodelación:
	Area construida en m2: 725.61	Número pisos: 4
	DATOS DEL PROFESIONAL	
	Nombre del evaluador: PAMELA TAMAY	
	C.I.: 1805240924	
Registro senescyt:		
Fotografía		
REVISAR ANEXOS DE PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS		

Fuente: Elaboración propia

2. Segundo se procede a identificar la tipología del sistema estructural, la Guía presenta 13 tipos de construcción de los cuales se determinó un índice de peligro estructural (puntaje básico) este se basa en el FEMA 154 Y 155 Mediante la inspección se determinó que la estructura en estudio tiene una tipología C2 (Estructuras de Hormigón Armado con Muros Estructurales) [25].

Tabla 52: Paso 2, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico hormigón armado	C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. armado con muros estructurales	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frío Pórtico acero laminado con muros	S4
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Elaboración propia

3. Tercero se determinará el puntaje básico, modificadores y puntaje final S para evaluar la vulnerabilidad de la estructura frente a un sismo. Los modificadores son los principales factores que perjudica elocuentemente el rendimiento de la estructura este depende del tipo de estructura.

Según la norma el puntaje básico para el sistema estructural C2 es de 2.8. la altura de la estructura se la considero como media ya que la misma consta de 4 pisos, además la estructura fue penalizada por irregularidad en planta y elevación, esta presenta un postcodigo moderno de diseño es decir fue construida a partir del 2001. Para determinar el tipo de suelo se realizó en el ensayo SPT dando como resultado un suelo tipo D con velocidad de onda cortante de suelo ($360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$). En base a los datos obtenidos se determinó que el grado de vulnerabilidad sísmica “S” es de 3.5 [25].


Tabla 53: Paso 3, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL SNEC2015														
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0	
ALTURA DE 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	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.	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA 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 aparte 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	
Puntaje final S	3.5													

Fuente: Elaboración propia

4. Como se mencionó antes el puntaje Final S es de 3.5 la norma platea rangos para determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura los mismos se indican en la tabla 53 según los datos obtenidos la estructura presenta una baja vulnerabilidad como se indica en la tabla 54 [25].

Tabla 54: Paso 4, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

Grado de vulnerabilidad sísmica		
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	
2.0> S >2.5	Media vulnerabilidad	
S>2.5	Baja vulnerabilidad	X
		 Firma responsable Evaluación
Observaciones: La estructura presenta graves irregularidades en planta y elevación, así como también patologías de columna corta y columnas esbeltas		

Fuente: Elaboración propia

La evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones, además de determinar el grado de vulnerabilidad de las estructuras, podría realizar inventarios de edificaciones para posibles rehabilitaciones, planes de emergencia en caso de eventos sísmico. El objetivo de realizar la evaluación Post -Evento es definir las condiciones de daños en las estructuras y seguridad de las mismas [25].

Mediante las matrices planteadas por el FEMA154 se demostró que la estructura en estudio tiene un alto grado de vulnerabilidad sísmica, es decir, requiere de métodos más detallados como es el análisis lineal, caso contrario en la evaluación rápida que plantea la NEC 2015 se determinó que la estructura presenta una baja vulnerabilidad sísmica.

3.1.3 Vulnerabilidad sísmica Método Cuantitativo

3.1.3.1 Análisis lineal de la estructura

Para determinar el desempeño sísmico de una estructura además de emplear el método cualitativo es necesario emplear el cuantitativo ya que este es más detallado y objetivo, debido a que se realizan ensayos no destructivos a la estructura para 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 [18].

3.1.3.1.1 Definición de Materiales

Los materiales que se emplean para la modelación de la estructura es el hormigón donde la resistencia a la compresión se utiliza el valor promedio obtenido del ensayo con el esclerómetro, para la resistencia a la fluencia del acero f_y se tomara el acero corrugado para cada elemento estructural.

Tabla 55: Materiales para el analisis lineal

Hormigón $f'c$	$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_{\text{hormigón}}$	2400 kg/m^3
Módulos de elasticidad del hormigón	$202944.33 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia

3.1.3.1.2 Definición de secciones

La estructura se representa con el Bloque 1 – Bloque 2 en la Tabla 56 muestra el estado actual del edificio con sus respectivas secciones tanto en columnas y vigas. Se realizará un análisis para corroborar que cumpla con los parámetros sismorresistentes que plantea la NEC SE DS.

Tabla 56: Características de las estructuras.

Parámetros	Fatores	NEC-SE-DS
Tipo de estructura	Pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas	NEC-SE-DS 6.3.4
BLOQUE 1		
Parámetros	Sección	Unidad
Col cuadradas	65x70	cm
Col circulares	70	cm
Vigas X	50x60	cm
Vigas Y	50x60	cm
Losa	25	cm
Muro ascensor	20	cm
BLOQUE 2		

Parámetros	Sección	Unidad
Col cuadradas	65x70	cm
Col circulares	70	cm
Vigas X	50x60	cm
Vigas Y	50x60	cm
Vigas Banda X	35x25	cm
Vigas Banda Y	35x25	cm
Losa	25	cm

Fuente: Elaboración propia.

3.1.3.1.3 Carga Sísmica

Para obtener el desempeño sísmico de la estructura en estudio, de acuerdo con la NEC-SE-DS y NEC -SE-RE se emplearán diferentes niveles de amenaza sísmica. Para determinar estos se emplearán los espectros que proporciona la norma ecuatoriana, como ya se mencionó [18].

Mediante los datos obtenidos del ensayo SPT realizado en la zona donde se encuentra emplazado el objeto de estudio se estableció que la zona tiene un tipo de suelo D, según la clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En base al dato obtenido se determinara los coeficientes de amplificación del suelo [43].

Fa. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto [34].

Tabla 57: Tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca [34].

Tabla 58: Tipos de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos [34].

Tabla 59: Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo

Fs.

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	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

Para determinar el espectro de respuesta de la NEC 2015 para un periodo de retorno de 475 años, es importante determinar los coeficientes de amplificación de suelo, este lo obtenemos mediante el tipo de suelo y el factor de zona (z). En la Tabla 60 se muestra los valores seleccionados para cálculo del espectro de respuesta.

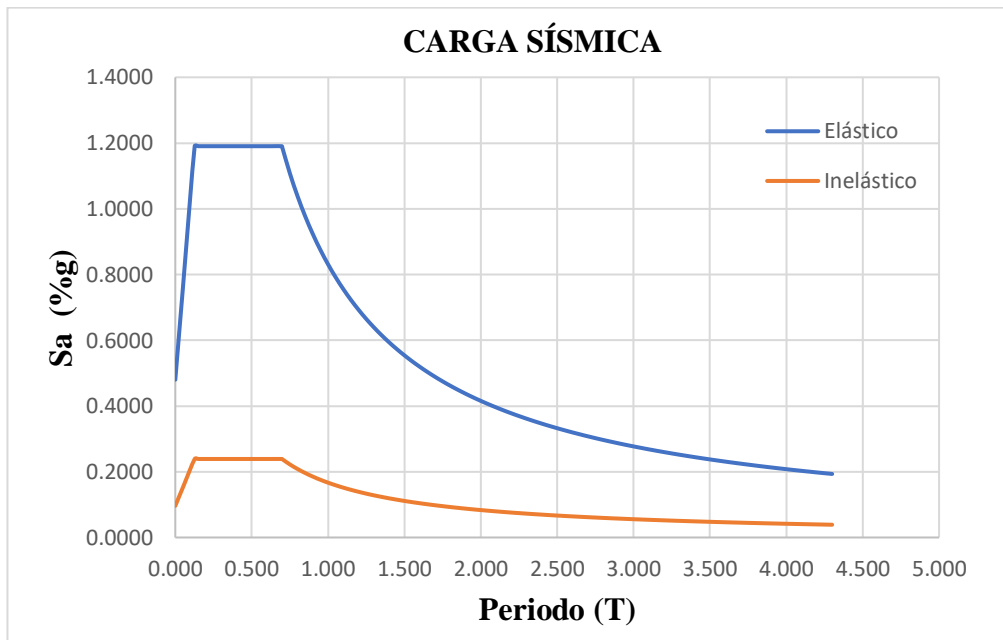
Tabla 60: Factor de zona y factores de Suelo.

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

Fuente: Elaboración propia.

Como se presentó en el capítulo I en la Tabla 61, muestra los espectros que se emplearan como carga sísmica para realizar el análisis lineal estático, además la diferencia que existe entre; el espectro de respuesta según la NEC con un periodo de retorno de 475 años

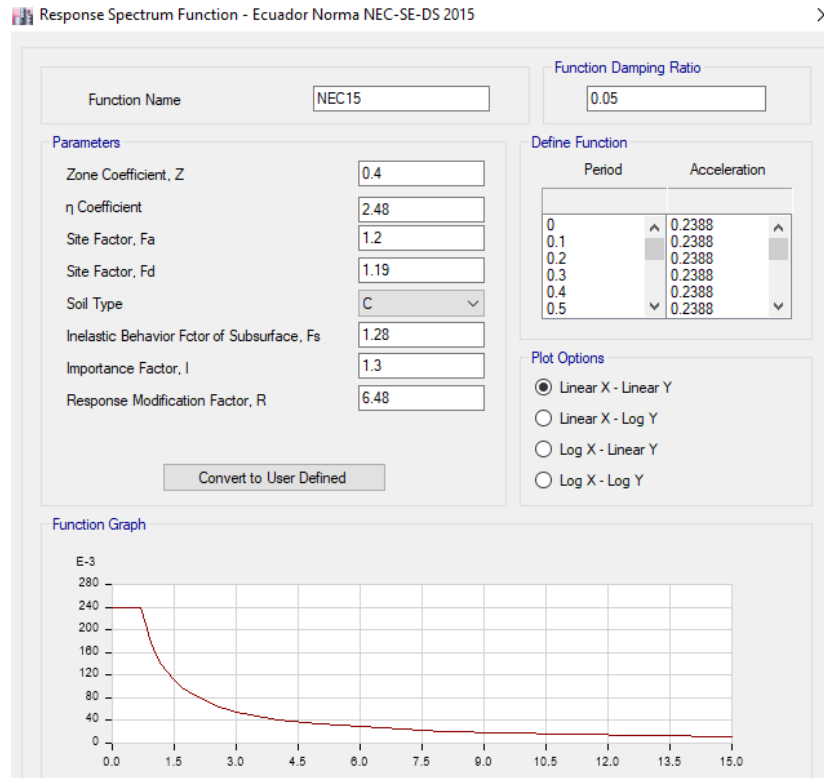
Tabla 61: Espectro de Respuesta NEC 2015



Fuente: Elaboración propia.

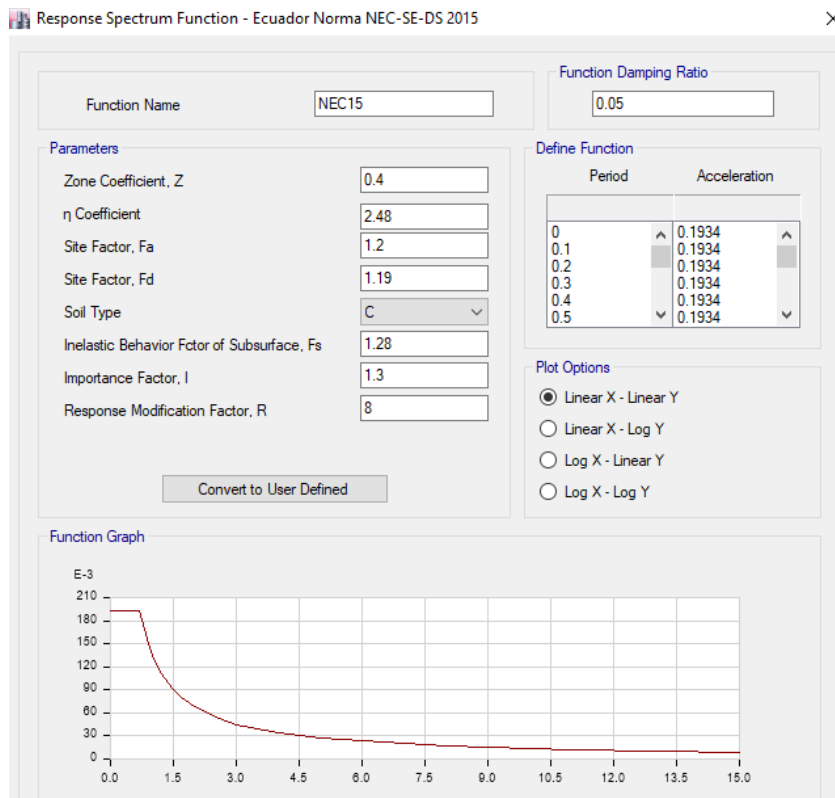
Se define el espectro en el programa para cada bloque de la estructura con los valores propuestos por la norma NEC 2015, se presenta en las siguientes figuras los valores ingresados.

Figura 33: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 – Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 34: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 – Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

3.1.3.1.4 Periodo de Vibración

La Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC SE DS establece dos métodos para obtener el periodo de vibración para estructura en estudio se tomará en cuenta el método 1 como se muestra a continuación [34].

$$T_a = C_t * H_n^\alpha$$

Ec 53

Donde:

T_a = Periodo de Vibración

C_t y α = coeficiente que depende del tipo de Edificio.

H_n = Altura del edificio.

Los periodos de vibración calculados de la estructura en estudio, (Bloque 1 y Bloque 2) se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 62: Valor del Periodo de Vibración

Parámetro	T_{a1}	Unidad
Bloque 1	0.607	s
Bloque 2	0.607	s

Fuente: Elaboración propia.

Coefficiente Basal estático.

Según la NEC SE DS el coeficiente basal es el porcentaje del peso total de la estructura en estudio aplicada como fuerza lateral en la base de la misma [34].

$$CB = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \theta_p * \theta_e}$$

Donde:

Ec. 53

CB: Coeficiente Basal

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

θ_p y θ_e : Coeficientes de configuración en planta y elevación

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

T_a : Período de vibración

Para determinar el coeficiente basal se utilizan los factores de carga sísmica y configuración estructural se muestran en la Tabla 63, para el Bloque 1 y Tabla 46 para el Bloque 2 según el espectro de respuesta de la NEC 2015

Tabla 63: Valor del Coeficiente Basal.

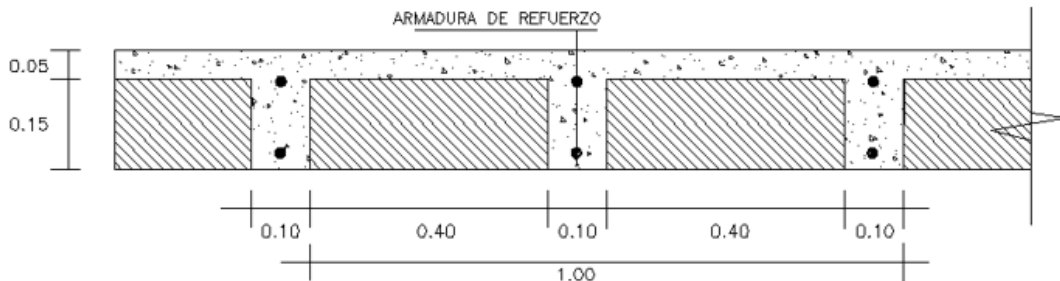
Parámetro	CB	Unidad
Bloque 1	0.2388	% g
Bloque 2	0.1934	% g

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4 Carga Gravitacional

Debido a que no se adquirió los planos estructurales, se procedió a tomar medidas en sitio de los elementos estructurales principales columnas, vigas, losas, longitudes de las paredes de un piso tipo y verificar la ocupación de la estructura, de esta manera obtendremos el adicional de cargas muertas, cargas vivas.

Figura 35: Carga Muerta de Losa



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64: Resumen de las paredes

Datos	
Cm pared llena	112.51 kg/m ²
Cm pared con ventana	65.66 kg/m ²
Cm pared de vidrio	1.30 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 65: Carga muerta Total de las Paredes sobre los tableros de la losa.

ELEMENTOS	UNIDAD	h(m)	ESPE. M.	LONG (m)	PESO Kg/m3	ESPE. kg/m2
PP Loseta	1	0.05	1	1	2400	120
PP Nervio	1	0.2	0.1	3.6	2400	172.8
P Bloque	8	1	1	1	8	64
P Enlucido	1	0.03	1	1	1900	57
P Acabado	1	0.015	1	1	1600	24
					CM Losa	437.8

Fuente: Elaboración propia.

CM pared piso

$$= CM \text{ pared llena} + CM \text{ de pared con ventana} + CM \text{ pared vidrio}$$

Ec. 52

$$CM \text{ pared piso} = 112.51 \frac{Kg}{m^2} + 65.66 \frac{Kg}{m^2} + 1.30 \frac{Kg}{m^2}$$

$$CM \text{ pared piso} = 179.47 \frac{Kg}{m^2}$$

Tabla 66: Cargas para Modelación

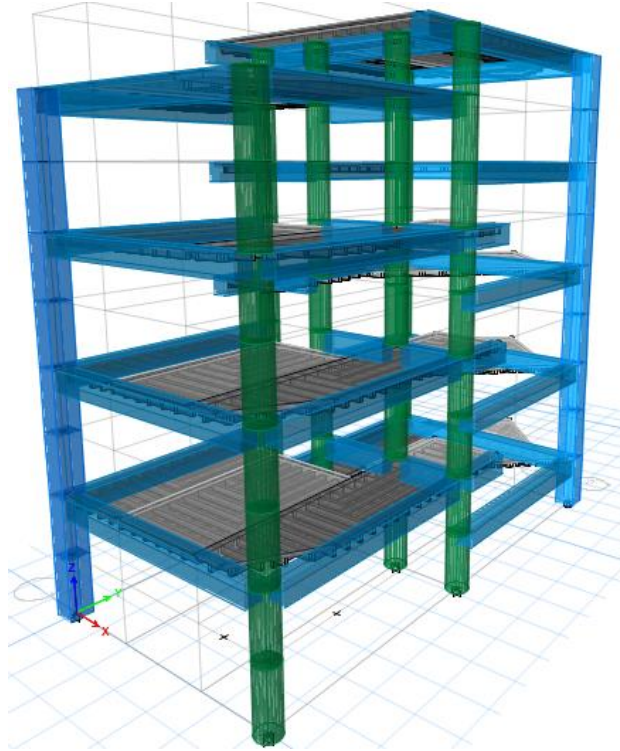
Carga Viva NEC-SE-CG 2015	CV Entrepiso (aulas)= $200 \frac{Kg}{m^2}$
	CV Entrepiso(corredor)= $480 \frac{Kg}{m^2}$
Entrepiso	ACM = $350 \frac{Kg}{m^2}$
Terraza	$ACM = 145 \frac{Kg}{m^2} + 192 \frac{Kg}{m^2}$ Losa Viga Periféricas CV Terraza = $100 \frac{Kg}{m^2}$ (asignar a losa)

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.1 Configuración estructural

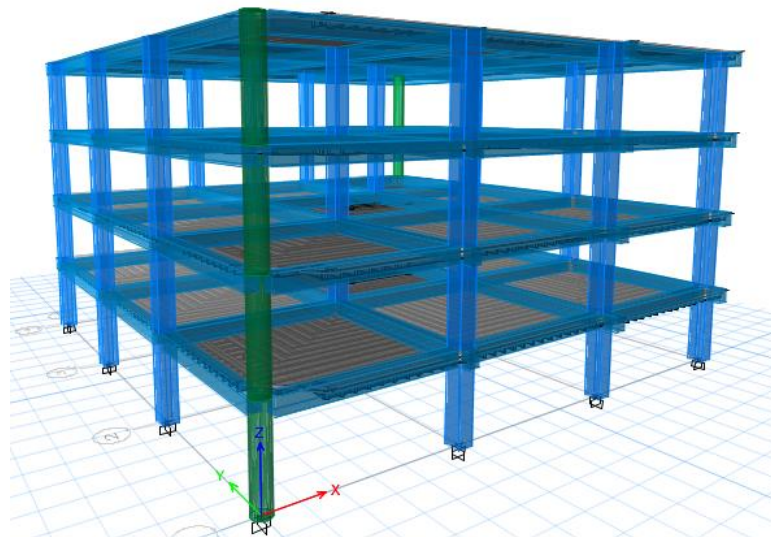
La estructura es un sistema aporticado de concreto reforzado el Bloque 1 tiene una altura de 16.2m y Bloque 2 una altura de 14.4m

Figura 36: Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 37: Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

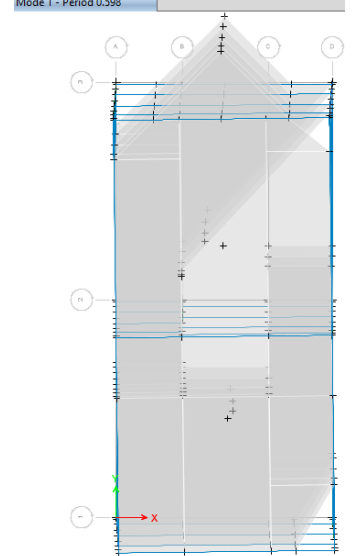
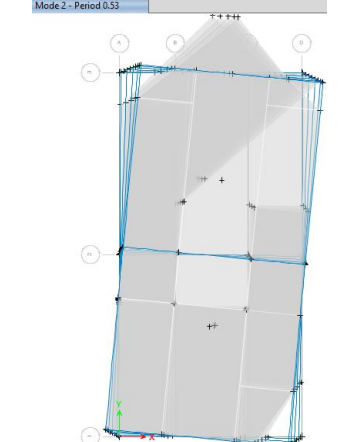
3.1.5 Análisis de resultados

Para que la edificación cumpla con un diseño adecuado se debe realizar los siguientes chequeos según la NEC-SE-DS 2015.

▪ **Periodo de vibración**

Según la normativa ecuatoriana el periodo de vibración de la edificación se calcula por dos métodos: el método 1 el cual estima el valor con la expresión descrita en Ecuación 53, el método 2 se lo obtiene del análisis lineal que se presenta en la siguiente tabla los valores del periodo para cada modo de vibración.

Figura 38: Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 1.

Modo	Periodo (seg)	
1	0.598 Dirección Y	
2	0.530 Dirección Z	

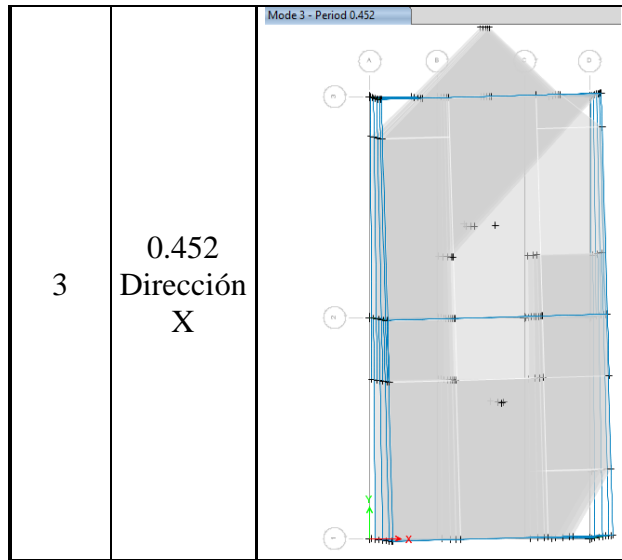


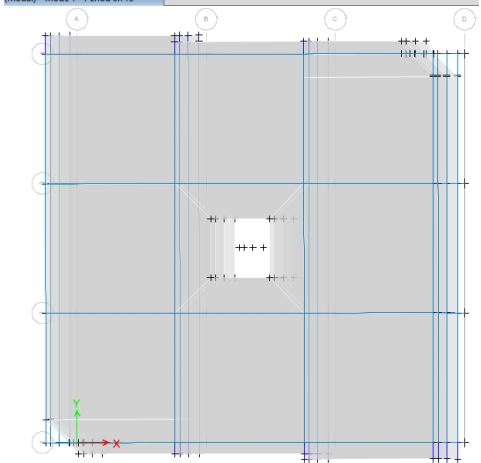
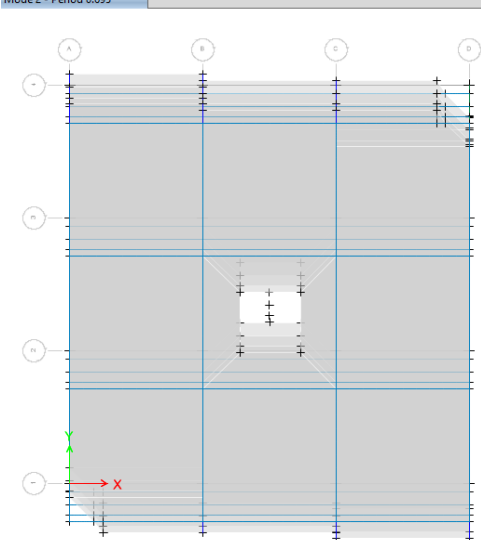
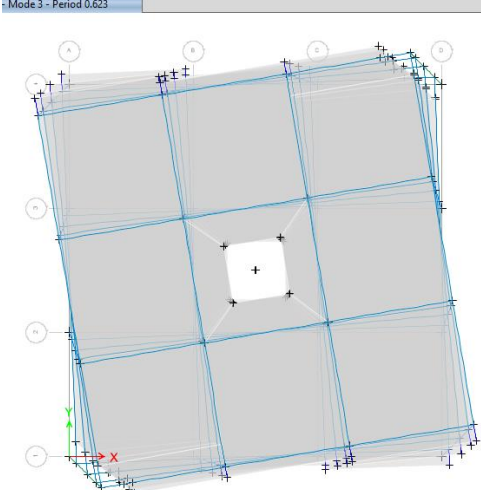
Figura 39: Fuente: ETABS 2016

Tabla 67: Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 1

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.5980	0.0001	0.7676
2	0.5300	0.0611	0.0029
3	0.4520	0.7236	0.0000
4	0.1800	0.0000	0.1118
5	0.1620	0.0106	0.0004
6	0.1390	0.1055	0.0000
7	0.0910	0.0001	0.0493
8	0.0840	0.0045	0.0009
9	0.0720	0.0386	0.0000
10	0.0540	0.0006	0.0235
11	0.0510	0.0021	0.0045
12	0.0470	0.0171	0.0000

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 68: Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 2.

Modo	Periodo (seg)	
1	0.713 Dirección X	
2	0.695 Dirección Y	
3	0.623 Dirección Z	

Fuente: ETABS 2016

Tabla 69: Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 2

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.713	0.828	0.000
2	0.695	0.000	0.824
3	0.623	0.000	0.000
4	0.217	0.114	0.000
5	0.210	0.000	0.116
6	0.190	0.000	0.000
7	0.115	0.044	0.000
8	0.110	0.000	0.046
9	0.102	0.000	0.000
10	0.078	0.014	0.000
11	0.073	0.000	0.015
12	0.069	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia.

Para verificar que el periodo de vibración cumpla con este chequeo, el valor de T que se presenta en las tablas anteriores que corresponden a método 2 no deben superar en un 30% al valor de Ta calculado por el método 1.

Tabla 70: Periodos de Vibración de la Estructura Bloque 1 y Bloque 2

Parámetro	BLOQUE 1	BLOQUE 2
Ta (s)	0.607	0.607
1.3 Ta	0.789	0.789
T (Modal)	0.5298	0.713
Ta (modal) < 1.3 Ta	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la Tabla anterior, el valor del periodo (T) obtenido es una consideración preliminar razonable del período estructural, tanto el Bloque 1- 2 cumplen con este parámetro debido a que el periodo de vibración es bajo a comparación de máximo permitido, dando como resultado una estructura adecuada.

▪ **Masas Acumuladas**

La norma establece que se debe considerar en el análisis dinámico los modos de vibración necesarios mediante varios periodos de vibración, los cuales involucran la participación de una masa modal acumulada es decir que garantizar que se acumule el 90% de la masa total de la estructura en las direcciones principales (X-Y) [34].

Tabla 71: Masas Acumuladas Bloque 1

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.0001	0.7676
2	0.0612	0.7705
3	0.7848	0.7706
4	0.7848	0.8823
5	0.7954	0.8827
6	0.9009	0.8827
7	0.901	0.9321
8	0.9056	0.9329
9	0.9441	0.9329
10	0.9447	0.9565
11	0.9468	0.961
12	0.9639	0.961

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 72: Masas Acumuladas Bloque 2

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.8275	0.0000
2	0.8275	0.8238
3	0.8275	0.8239
4	0.9416	0.8239
5	0.9416	0.9398
6	0.9416	0.9398
7	0.9860	0.9398
8	0.9860	0.9855
9	0.9860	0.9855
10	1.0000	0.9855
11	1.0000	1.0000
12	1.0000	1.0000

Fuente: Elaboración propia.

En las tablas anteriores se presenta los valores de acumulación de la masa para cada modo de vibración de la estructura, para el bloque 1 se acumula el 90% de masa en el sexto modo para la dirección X y en el séptimo modo para la dirección Y.

Para el bloque 2 se acumula el 90% de masa en el cuarto modo para la dirección X y en el quinto modo para la dirección Y.

▪ **Comportamiento de la Estructura.**

En la dinámica estructural de Mario Paz, sugiere que la fuerza sísmica es importante en los dos primeros modos de vibración por esta razón se debe garantizar que, en estos

modos, el movimiento predominante sea traslacionales por que la energía se disipa en traslación. El porcentaje de torsión relativa va a ser la relación entre el giro en Z para en máximo valor del desplazamiento entre X o Y, este debe ser menor al 30% caso contrario el porcentaje de torsión relativa será torsional (>30% Torsional) [34].

Tabla 73: Tipo de Comportamiento - Bloque 1.

Modo	Ux	Uy	Rz	%Torsión	Observación
1	0.00010	0.76760	0.0026	0.34	Traslacional
2	0.06110	0.00290	0.7013	1147.79	Torsional
3	0.72360	0.00005	0.0740	10.23	Traslacional

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 74: Tipo de Comportamiento - Bloque 2.

Modo	Ux	Uy	Rz	%Torsión	Observación
1	0.8275	0.0000	0.00010	0.01	Traslacional
2	0.0000	0.8238	0.00000	0.00	Traslacional
3	0.0001	0.0000	0.82930	829300.00	Torsional

Fuente: Elaboración propia.

En el Bloque 1 según la Tabla 73 se produce un comportamiento traslacional en el segundo modo de vibración superando el 30% de la participación rotacional permitida, por lo que sufre de torsión en planta debido a la configuración estructural. Es de gran importancia que la estructura no presente torsión en sus dos primeros modos de vibración por que puede generarse grandes daños y llegar al colapso durante un evento sísmico intenso.

En el Bloque 2 según la Tabla 74, se produce un comportamiento adecuado ya que en los dos primeros modos de vibración se presenta un movimiento traslacional y en el tercer modo torsional.

▪ Validación de Análisis Dinámico.

La Norma Ecuatoriana de la construcción establece que el valor del cortante dinámico total de ser: [34].

$$V_{dinam} \geq 80\% V_{estatico} \text{ (Estructuras regulares)}$$

$$V_{dinam} \geq 85\% V_{estatico} \text{ (Estructuras regulares)}$$

Donde:

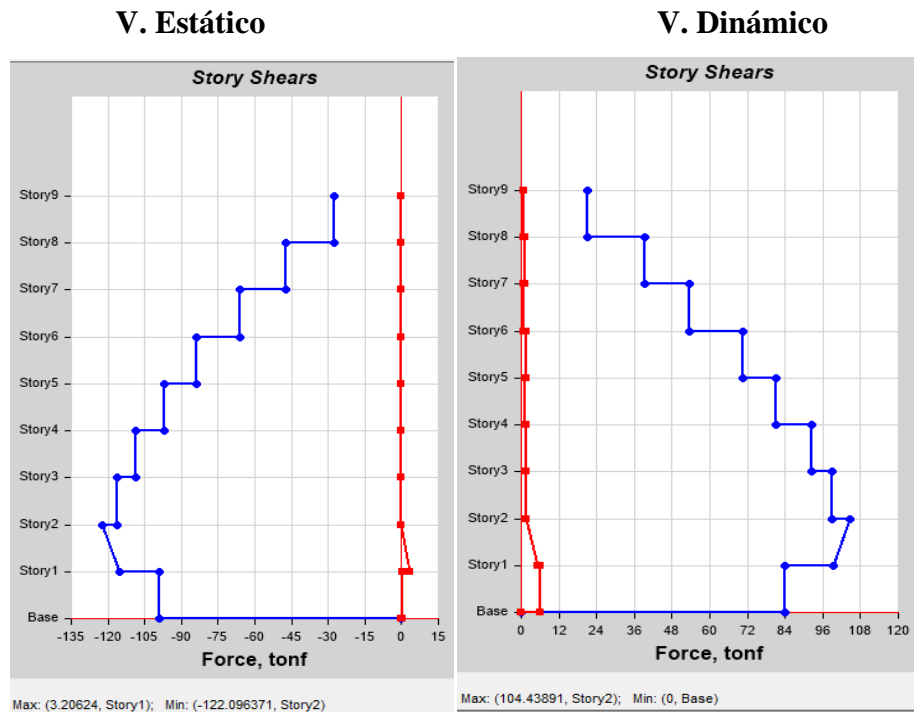
V_{dinam} : Cortante dinámico

$V_{estatico}$: Cortante basal estático

Al no cumplir con los parámetros establecidos debe ser ajustado para validar el análisis dinámico.

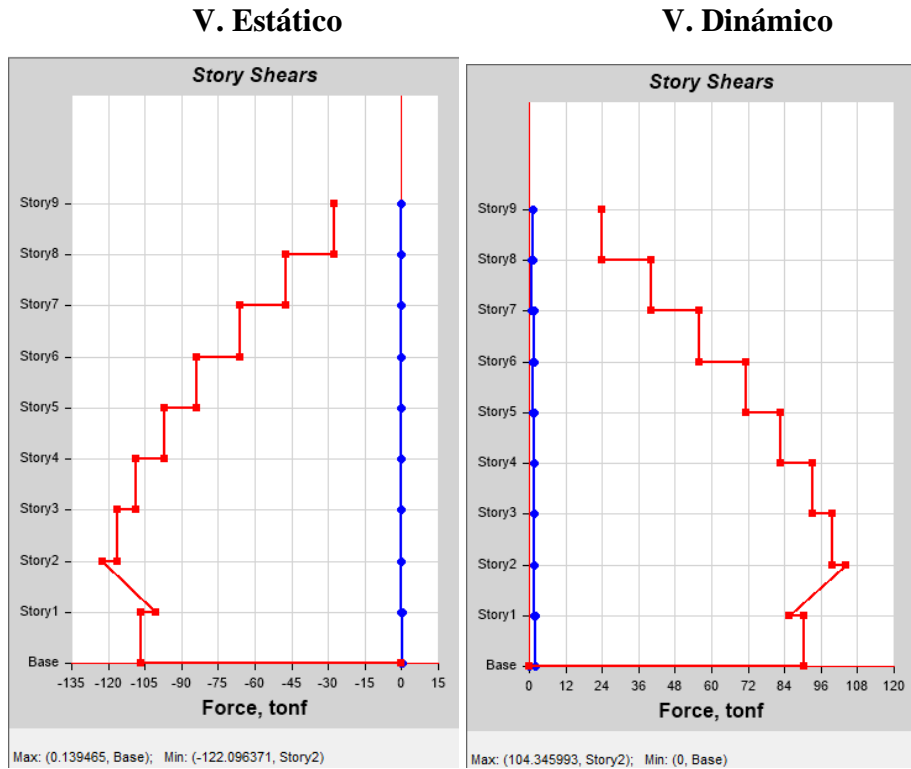
A continuación, se presenta los valores obtenidos para cada bloque:

Figura 40: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X, Bloque 1



Fuente: ETABS 2016

Figura 41: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y,
Bloque 1



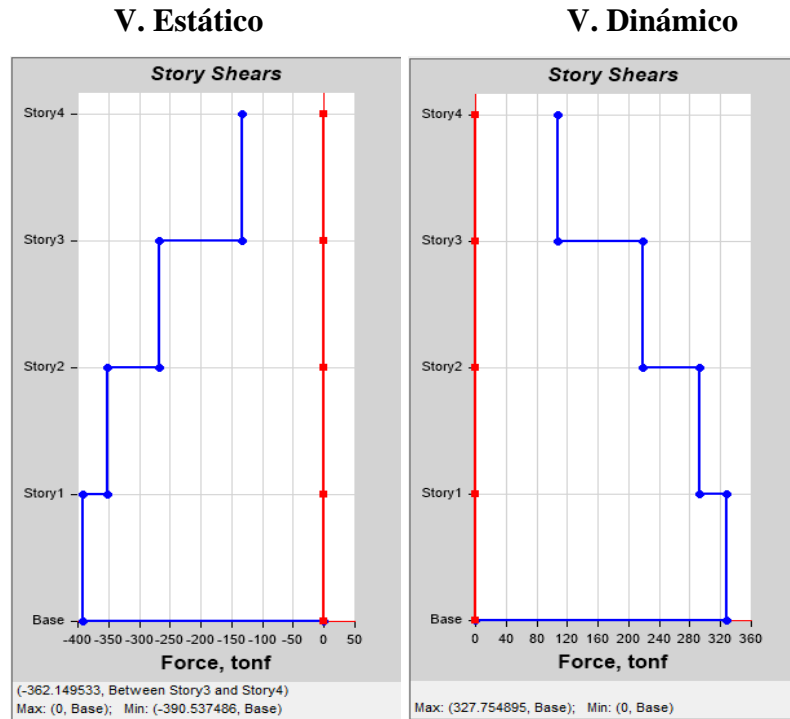
Fuente: ETABS 2016

Tabla 75: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 1

	Cortante (Ton)	%	Observación
Dirección X			
V Dinámico	104.44	85.54	Cumple
V Estático	122.10		
Dirección Y			
V Dinámico	104.35	85.46	Cumple
V Estático	122.10		

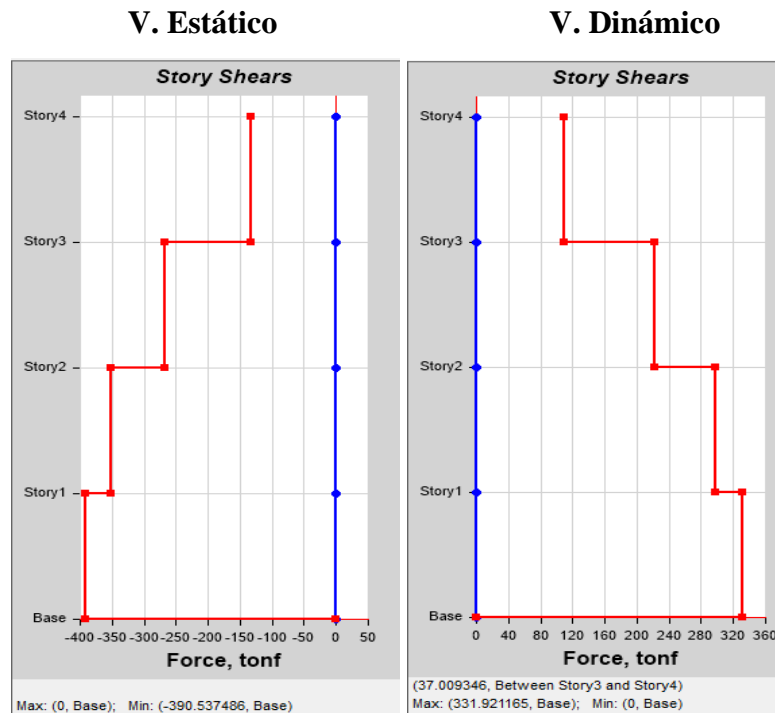
Fuente: Elaboración propia.

Figura 42: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X,
Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

Figura 43: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y,
Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

Tabla 76: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 2

	Cortante (Ton)	%	Observación
Dirección X			
V Dinámico	327.755	83.92	Cumple
V Estático	390.537		
Dirección Y			
V Dinámico	331.921	84.99	Cumple
V Estático	390.537		

Fuente: Elaboración propia.

Como se presenta en la tabla anterior para el bloque 1, el cortante dinámico en dirección X e Y supera el 85% del cortante estático para estructuras irregulares, validando el análisis dinámico, de tal manera para el bloque 2 el cortante dinámico en ambas direcciones supera el 90% del cortante estático para estructuras regulares.

▪ **Derivas de Piso.**

Se realizará un control de deformaciones, mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Según la NEC SE DS la deriva inelástica no debe ser mayor a 0.02 (2%) para estructuras de hormigón armado, el diseñador debe comprobar que la estructura en estudio presente deformaciones inelásticas controlables, mediante la ecuación 54 [34].

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM : Deriva Inelástica.

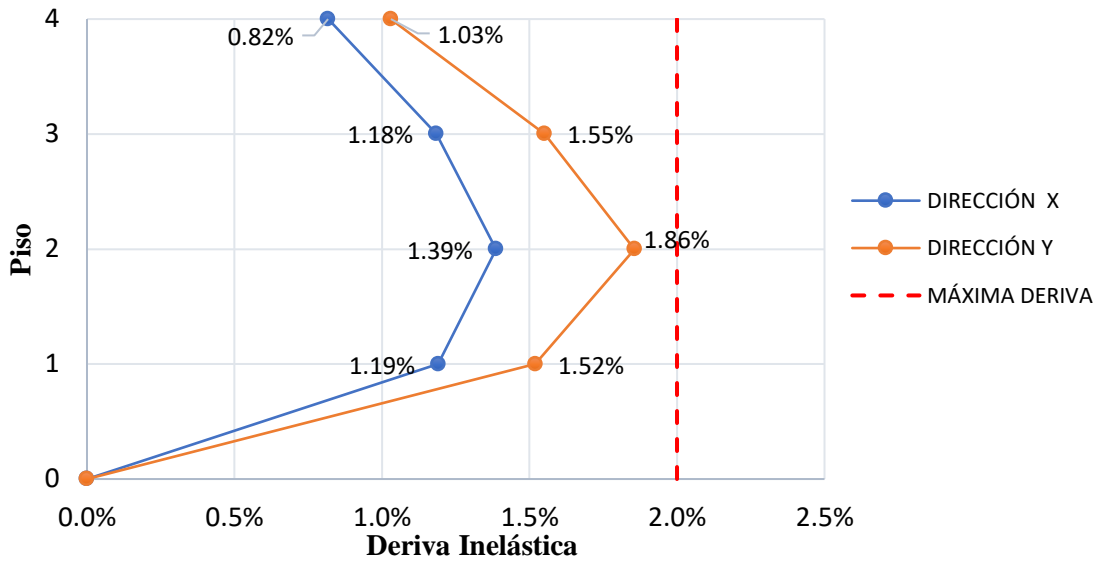
ΔE : Deriva Elástica.

R: factor de reducción de resistencia.

➤ **Derivas causadas por cortantes estáticos.**

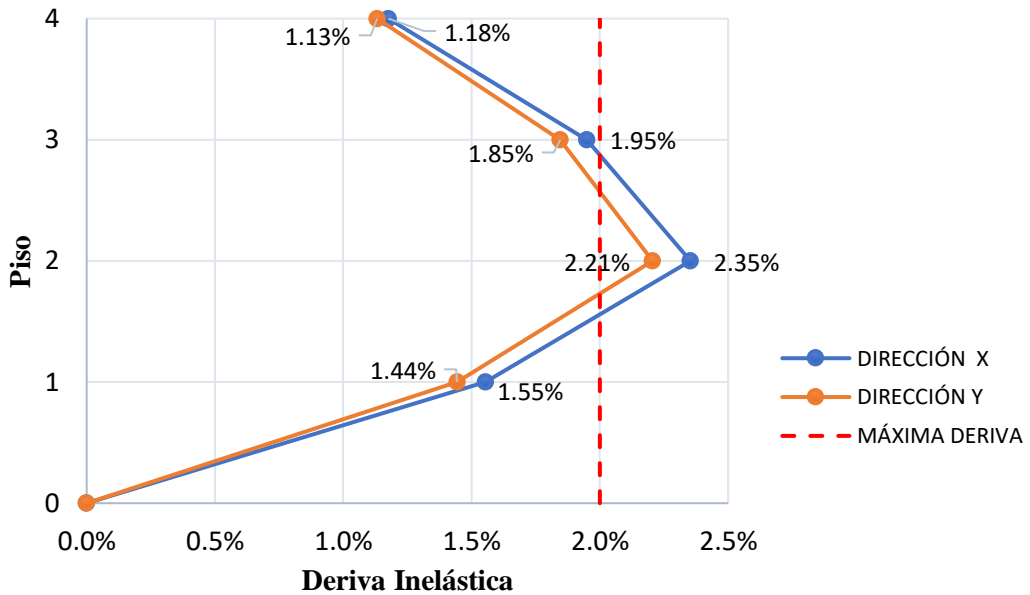
Como se presenta en la siguiente figura las derivas inelásticas causadas por el cortante estático para el bloque 1 no supera el 2% en todos los pisos de la estructura con un valor máximo de 1.86% para el nivel N+ 7.20 para la dirección Y.

Figura 44: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 45: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 2



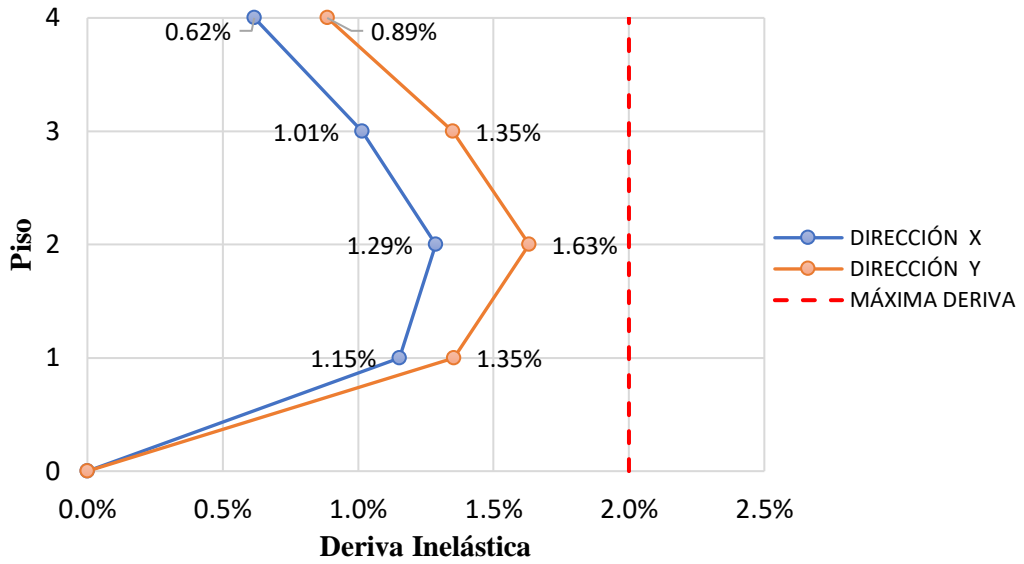
Fuente: Elaboración propia.

Como se presenta en la figura 45 las derivas causadas por el cortante estático para el bloque 2 supera el 2% en el nivel N+ 7.20 con un valor de 2.35% para la dirección X.

Derivas causadas por cortantes dinámicos.

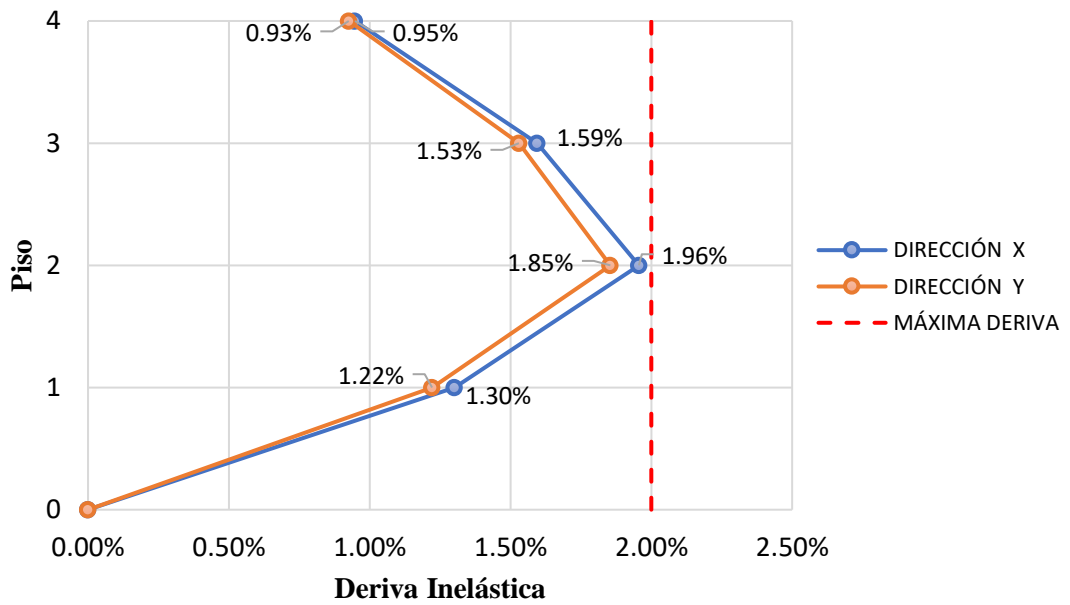
Como se presenta en la siguiente figura las derivas inelásticas causadas por el cortante dinámico para el bloque 1 no supera el 2% en todos los pisos de la estructura con un valor máximo de 1.63% para el nivel N+ 7.20 para la dirección Y.

Figura 46: Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 47: Derivas Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 2



Fuente: Elaboración propia.

Como se presenta en la Tabla 47 las derivas causadas por el cortante dinámico para el bloque 2 no supera el 2% en el nivel N+ 7.20 con un valor de 1.96% para la dirección X.

Tabla 77: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 1 Modelo 1

Parámetro	Bloque 1	NEC SE DS
<i>Periodo de vibración</i>	0.5980	Cumple
<i>Masas acumuladas</i>	6to = 90.09 % 7to = 93.21 %	Cumple
<i>Comportamiento de la estructura</i>	Presenta un comportamiento Torsional	No cumple
<i>Deriva de piso</i>	Cortante estático: x=1.39 % y=1.86 % Cortante dinámico X = 1.29 % Y = 1.63 %	Cumple Cumple Cumple Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 78: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 2 Modelo 1

Parámetro	Bloque 2	NEC SE DS
<i>Periodo de vibración</i>	0.713	Cumple
<i>Masas acumuladas</i>	4to = 94.16 % 5to = 92.98 %	Cumple
<i>Comportamiento de la estructura</i>	Predomina un comportamiento traslacional	Cumple
<i>Deriva de piso</i>	Cortante estático: X = 2.35 % Y = 2.21 % Deriva inelástica X = 1.96 % Y = 1.85 %	No cumple No cumple Cumple Cumple

Fuente: Elaboración propia.

3.1.6 Chequeo de elementos estructurales

Una vez realizado los chequeos estipulados por la norma ecuatoriana, se procede a verificar la resistencia de los principales elementos estructurales, con el objetivo de analizar si cumple con las demandas establecidas por la NEC2015

Según la NEC SE CG SE, deberá inquirir el estado de resistencia de los elementos, así como los efectos más desfavorables ya sean de viento o sismo, con el fin de diseñar vigas, columnas, cimentaciones cuya resistencia iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo con las siguientes combinaciones.[34]

- 1.4D
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+L+E
- 0.9D+E

Donde:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

E: Carga de sismo

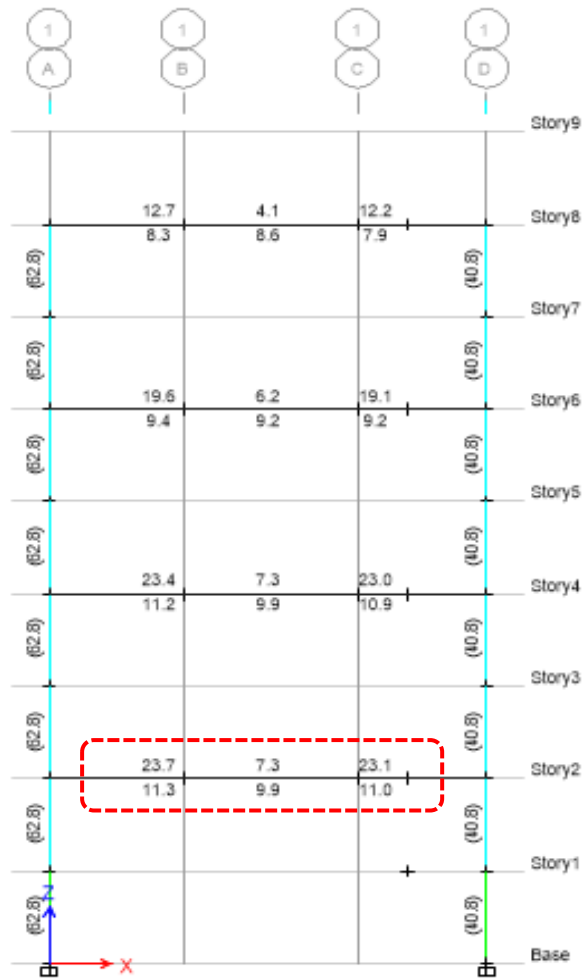
3.1.6.1 Chequeo a flexión de vigas

- **Bloque 1**

Para el análisis se verificará los valores de las combinaciones, de las cuales seleccionaremos el más crítico para determinar la resistencia de las vigas. Se determinará la cuantía de acero requería, de cada viga, del pórtico más demandado

En la siguiente muestra la cantidad de acero presenta en cada viga del pórtico que tiene mayor demanda en el Bloque 1.

Figura 48: Acero Longitudinal en vigas del pórtico más demandado, eje D



Fuente: ETABS 2016

Como indica la figura 48 la mayor cantidad de acero en vigas está presente el N+ 3.60, la viga con mayor demanda se encuentra entre el eje A - D. Para comprobar el diseño de la viga se toma los resultados de la siguiente tabla.

Tabla 79: Momento de diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño - (Ton-m)	Momento de diseño + (Ton-m)	Refuerzo momento - (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2 ejes)	-44.8861	-	23.7	0	9.2	23.7
Inferior (-2 ejes)	-	22.443	0	11.3	9.2	11.3

Fuente: ETABS 2016

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{b*d}$$
$$\rho = \frac{23.7 \text{ cm}^2}{50*55.40\text{cm}}$$
$$\rho = 0.00855 = 0.85\%$$

Requerimientos del acero

Para verificar el acero longitudinal mínimo a tracción del elemento, se empleará la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$
$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 50 * 55.40$$
$$A_{smin} = 9.23 \text{ cm}^2$$

Para determinar el acero máximo en vigas se toma en consideración que este no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada (ρ_b).

$$\rho_{max} = 0.05 \rho_b$$
$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$
$$\rho_b = 0.0289$$
$$\rho_{max} = 0.0144 = 1.44\%$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$
$$A_{smax} = 0.0144 * 50 * 55.4$$
$$A_{smax} = 39.88 \text{ cm}^2$$

El acero que requiere el diseño es de 23.7 cm^2 siendo menor al valor máximo de acero permitido que es de 39.88 cm^2 , de igual forma las cuantías que muestra la figura 49, no superan la cuantía máxima permitida ($\rho_{max}=1.44\%$) ya que están en un rango de 0.14% - 0.79% todos los elementos soportan las sollicitaciones de la estructura.

Figura 49: Porcentaje de acero en vigas, Pórtico más demandado, Eje A

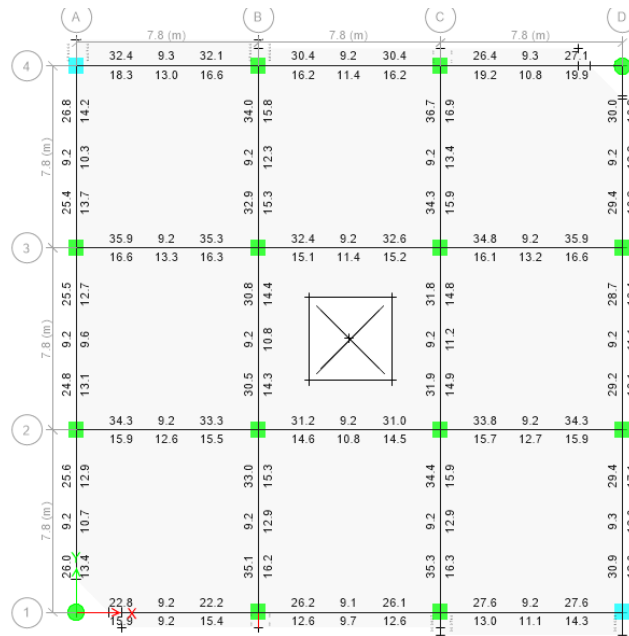


Fuente: ETABS 2016

- Bloque 2**

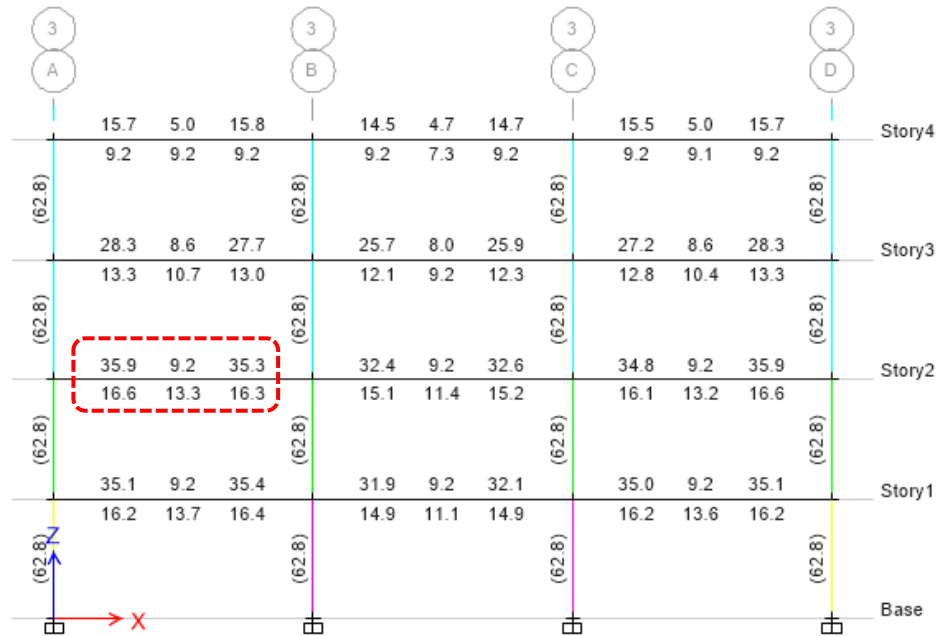
La Figura 50, muestra la cantidad de acero presenta en cada viga del pórtico que tiene mayor demanda en el Bloque 2

Figura 50: Acero en vigas del piso N + 7.20 más demandados



Fuente: ETABS 2016

Figura 51: Acero Longitudinal en vigas, Pórtico más demandado, Eje 3



Fuente: ETABS 2016

Como indica en la figura anterior, la mayor cantidad de acero en vigas está presente en el N+ 7.20, la viga con mayor demanda se encuentra entre el eje A-B. Para el diseño de la viga se toman los resultados de la siguiente tabla.

Tabla 80: Momento de diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño - (Ton-m)	Momento de diseño + (Ton-m)	Refuerzo momento - (cm^2)	Refuerzo momento + (cm^2)	Refuerzo mínimo (cm^2)	Refuerzo requerido (cm^2)
Superior (+2 ejes)	64.6384	-	35.9	0	9.2	35.9
Inferior (-2 ejes)	-	32.3192	0	16.6	9.2	16.6

Fuente: ETABS 2016

La cuantía de acero es:

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

$$\rho = \frac{64.638 \text{ cm}^2}{50*55.40 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0233 = 2.33 \%$$

Requerimientos del acero

Para verificar el acero longitudinal mínimo a tracción del elemento, se empleará la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{Smin} = \frac{14}{4200} * 50 * 55.40$$

$$A_{Smin} = 9.23 \text{ cm}^2$$

Para determinar el acero máximo en vigas se toma en consideración que este no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada (ρ_b).

$$\rho_{max} = 0.05 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{f_y} \right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.0289$$

$$\rho_{max} = 0.0144 = 1.44\%$$

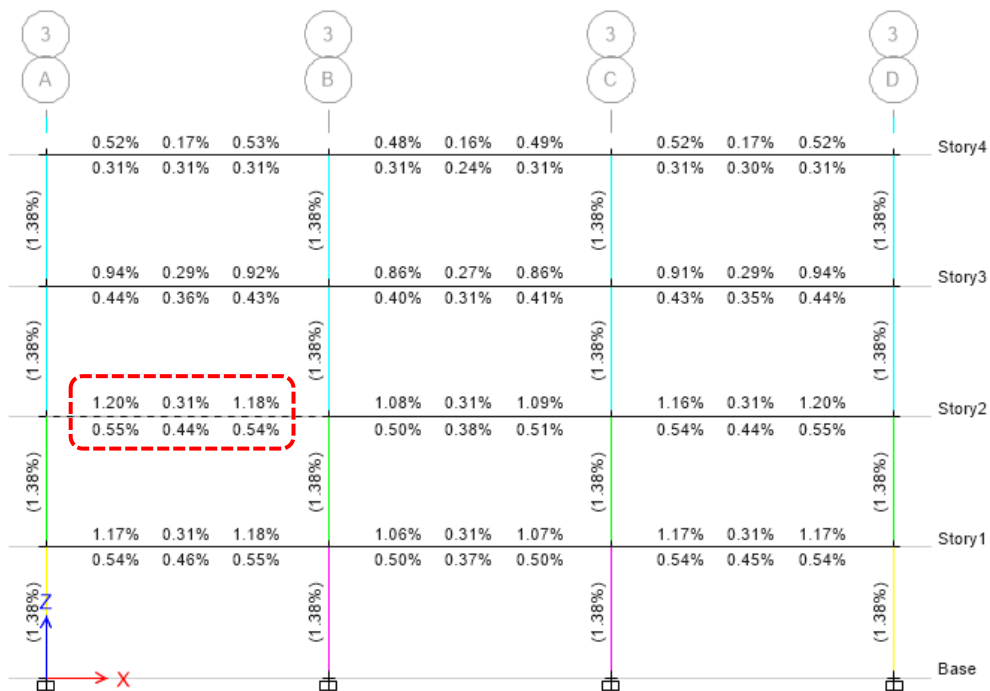
$$A_{Smax} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{Smax} = 0.0144 * 50 * 55.4$$

$$A_{Smax} = 39.88 \text{ cm}^2$$

El acero que requiere el diseño es de 35.9 cm^2 siendo inferior al valor máximo de acero permitido que es de 39.88 cm^2 , de igual forma las cuantías que muestra en la siguiente figura son inferiores a la cuantía máxima permitida ya que están en un rango de 0.17% - 1.20% todas las vigas se encuentran en un diseño óptimo.

Figura 52: Porcentaje de acero en vigas, pórtico más demandado, Eje 3



Fuente: ETABS 2016

3.1.6.2 Chequeo a corte de vigas

- **Bloque 1**

Se obtiene los valores de diseño a corte para la viga más demandada, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 81: Diseño a Corte Bloque 1

Cortante/ Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo A_{vs} (cm^2/m)	Diseño V_{u2} (Ton)	Diseño T_u (Ton- m)	Diseño M_{u3} (Ton- m)	Diseño P_u (Ton)
0.063	27.89	1.280	-44.886	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado V_{u2} (Ton)	Factorizado M_{u3} (Ton)	Diseño V_{u2} (Ton)	Capacidad V_p (Ton)	Gravedad V_g (Ton)
22.300	6.822	27.892	12.796	15.095

Fuente: ETABS 2016

Mediante la ecuación de la norma ACI 2014, se verificará que el elemento cumpla con el acero mínimo

$$Av_{min} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy}$$

$$Av_{min} = 0.0625 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * \frac{50\text{cm} * 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Av_{min} = 0.1153$$

$$Av_{calculado} \geq Av_{min}$$

$$0.063 < 0.1153$$

Se verifico que el requerimiento de acero calculado es menor al acero mínimo, por lo que las vigas no fallan por efectos de corte.

- **Bloque 2**

De igual forma que el Bloque 1 se obtiene los valores de diseño a corte para la viga más demandada, del Bloque 2 como indica la siguiente tabla:

Tabla 82: Diseño a Corte, Bloque 2

Cortante/ Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo A_{vs} (cm^2/m)	Diseño V_{u2} (Ton)	Diseño T_u (Ton- m)	Diseño M_{u3} (Ton- m)	Diseño P_u (Ton)
0.206	35.771	0.216	-64.638	0
Fuerzas de diseño				

Factorizado V_{u2} (Ton)	Factorizado M_{u3} (Ton)	Diseño V_{u2} (Ton)	Capacidad V_p (Ton)	Gravedad V_g (Ton)
29.131	- 64.638	35.771	18.153	17.618

Fuente: ETABS 2016

Mediante la ecuación de la norma ACI 2014, se verificará que el elemento cumpla con el acero mínimo

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} \geq 0.35 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * \frac{50\text{cm} * 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \geq 0.35 * \frac{50\text{cm} * 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{v_{min}} = 0.1153$$

$$A_{v_{calculado}} \geq A_{v_{min}}$$

$$0.206 > 0.1245 \quad \text{CUMPLE}$$

Se verifico que el acero calculado cumple con el mínimo.

3.1.6.3 Chequeo de torsión en viga

En caso de presentar esta torsión, se recomienda dar más rigidez a la losa. Los efectos de la torsión serán despreciables cuando se tiene el siguiente caso:

$$T_u < \phi T_{th}$$

Donde:

ϕ : 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.

P_h : Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón

Tabla 83: Resultado de Torsión, Bloque 1

Fuerza de Torsión y Refuerzo de Torsión				
ϕT_u (Ton-m)	T_{th} (Ton-m)	ϕT_{cr} (Ton-m)	Área A_o	Perímetro, P_h (m)
0.1208	1.2603	5.041	0.1786	1.844

Fuente: ETABS 2016

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$0.1208 \text{ ton.m} < 1.2603 \text{ ton.m}$$

Con los datos obtenidos se determinó que no requiere armadura ya que los efectos de torsión se desprecian.

Tabla 84: Resultado de Torsión, Bloque 2

Fuerza de Torsión y Refuerzo de Torsión				
T_u (Ton-m)	ϕT_{th} (Ton-m)	ϕT_{cr} (Ton-m)	Área A_o	Perímetro, P_h (m)
0.2161	1.2603	5.0413	0.1786	1.8444

Fuente: ETABS 2016

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$0.2161 \text{ ton.m} < 1.2603 \text{ ton.m}$$

Con los datos obtenidos se determinó que no requiere armadura ya que los efectos de torsión se desprecian.

3.1.6.4 Chequeo a Flexo – Compresión de columnas

- **Bloque 1**

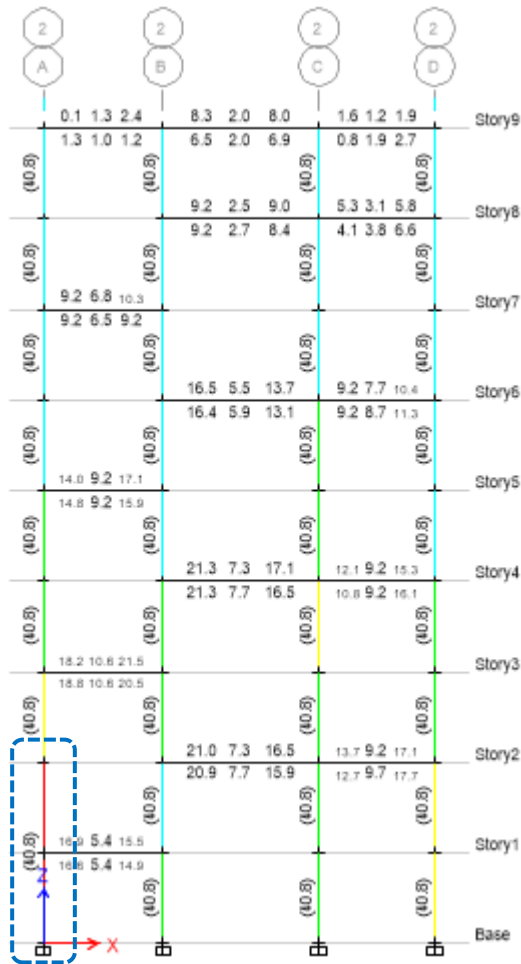
Para la ejecución de los análisis del elemento se elige el pórtico más demandado de la estructura, para el Bloque 1 es el pórtico 2, como se indica la siguiente figura, los elementos marcados por color rojo presentan problemas como la capacidad. La siguiente tabla muestra los valores de la columna con mayor demanda ubicada en el eje 2A, N+3.6.

Tabla 85: Resumen de diseño de columna, Bloque 1

Detalles de la columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	d (m)	h (m)	dc (m)
N+3.6	C9	Cc70	3.6	0.7	0.628	0.062
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 M2 (Ton-m)	Mínimo M3 (Ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
44.696	- 8.7894	-28.620	1.6197	1.6197	1.07	1.01

Fuente: ETABS 2016

Figura 53: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm2 Eje 2A



Fuente: ETABS 2016

Según la NEC-SE-HM en la sección 4.3.3 indica que la cuantía de refuerzo de cumplir con la siguiente ecuación.

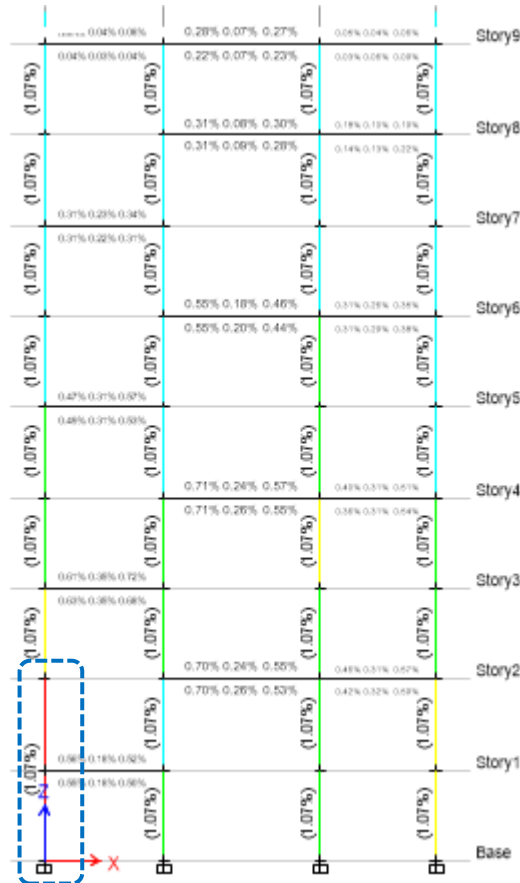
$$0.01 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$$

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{40.8}{3848.45} = 0.0106 \text{ (cumple)}$$

Según la NEC 15 la cuantía del refuerzo debe estar entre un rango de 1% y el 3% del área total de la sección transversal, el límite superior impide que se forme un comportamiento frágil de la sección además evita la congestión de acero, el que se encarga de controlar las deformaciones dependientes del tiempo es el límite inferior además se encarga que el momento de fisuración sea menor que el momento de fluencia.

En la siguiente figura se presenta las cuantías del refuerzo en columnas:

Figura 54: Cuantía existente para el diseño a flexo – compresión Eje 2B,



Fuente: ETABS 2016

Igual forma que el Bloque 1 para la ejecución de los análisis del elemento se elige el pórtico más demandado del Bloque 2, en este caso es el pórtico 3 como indica en la siguiente figura. La tabla muestra los valores de la columna con mayor demanda ubicada en el Eje 3B del primer nivel.

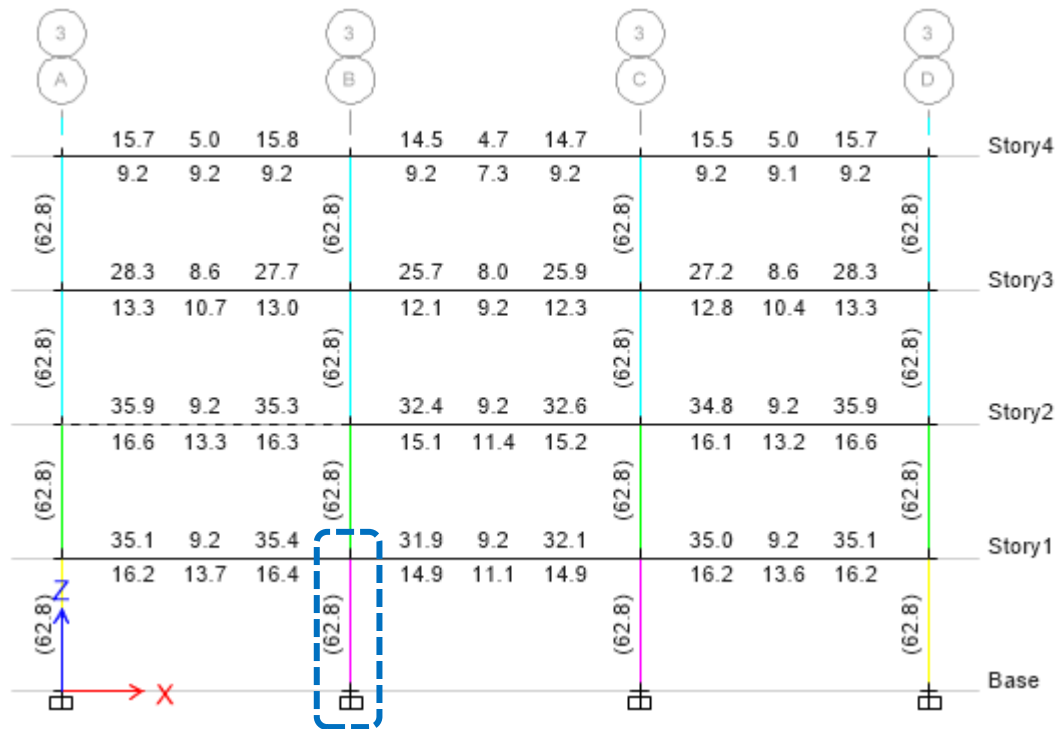
Tabla 86: Resumen de diseño de columna, Bloque 2

Detalles de la columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h(m)	dc (m)
N+3.6	C 7	C 65 x 70	3.6	0.70	0.65	0.052
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 $M2$ (Ton-m)	Mínimo $M3$ (Ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad

276.07	10.0046	70.1094	10.0046	9.5905	1.38	0.932
--------	---------	---------	---------	--------	------	-------

Fuente: ETABS 2016

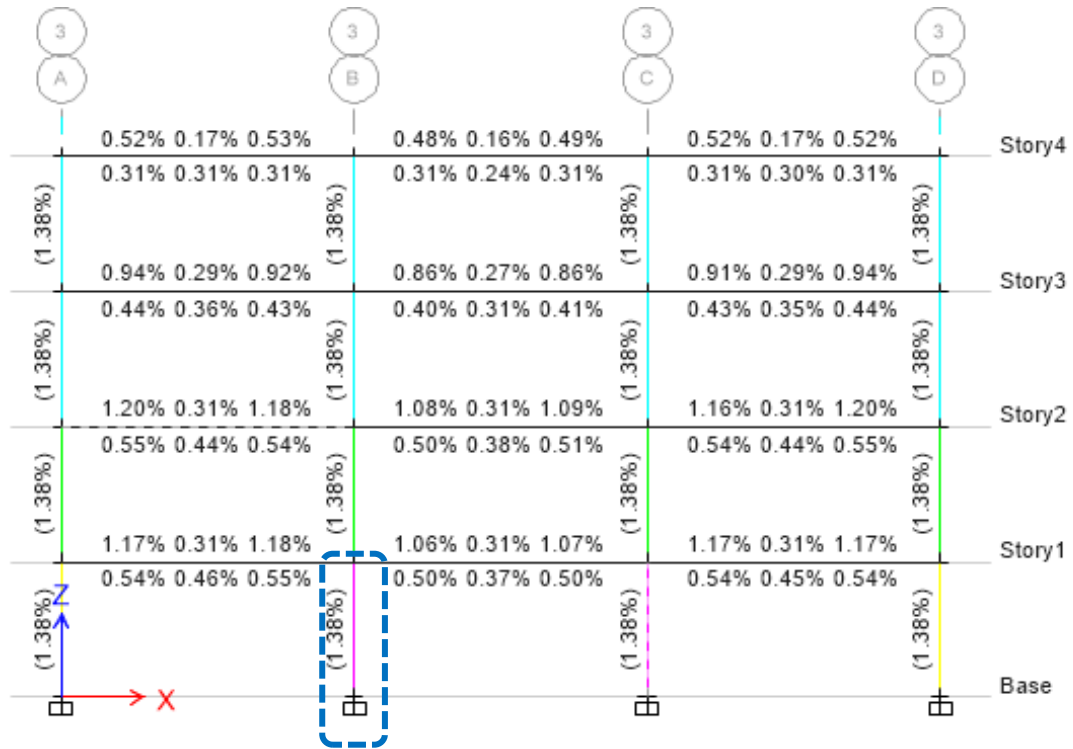
Figura 55: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo, Eje 3B en cm²



Fuente: ETABS 2016

La siguiente figura se muestra las cuantías de refuerzo mínima en los elementos estructurales.

Figura 56: Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión, Eje 3B



Fuente: ETABS 2016

Según la NEC-SE-HM en la sección 4.3.3 indica que la cuantía de refuerzo de cumplir con la siguiente ecuación.

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

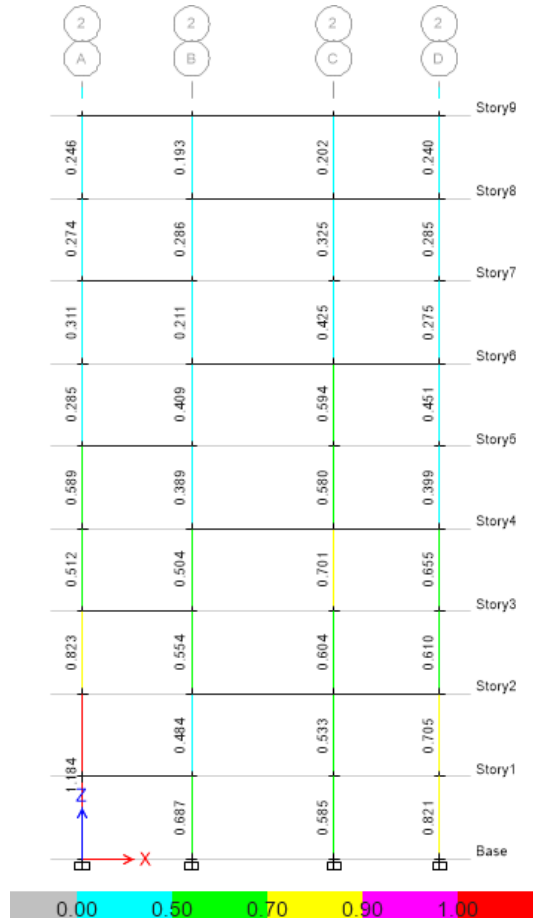
$$\frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{62.8}{65 \cdot 70} = \mathbf{0.0138 \text{ (cumple)}}$$

Según la NEC 15 la cuantía del refuerzo debe estar entre un rango de 1% y el 3% del área total de la sección transversal, el límite superior impide que se forme un comportamiento frágil de la sección además evita la congestión de acero, el que se encarga de controlar las deformaciones dependientes del tiempo es el límite inferior además se encarga que el momento de fisuración sea menor que el momento de fluencia

3.1.6.5 Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

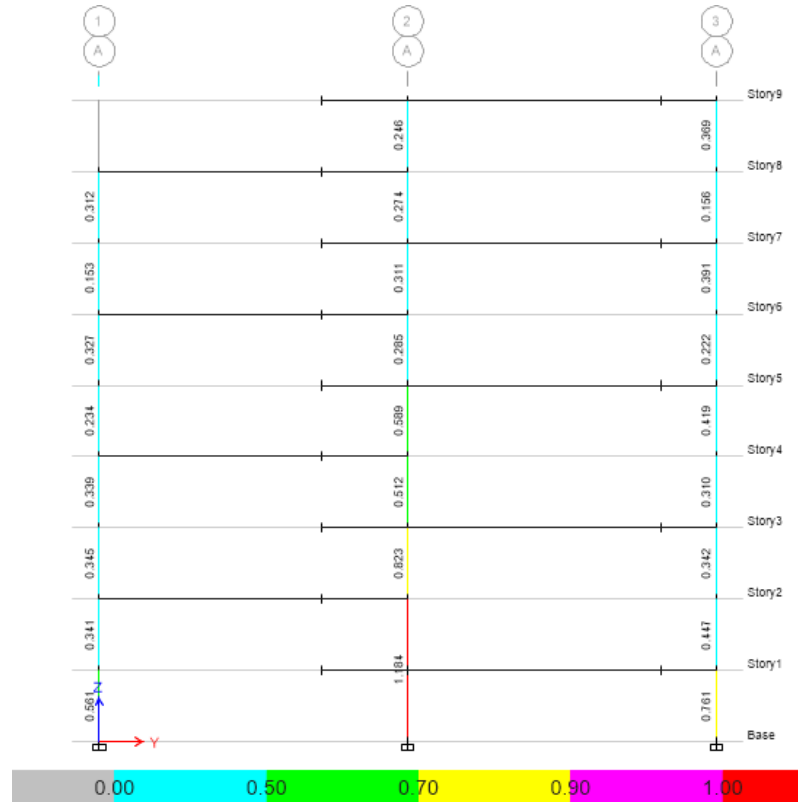
Se analizará la demanda de carga de la estructura, las columnas que están marcadas de color rojo superan la relación de capacidad, como lo indica las siguientes figuras:

Figura 57: Demanda / Capacidad. Bloque 1 - Portico 2



Fuente: ETABS 2016

Figura 58: Demanda / Capacidad Eje - Bloque 1 - Pórtico A



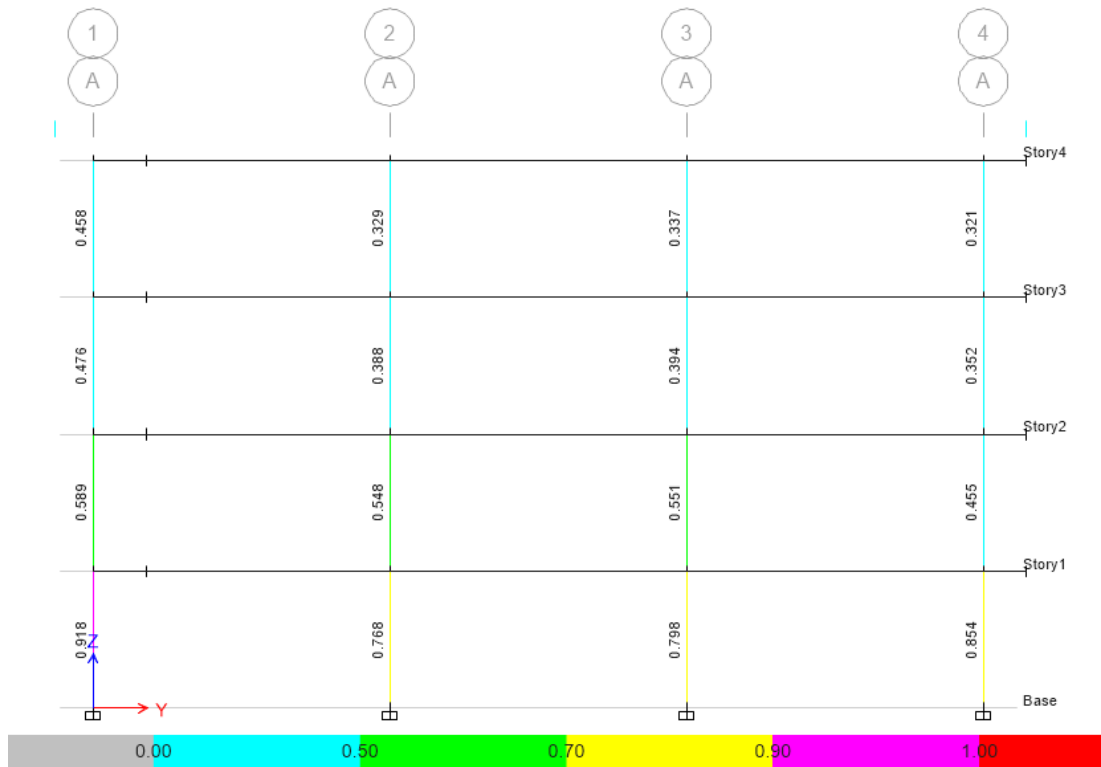
Fuente: ETABS 2016

Figura 59: Demanda / Capacidad – Bloque 2 - Pórtico 3



Fuente: ETABS 2016

Figura 60: Demanda / Capacidad – Bloque 2 – Pórtico A



Fuente: ETABS 2016

Al verificar la demanda / capacidad del Bloque 1 el elemento que superan el límite de la relación de capacidad es decir presenta valores mayores a 1 es la columna del eje 2A del primer piso por lo que la sección transversal es insuficiente para la demanda de la estructura, los demás elementos cumplen con la capacidad necesaria.

En el Bloque 2 al revisar la capacidad, estos no superan el límite de la relación de capacidad es decir presenta valores menores a 1 cumpliendo con la capacidad necesaria.

3.1.6.6 Diagrama de Interacción

Se realizados los diagramas de interacciones para verificar el estado de las columnas con la combinación de carga axial y de momentos que actúan. Comprobando si la columna más demanda soporta de una manera adecuada las cargas aplicadas.

- **Bloque 1**

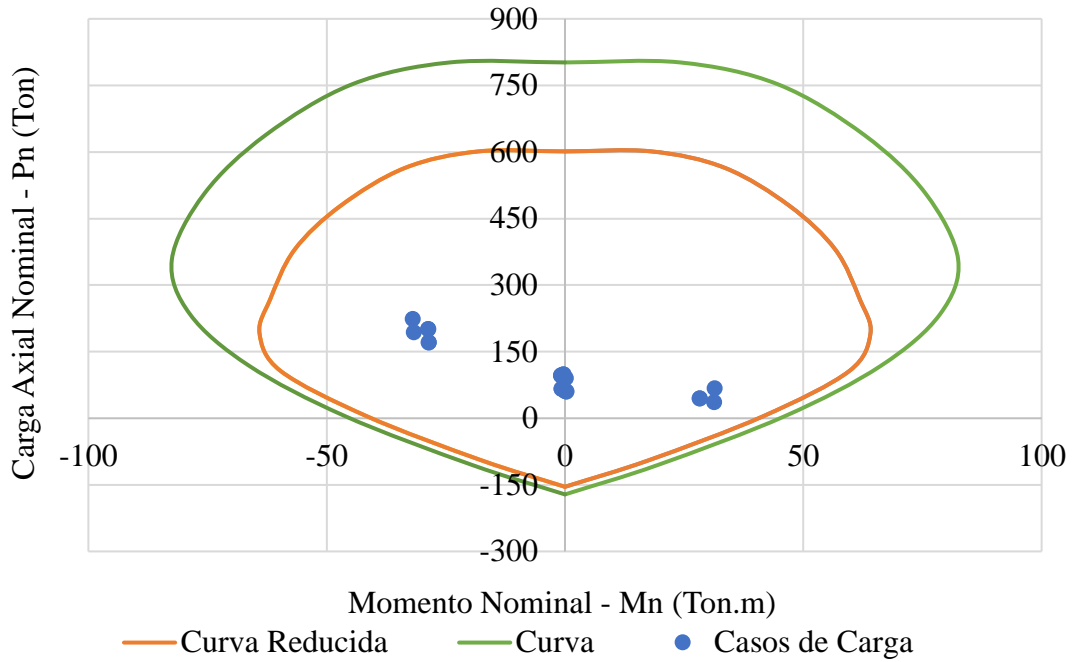
En la siguiente tabla se presenta los valores de carga y momento que actúan sobre la columna ubicada en el eje 2A para el bloque 1, los valores se obtuvieron de análisis de software Etabs 2016.

Tabla 87: Casos de cargas actuantes en columna – Bloque 1

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	98.270	-2.187	-0.306
1.2D + 1.6L	98.750	-2.342	-0.374
1.2D + L + Ex	36.685	-0.379	31.253
1.2D + L - Ex	223.296	-3.955	-31.916
1.2D + L + Ey	91.035	32.401	-0.201
1.2D + L - Ey	95.576	-36.734	-0.463
0.9D + Ex	66.817	0.382	31.388
0.9D - Ex	193.164	-3.194	-31.781
0.9D + Ey	60.903	33.162	-0.066
0.9D - Ey	65.444	-35.973	-0.328
Dinam1.2D + L + Ex Min	201.172	-9.550	-28.755
Dinam1.2D + L - Ex Min	201.172	-9.550	-28.755
Dinam1.2D + L + Ey Min	96.357	-34.046	-0.847
Dinam1.2D + L - Ey Max	90.254	29.712	0.183
Dinam1.2D + L - Ey Min	96.357	-34.046	-0.847
Dinam0.9D + Ex Max	44.693	5.978	28.227
Dinam0.9D + Ex Min	171.039	-8.789	-28.620
Dinam0.9D - Ex Max	44.693	5.978	28.227
Dinam0.9D - Ex Min	171.039	-8.789	-28.620
Dinam0.9D + Ey Max	60.122	30.473	0.318
Dinam0.9D + Ey Min	66.225	-33.285	-0.712
Dinam0.9D - Ey Max	60.122	30.473	0.318
Dinam0.9D - Ey Min	66.225	-33.285	-0.712

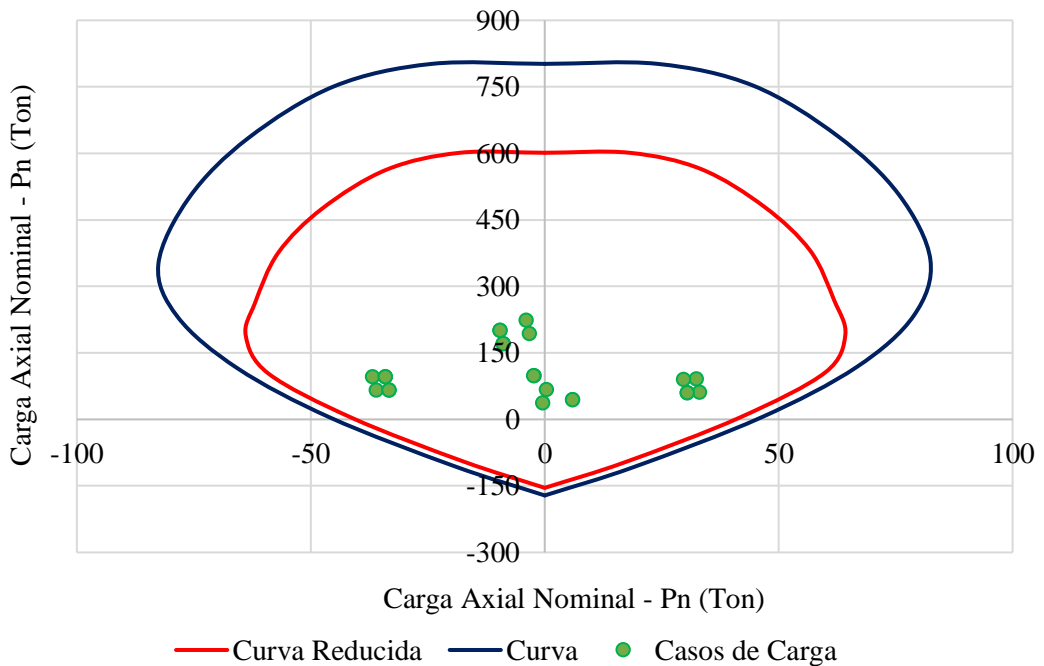
Fuente: Elaboración propia

Figura 61: Diagrama de Interacción Dirección eje X - Bloque 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 62: Diagrama de Interacción Dirección eje Y - Bloque 1



Fuente: Elaboración propia

Como se observa en los diagramas de interacciones de la columna para los dos sentidos, los valores de carga y momento resultado de las combinaciones de carga se encuentra dentro de la curva soportando dichas sollicitaciones.

- **Bloque 2**

De la misma manera se realiza las curvas de interacciones para los dos sentidos de análisis para columna más demanda.

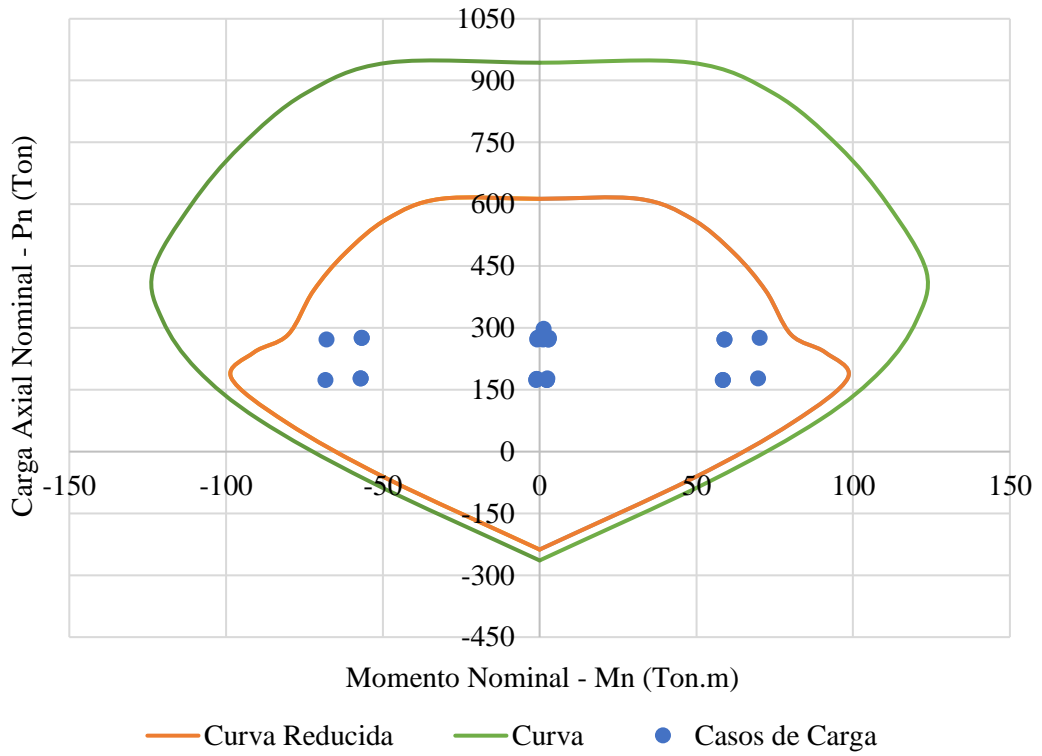
En la siguiente tabla se presenta los valores de carga y momento que actúan sobre la columna ubicada en el eje 3B para el bloque 2, los valores se obtuvieron de análisis de software Etabs 2016.

Tabla 88: Casos de cargas actuantes en columna – Bloque 2

Combinación de carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D	272.227	-0.505	0.999
1.2D + 1.6L	298.279	-0.608	1.202
1.2D + L + Ex	276.066	1.770	70.109
1.2D + L - Ex	271.786	-2.854	-67.965
1.2D + L + Ey	272.077	67.185	-0.748
1.2D + L - Ey	275.775	-68.269	2.892
0.9D + Ex	177.143	1.987	69.680
0.9D - Ex	172.863	-2.636	-68.395
0.9D + Ey	173.154	67.402	-1.178
0.9D - Ey	176.852	-68.051	2.462
Dinam1.2D + L + Ex Max	272.188	1.593	58.861
Dinam1.2D + L + Ex Min	275.663	-2.677	-56.717
Dinam1.2D + L - Ex Max	272.188	1.593	58.861
Dinam1.2D + L - Ex Min	275.663	-2.677	-56.717
Dinam1.2D + L + Ey Max	272.401	60.302	2.727
Dinam1.2D + L + Ey Min	275.450	-61.386	-0.583
Dinam1.2D + L - Ey Max	272.401	60.302	2.727
Dinam1.2D + L - Ey Min	275.450	-61.386	-0.583
Dinam0.9D + Ex Max	173.266	1.811	58.431
Dinam0.9D + Ex Min	176.740	-2.459	-57.147
Dinam0.9D - Ex Max	173.266	1.811	58.431
Dinam0.9D - Ex Min	176.740	-2.459	-57.147
Dinam0.9D + Ey Max	173.479	60.520	2.297
Dinam0.9D + Ey Min	176.527	-61.169	-1.013
Dinam0.9D - Ey Max	173.479	60.520	2.297
Dinam0.9D - Ey Min	176.527	-61.169	-1.013

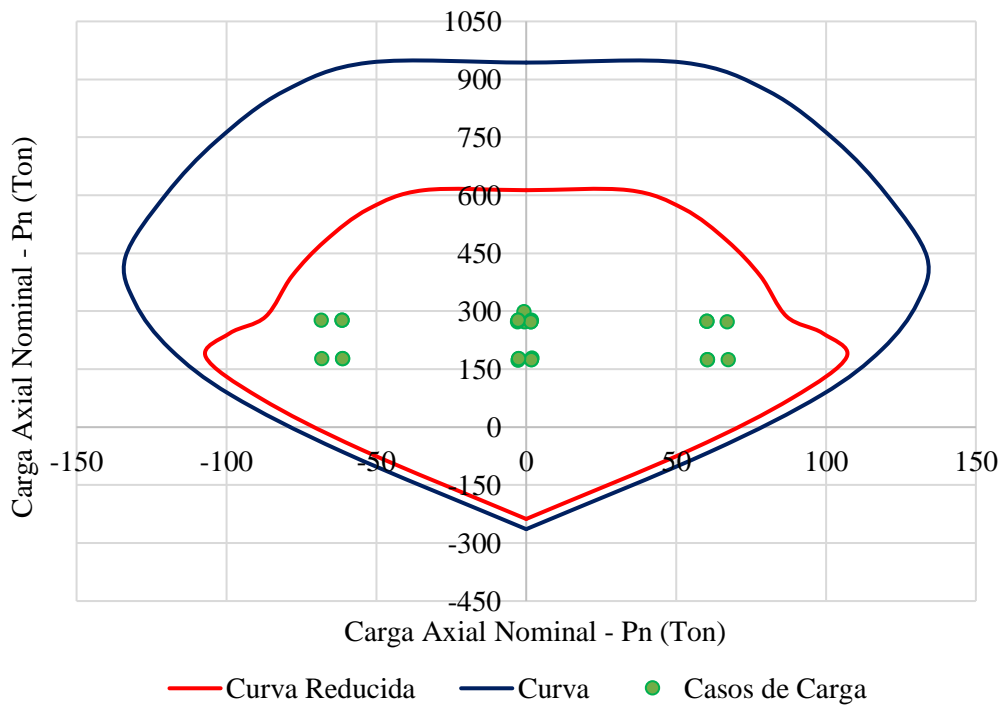
Fuente: Elaboración propia

Figura 63: Diagrama de Interacción Dirección eje X - Bloque 2



Fuente: Elaboración propia

Figura 64: Diagrama de Interacción Dirección eje Y - Bloque 2



Fuente: Elaboración propia

Como se observa en los diagramas de interacciones de la columna los valores de carga axial y momento obtenidos de las combinaciones de carga se encuentra dentro de la curva soportando dichas solicitaciones

3.1.3.9 Chequeo de elementos estructurales bajo carga gravitacional

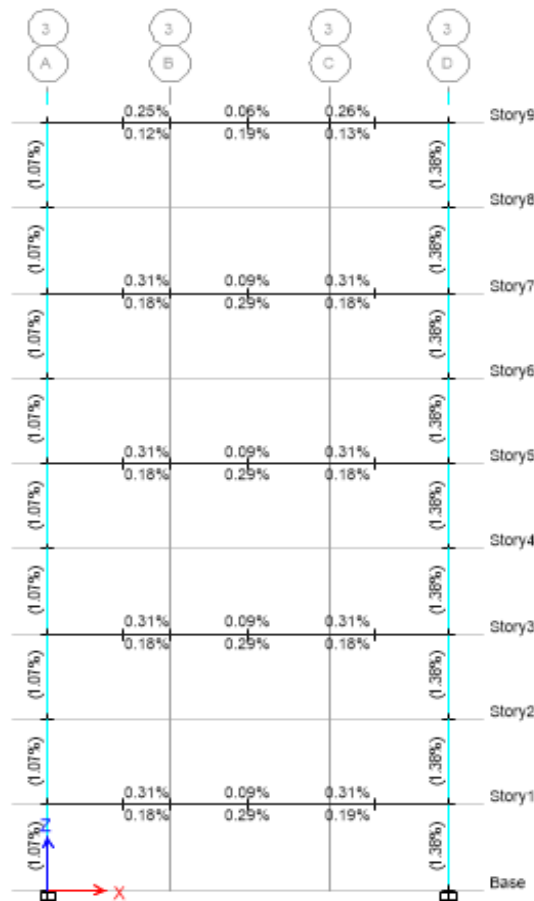
Se realizará un análisis de la estructura en el estado actual bajo cargas gravitacionales, del Bloque 1 y Bloque 2 con el fin de verificar el comportamiento de los principales elementos estructurales, para ello se empleará las combinaciones de carga de la NEC SE CG SE para inquirir el estado de resistencia de los elementos.

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L

Donde:

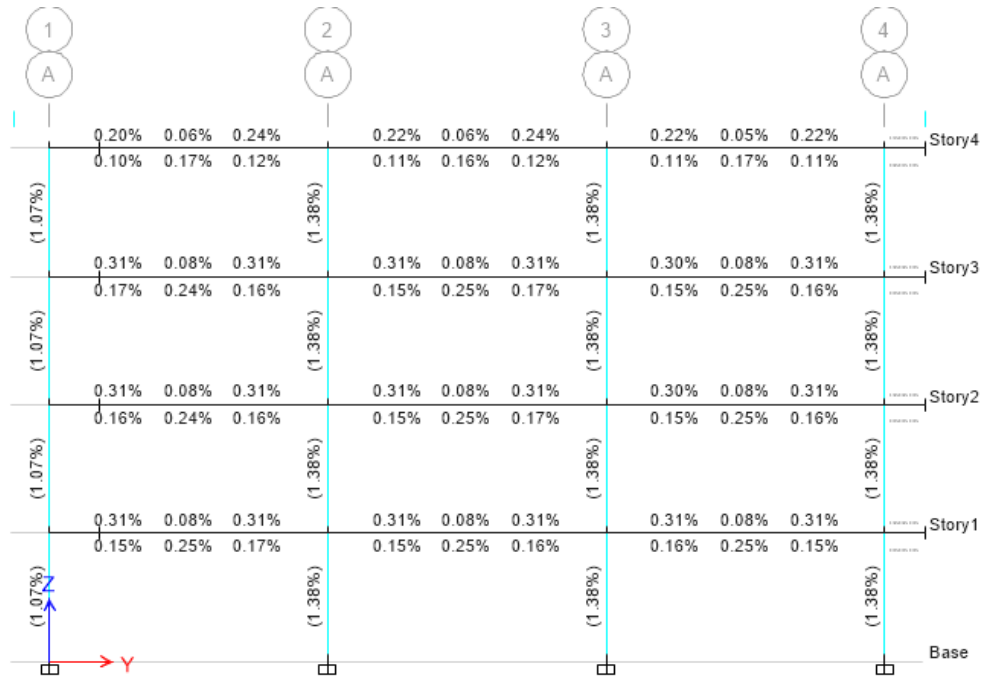
D: Carga Muerta, L: Carga Viva

Figura 65: Cuantía del acero de refuerzo del pórtico del eje 3 - Bloque 1



Fuente: ETABS 2016

Figura 66: Cuantía del acero de refuerzo del pórtico del eje A – Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

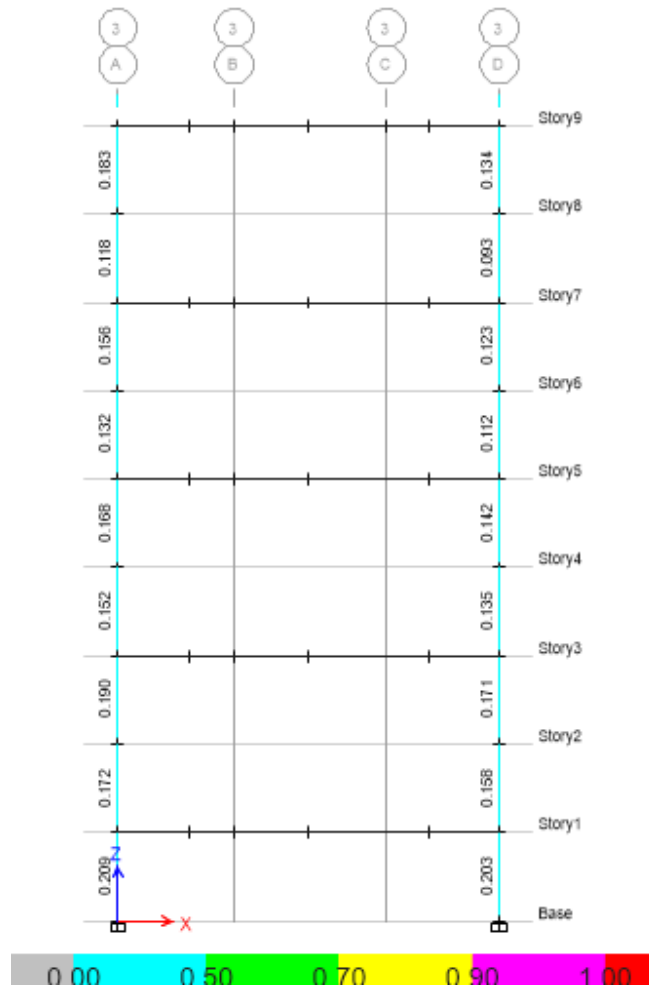
Con los datos obtenidos del software, la figura 65 y 66 muestran que ningún elemento del Bloque 1 y Bloque 2 presenta problema por ende cumple con el análisis bajo carga gravitacional, es decir la estructura no se encuentra afectada antes estas solicitaciones, ya que las cuantías en las columnas están dentro del rango de 1% a 3% de igual manera las cuantías de las vigas son menores la cuantía máxima permitida que es de 1.44% para el Bloque 2 y Bloque 1.

3.1.6.6.1 Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

Bajo cargas gravitacionales las columnas presentan una relación de capacidad menor a 1 tanto para el Bloque 1 y Bloque 2, ya que la estructura no está afectada bajo estas solicitaciones, como indica a figura 67 y 68, al contrario, cuando están sometidas a carga sísmicas la estructura es totalmente afectada, para verificar la demanda capacidad se tomó el pórtico más demandado, en cada bloque como indica las siguientes figuras

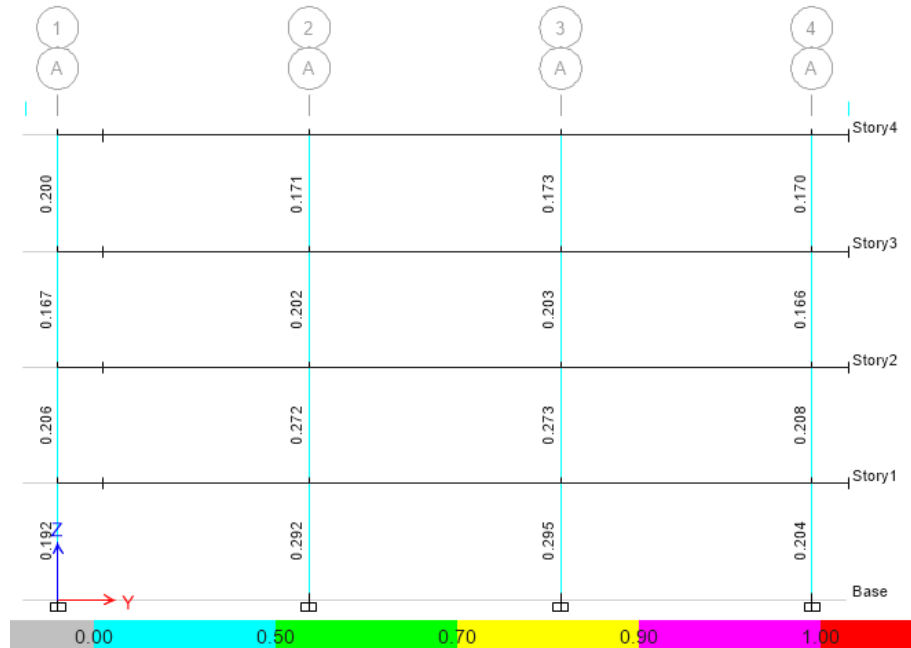
Figura 67: Demanda/Capacidad de Pórtico 3 bajo carga gravitacional -

Bloque 1



Fuente: ETABS 2016

Figura 68: Demanda / Capacidad del Pórtico A, bajo carga gravitacional
Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

3.1.7 Análisis Estático no Lineal.

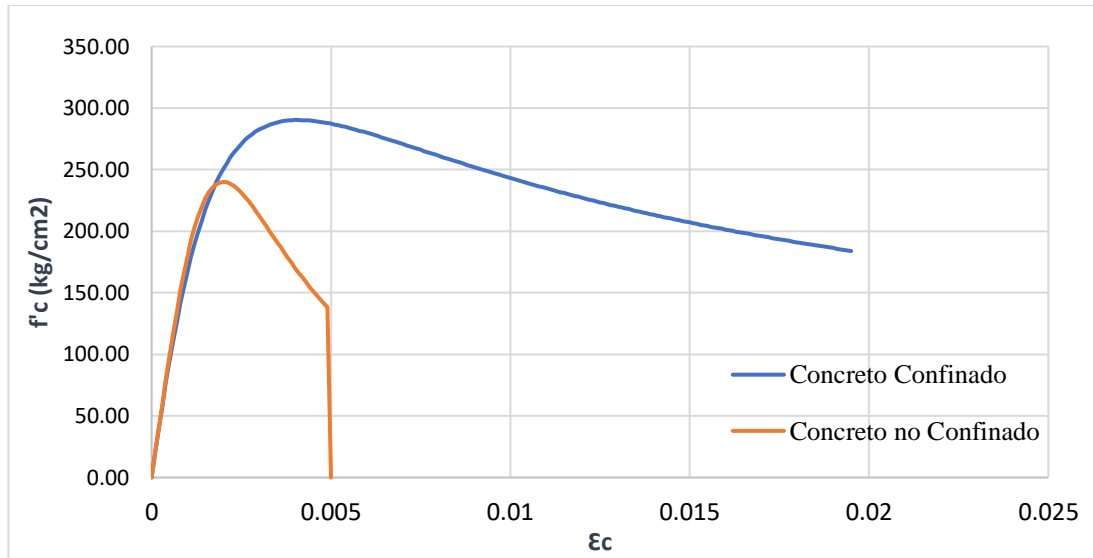
Para determinar el desempeño sísmico que tiene la estructura en estudio mediante el análisis estático no lineal, se empleará la metodología de la linealización como se indicó en el capítulo I.

El análisis no lineal Pushover se ha desarrollado a lo largo de los últimos años, con el fin de evaluar el desempeño sísmico de las estructuras [7], el ATC 40 y FEMA356 incorporaron el análisis con el objetivo de estimar la demanda a la que es sometida la estructura, mediante un aumento monolítica de fuerzas laterales que imponen los sismos [6],[8]. El análisis de empuje se basa en una serie de análisis estáticos para obtener una curva de fuerza – desplazamiento [7], el cual permite identificar que desempeño sísmico presenta la estructura durante una respuesta dinámica [8].

3.1.7.1 Modelos de comportamiento para los materiales

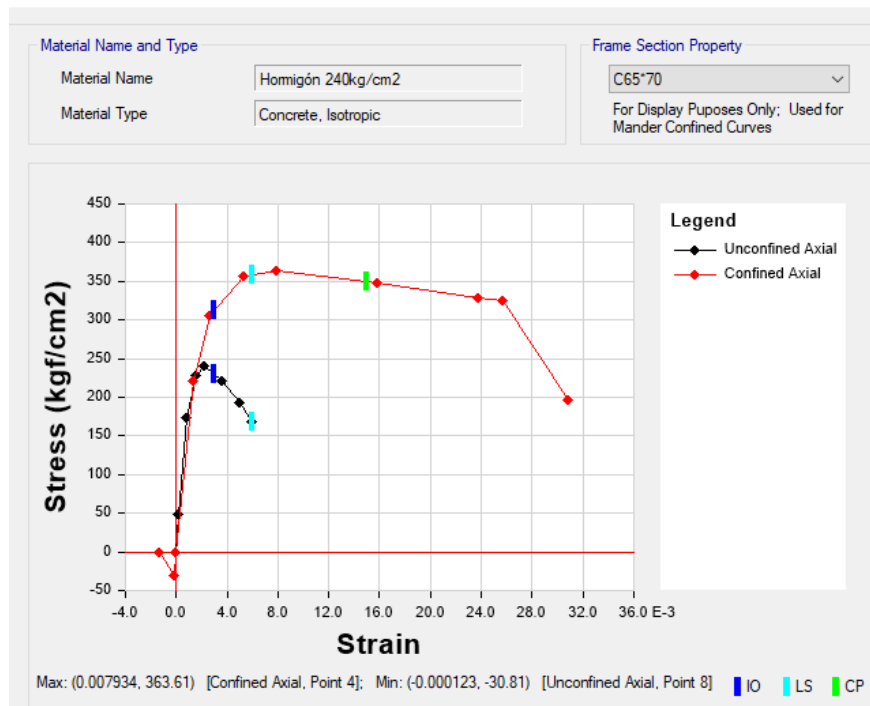
Como se indicó en el Capítulo I para determinar el comportamiento del hormigón se emplea el Modelo de Mander 1988, para el concreto confinado y concreto no confinado, el concreto confinado dependerá del confinamiento del acero transversal de los principales elementos estructurales. La siguiente figura se muestra la curva esfuerzo deformación, para una resistencia a compresión de 240kg/cm²

Figura 69: Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado



Fuente: Elaboración propia.

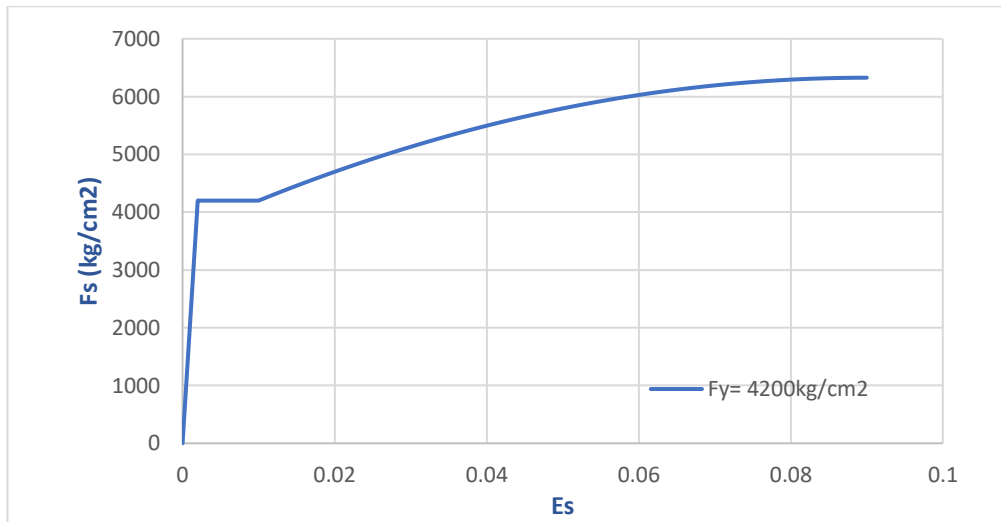
Figura 70: Modelo esfuerzo – deformación del concreto. Modelo de Mander



Fuente: ETABS 2016

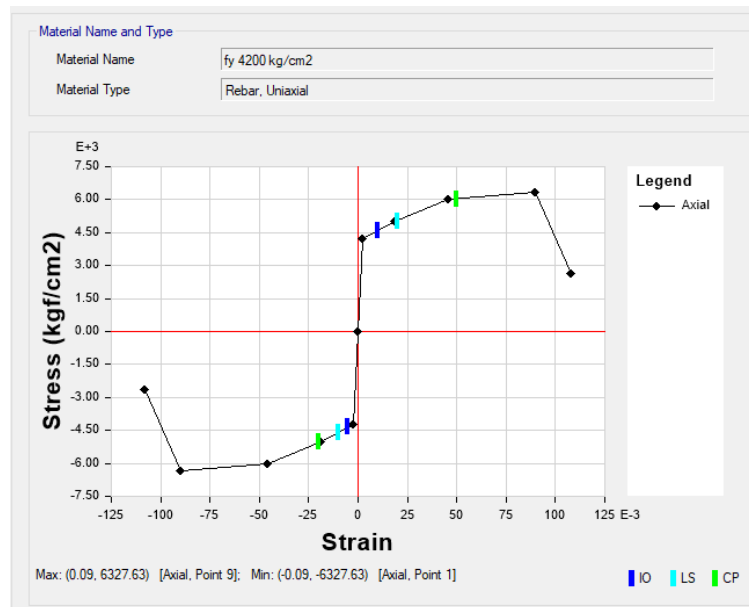
Para determinar el comportamiento no lineal del acero se emplea el modelo de Park 1975 como se indicó en el Capítulo I, la siguiente figura muestra el diagrama esfuerzo deformación del acero con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 71: Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park 1975)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 72: Modelo esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park)



Fuente: ETABS 2016

3.1.7.2 Carga no Lineal Gravitacional

Para el análisis de la estructura en estudio se empleará un patrón de cargas gravitacionales para tomar en cuenta la deformación que será sometida la estructura antes de ser sometida a la acción sísmica. El patrón de carga considera el 100% de la carga muerta según lo indica la NEC-2015 más un 25% de la carga viva, la estructura

debe estar previamente cargada, colocar las cargas estáticas no lineales de empuje para el Bloque 1-2 [19]

Figura 73: Patrón de Carga no Lineal Gravitacional

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

Fuente: ETABS 2016

3.1.7.3 Carga no Lineal lateral

La distribución de cargas que simulan las acciones del sismo se tomara en cuenta un patrón de cargas laterales unidireccionales en forma de triángulo invertido, obtenido mediante la distribución de fuerzas con el método de diseño fuerza lateral equivalente dada prescrita en la NEC SE DS [18].

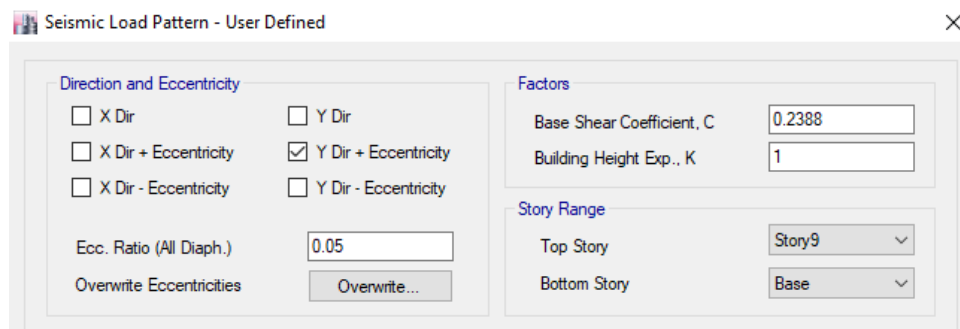
El patrón de carga que se define está en función de la fuerza cortante para cada piso tanto para el sentido X y el sentido Y, la carga aplicada es tipo sísmico lineal.

Figura 74: Patrones de carga sísmica dirección X



Fuente: ETABS 2016

Figura 75: Patrones de carga sísmica dirección Y



Fuente: ETABS 2016

Se le asignan el nombre de PUSHOVER X y PUSHOVER Y a la carga lateral no lineal para analizar las dos direcciones principales de análisis.

Figura 76: Caso de Carga para el Análisis Pushover en la Dirección X

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHOVER X [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: CARGA-GRAVITACIONAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sx	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

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

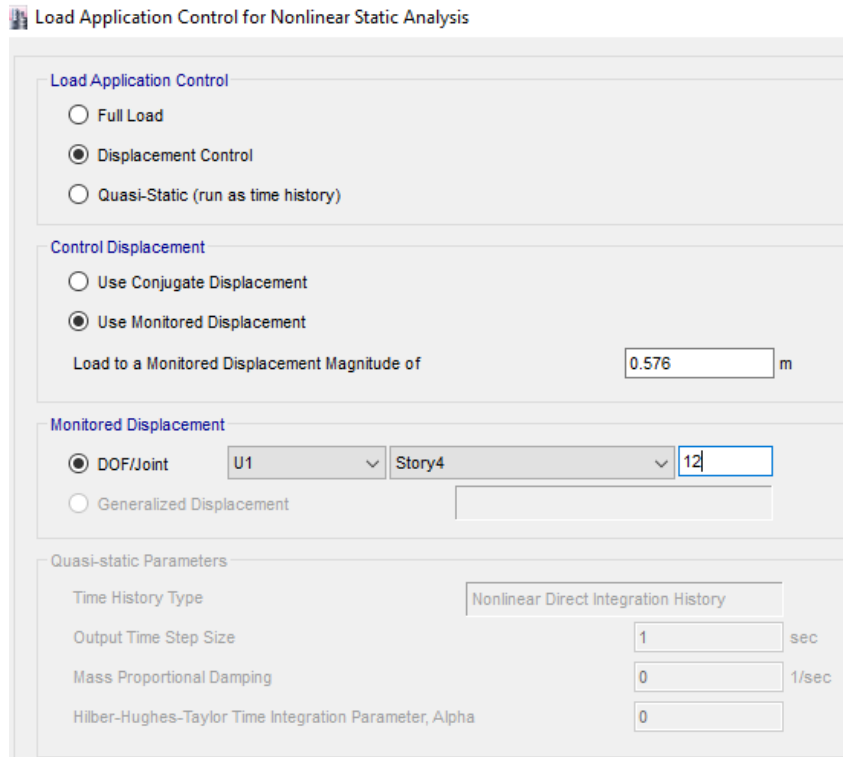
Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

Fuente: ETABS 2016

La carga no lineal será controlada mediante un control de desplazamiento ubicado en el centro de masas del ultimo nivel de la estructura como especifica FEMA 440 este será medido desde el nudo más cercano al centro de la estructura, según el FEMA 356 la longitud máxima del desplazamiento de la estructura antes de colapsar es del 4% de la altura total del edificio [19].

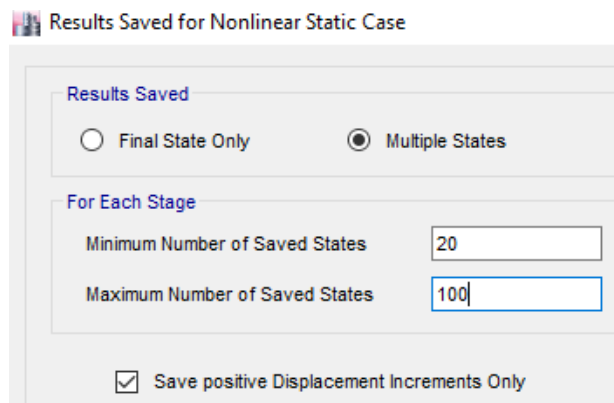
Figura 77: Control de Desplazamiento en la Dirección X



Fuente: ETABS 2016

Es importante detallar el número de estados de carga que requiere el análisis para obtener una adecuada curva Pushover.

Figura 78: Número de Pasos del Análisis en el Sentido X.



Fuente: ETABS 2016

Para verificar el desempeño de la estructura en estudio se realiza el análisis Pushover en las dos direcciones principales (X-Y) este proceso se realiza en el Bloque 1-2.

3.1.7.4 Asignación de Rótulas Plásticas.

La asignación de las rótulas plásticas en las zonas donde se espera fluencia de la sección, permite definir la capacidad individual de los elementos que conforman la estructura [1], para determinar la ductilidad de vigas y columnas se tomara en cuenta los criterios de aceptación planteados por la Tabla 10.7 y Tabla 10.8 de ASCE/SEI 41-13 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en vigas y columnas de hormigón armado respectivamente, como lo indica el Capítulo I.

La asignación de rótulas plásticas en las columnas se la realizará tomando en cuenta que es un elemento que trabaja a flexo-compresión.

Como se indicó en el Capítulo I la longitud de las rótulas plásticas de los principales elementos estructurales, se empleará la siguiente ecuación propuesta por Paulay y Priestley en 1992:

$$L_P = 0.08 L_C + 0.022 * d_b * f_y$$

Donde:

L_{SP} : longitud de penetración de deformación.

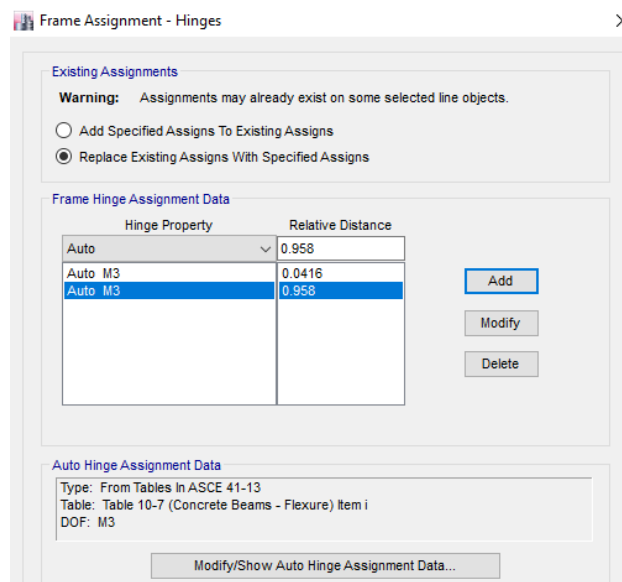
L_P : longitud de plastificación

L_C : Longitud al punto de inflexión

d_b : ϕ varilla longitudinal (Mas grande en m)

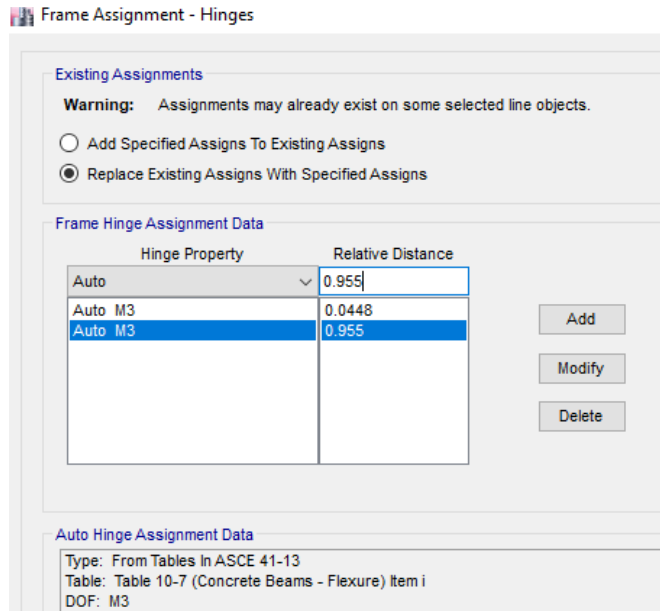
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

Figura 79: Longitud de la rótula plástica en columna cuadrada



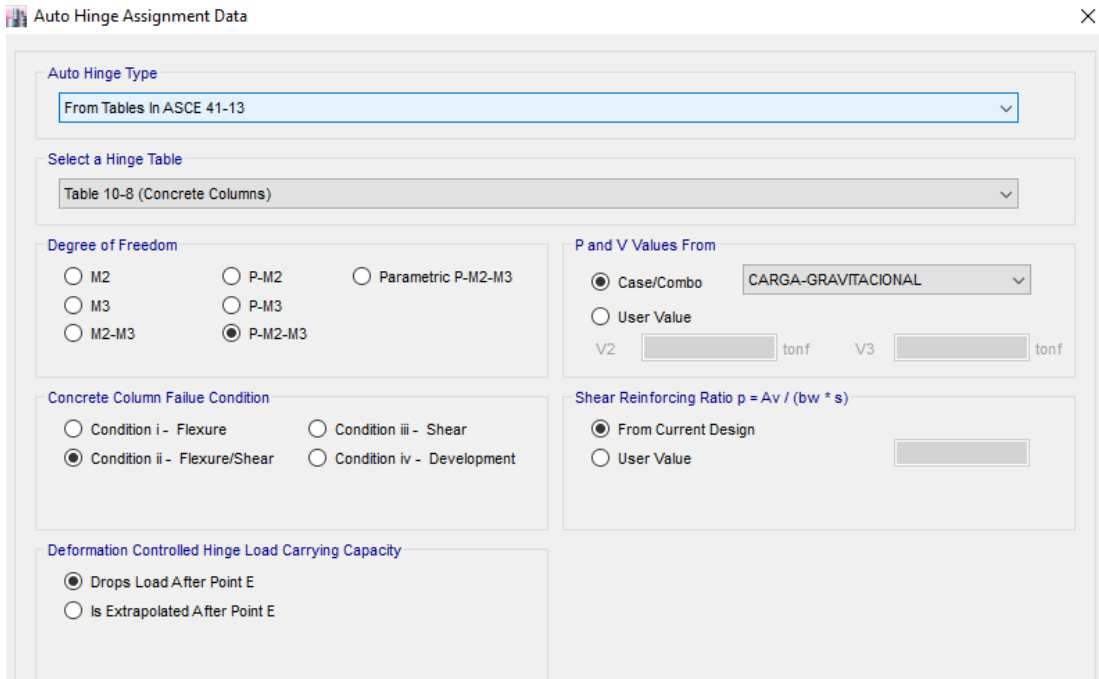
Fuente: ETABS 2016

Figura 80: Longitud de rotula plástica en columna circular



Fuente: ETABS 2016

Figura 81: Propiedades de las Rótulas Plásticas en Columnas



Fuente: ETABS 2016

La asignación de rótulas plásticas en las vigas, parte del criterio de aceptación de la Tabla 10-7 del ASCE 41-13, ya que es un elemento estructural dominado por flexión, el cual forma parte del sistema resistente a carga sísmica.

Figura 82: Propiedades de las Rótulas Plásticas en Vigas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom: M2, M3

V Value From: Case/Combo (CARGA-GRAVITACIONAL), User Value (V2: [] tonf)

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced: From Current Design, User Value (for positive bending) []

Transverse Reinforcing: Transverse Reinforcing is Conforming

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

Fuente: ETABS 2016

Figura 83: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas

Frame Assignment - Hinges

Existing Assignments: **Warning:** Assignments may already exist on some selected line objects.

Add Specified Assigns To Existing Assigns
 Replace Existing Assigns With Specified Assigns

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.958
Auto M3	0.0416
Auto M3	0.958

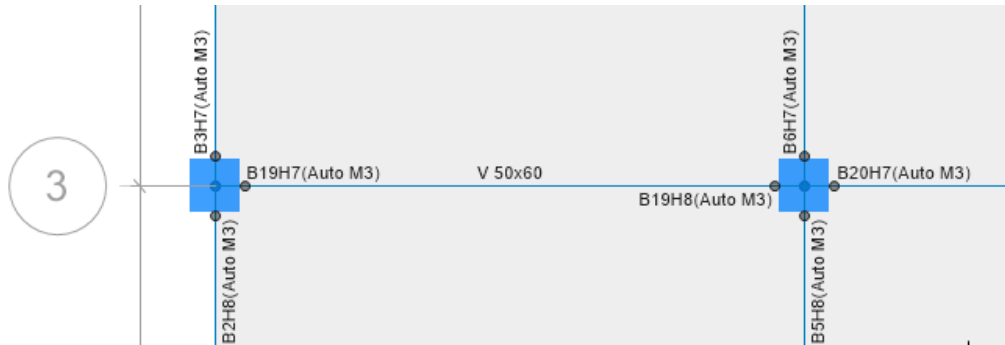
Buttons: Add, Modify, Delete

Auto Hinge Assignment Data: Type: From Tables In ASCE 41-13, Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i, DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Fuente: ETABS 2016

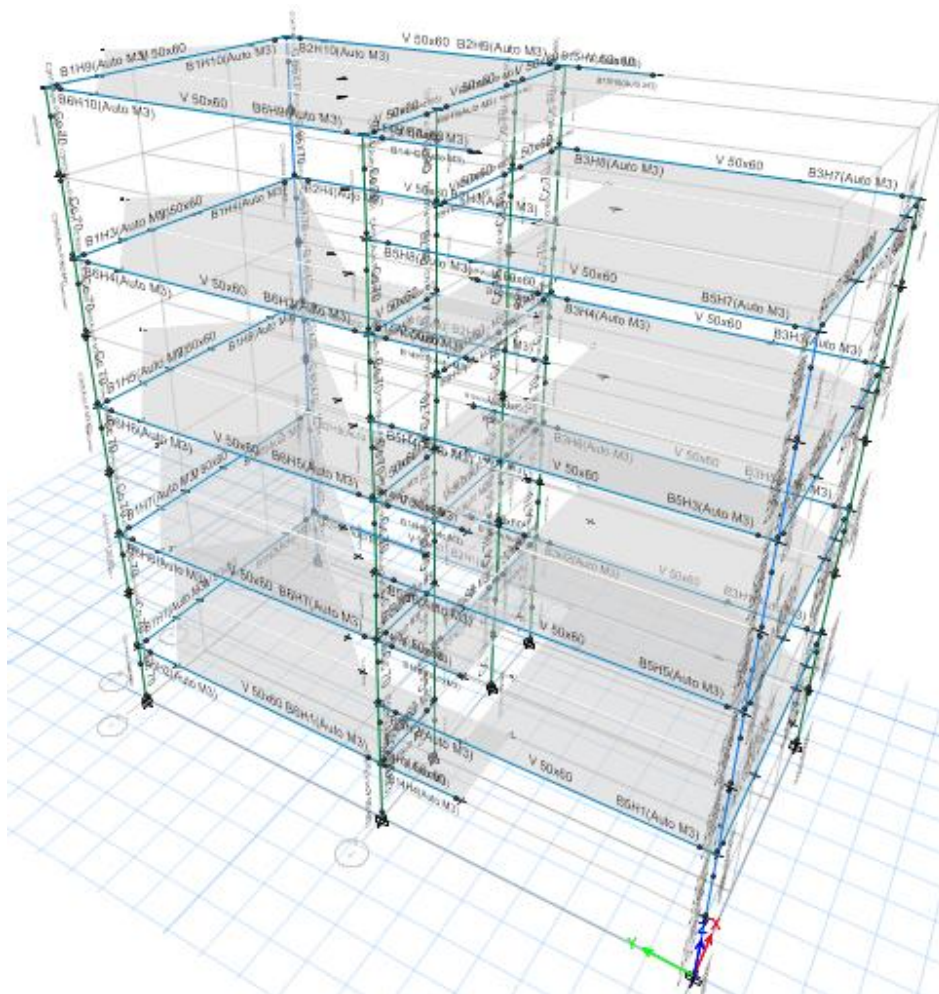
Figura 84: Asignación de Rótulas Plásticas en vigas



Fuente: ETABS 2016

Figura 85: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas y Columnas Bloque

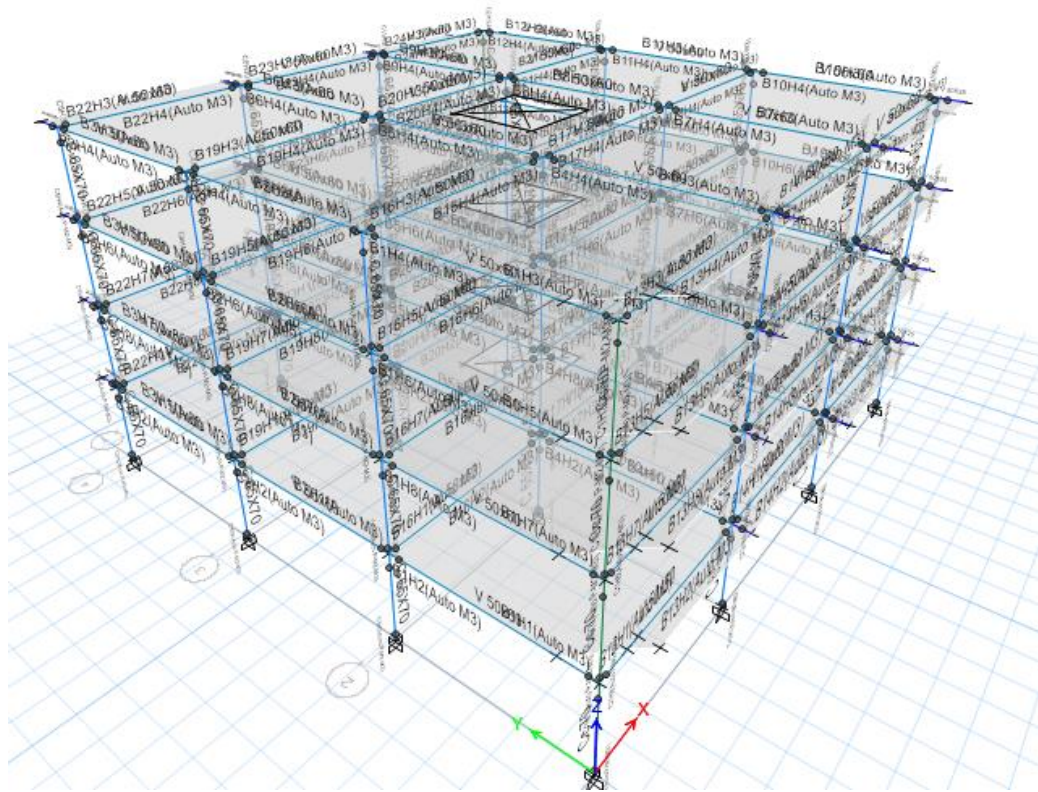
1



Fuente: ETABS 2016

Figura 86: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas y Columnas Bloque

2

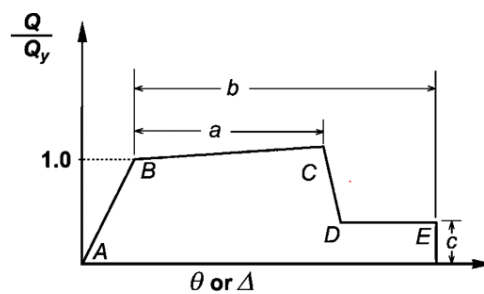


Fuente: ETABS 2016

3.1.7.5 Diagrama momento – curvatura

Con la finalidad de representar el comportamiento de las rotulas plásticas que se presenta en el software ETABS 2016, se procedió a calcular el diagrama momento rotación para los elementos estructurales con el procedimiento descrito en la norma ASCE 41-13.

Figura 87: Representación del diagrama momento-rotación



Fuente: ASCE 41 -13

Figura 88: Definición del momento – rotación V 50X60



Fuente: ETABS 2016

Tabla 89: Parámetros de modelación para la viga V 50X60

Sección transversal del elemento	Punto	Momento (Ton-m)	Curvatura (1/m)	M/My	Rotación
	-E	-4.08	-0.0488	-0.2	-0.0476
	-D	-4.08	-0.0256	-0.2	-0.0244
	-C	-30.85	-0.0256	-1.1	-0.0244
	-B	-20.38	-0.0012	-1	0
	A	0	0	0	0
	B	20.38	0.0012	1	0
	C	30.85	0.0256	1.1	0.0244
	D	4.08	0.0256	0.2	0.0244
	E	4.08	0.0488	0.2	0.0476

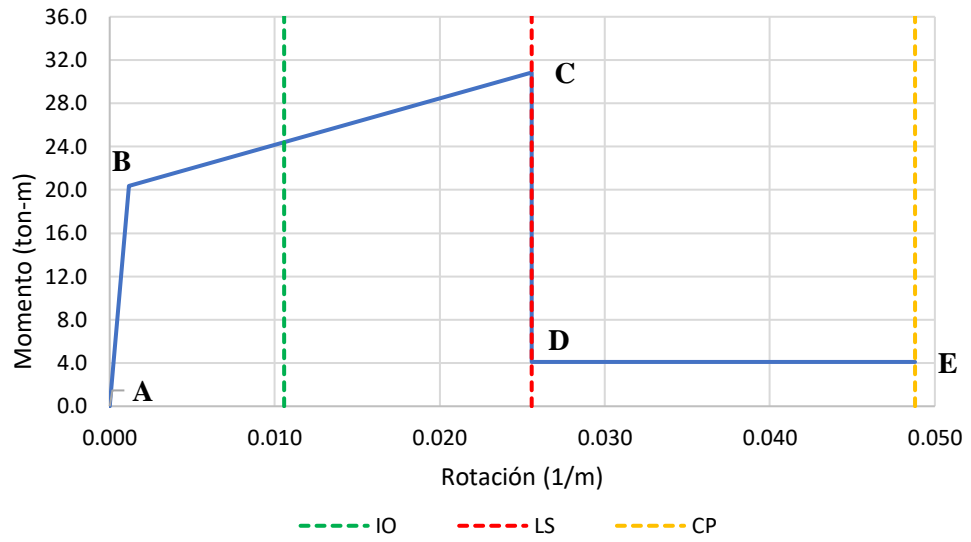
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 90: Criterios de aceptación

IO	LS	CP
0.009	0.0240	0.0480

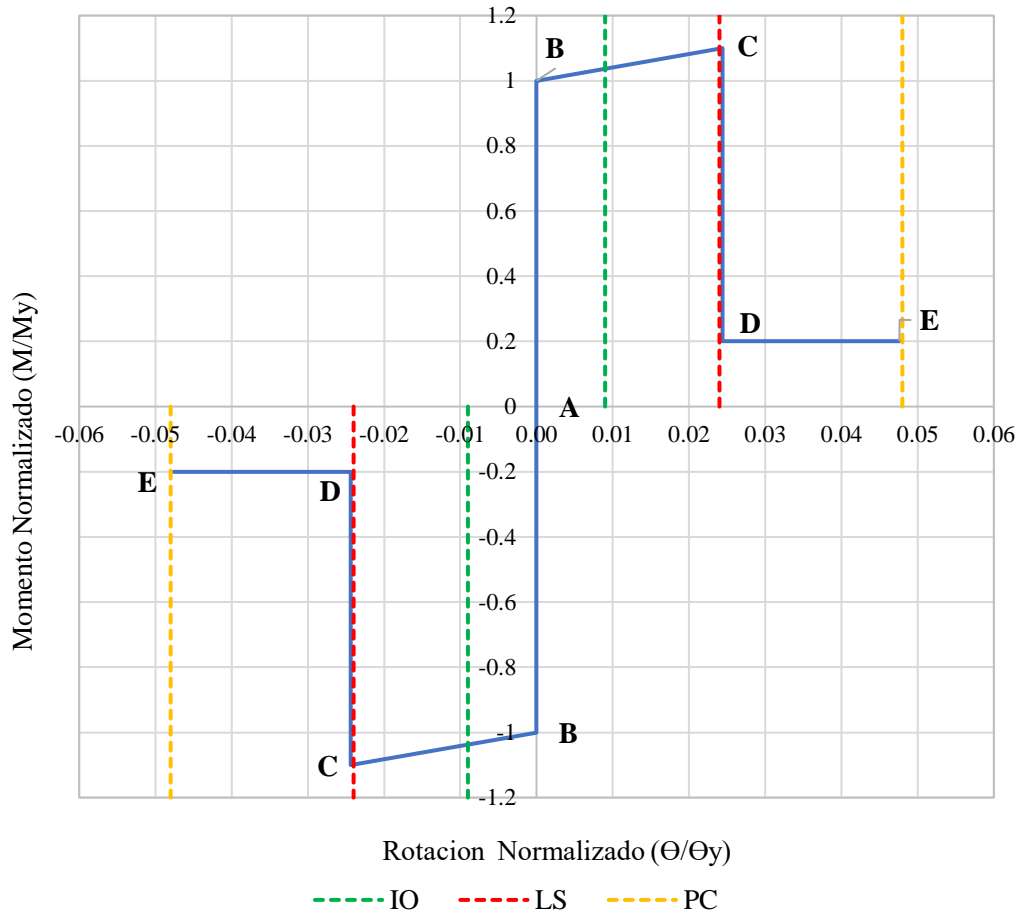
Fuente: Elaboración Propia

Figura 89: Diagrama momento-rotación de la viga



Fuente: Elaboración Propia

Figura 90: Diagrama de puntos notables A, B, C, D y E normalizado



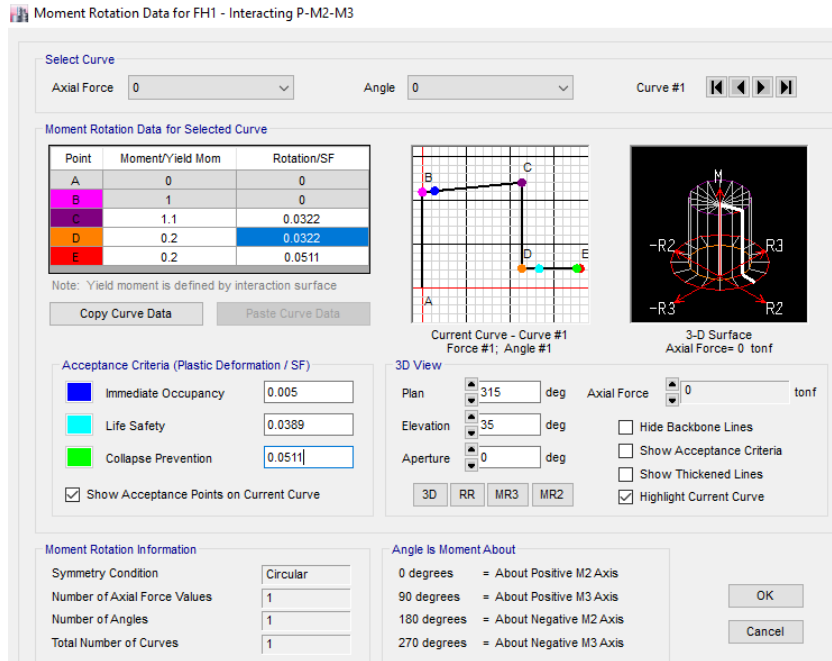
Fuente: Elaboración Propia

De los datos de la tabla 89 y de la figura 90, se interpreta de la siguiente manera:

- En punto B representa la fluencia que indica el cambio del comportamiento elástico a inelástico con un valor de momento de 20.38 ton-m y rotación de 0.0012 rad.
- Se incrementa los valores de momento flector hasta el punto C que representa la capacidad máxima de la sección con un valor de momento de 30.85 ton-m y rotación de 0.0256 rad.
- Después del punto anterior la sección pierde su capacidad de resistencia, el valor de momento representa el 20% del momento de fluencia del punto B, obteniendo un momento de 4.08 ton-m y 0.0256 rad, lo que provoca el colapso del elemento en el punto E.

La siguiente figura muestra los parámetros de modelación del diagrama Momento-Rotación para la rótula plástica por flexo compresión y deformación controlada de la columna C – 65 x 70.

Figura 91: Definición del momento – rotación C 45X40



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 91: Parámetros de modelación para la columna C 65X70

Sección transversal del elemento	Punto	Momento (Ton-m)	Curvatura (1/m)	M/My	Rotación
	A	0	0	0	0
	B	64.8	0.001	1	0
	C	102.59	0.0332	1.1	0.0322
	D	12.96	0.0332	0.2	0.0322
	E	12.96	0.0521	0.2	0.0511

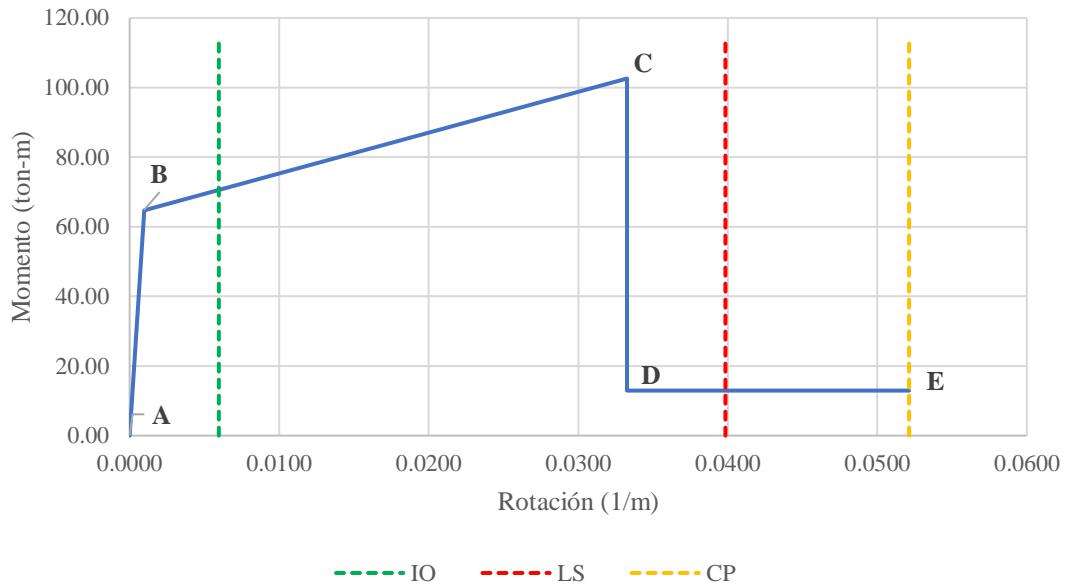
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 92: Criterios de aceptación para la Columna

IO	LS	CP
0.0050	0.0389	0.0512

Fuente: Elaboración Propia

Figura 92: Diagrama momento - rotación de la columna



Fuente: Elaboración Propia

De los datos de la tabla 91 y de la figura 92 se interpreta los datos de la siguiente manera:

- Los valores de fluencia se representan en el punto B que indica el cambio del comportamiento elástico a inelástico con un valor de momento de 64.8 ton-m y su rotación de 0.001 rad.
- La capacidad de resistencia máxima de la sección se presenta en el punto C, el momento va aumentando con un valor de 102.52 ton-m y rotación de 0.0332 rad.
- La sección pierde su capacidad bajando su valor de momento representando un 20% del momento de fluencia del punto B, con un valor 12.96 ton- m y rotación de 0.032 rad, llegando al colapso de la sección.

3.1.3.2.5 Niveles de Amenaza sísmica

Como se indicó en el capítulo I, la amenaza sísmica corresponde a las fuerzas externas impuestas a la estructura por distintos niveles o intensidades del sismo [34], se determina el desempeño sísmico de la estructura en estudio, para diferentes niveles de amenaza sísmica. Los sismos se clasifican según los niveles de peligro y el periodo medio de retorno según la NEC-SE-DS, en la sección 4.3.2. La siguiente tabla indica la clasificación de los sismos y el PGA en la ciudad Ambato.

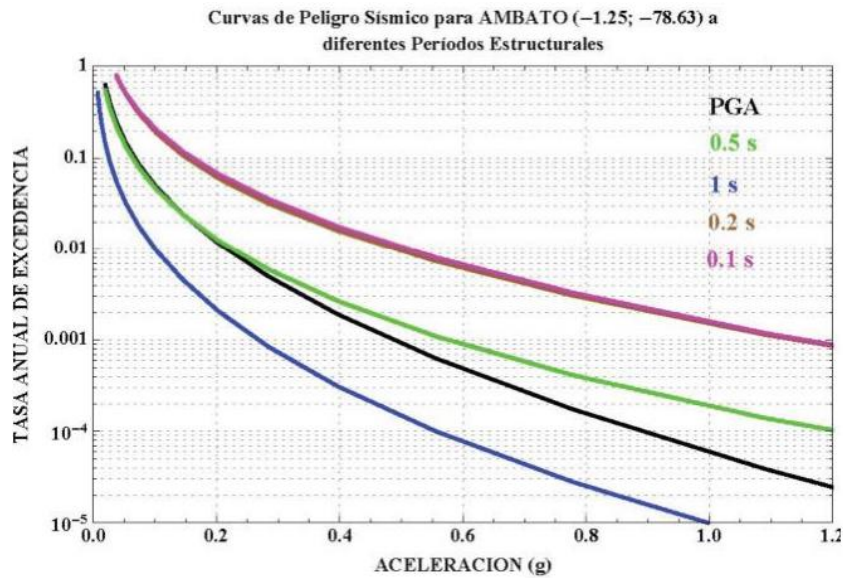
Tabla 93: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)	PGA Rock Ambato
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389	0.2
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444	0.31
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211	0.40
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040	0.65

Fuente: NEC-SE-RE

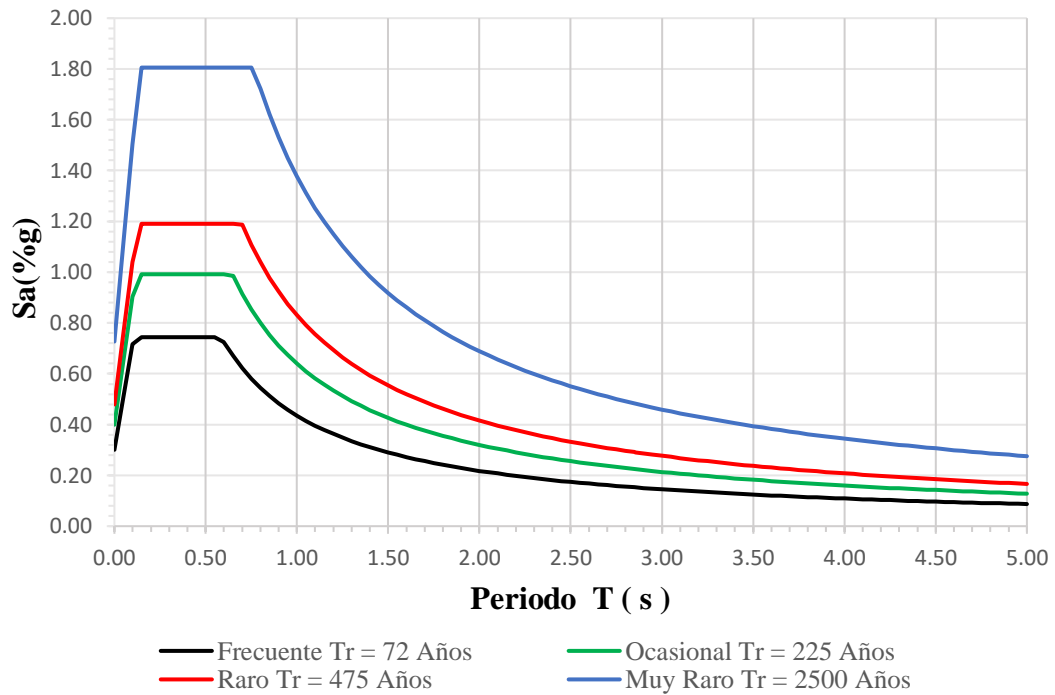
Para obtener los espectros para cada nivel de amenaza se lo hace mediante las curvas de peligro sísmico probabilista para la ciudad de Ambato que se especifica en la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo de peligro sísmico, la curva relaciona la aceleración sísmica con la tasa anual de excedencia. En la siguiente figura se presenta las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato:

Figura 93: Curvas de peligro sísmico, Ambato



Fuente: NEC-SE-DS 2015

Figura 94: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica



Fuente: Elaboración propia.

3.1.7.6 Resultados del análisis estático no lineal – Pushover

Se analizará los datos obtenidos del análisis pushover, para determinar el desempeño de la estructura para cada nivel de amenaza sísmica. Se evaluará los principales elementos estructurales afectados por la formación de rotulas plásticas, además se analizará el comportamiento global de la estructura.

3.1.7.6.1 Análisis de resultados – Bloque 1

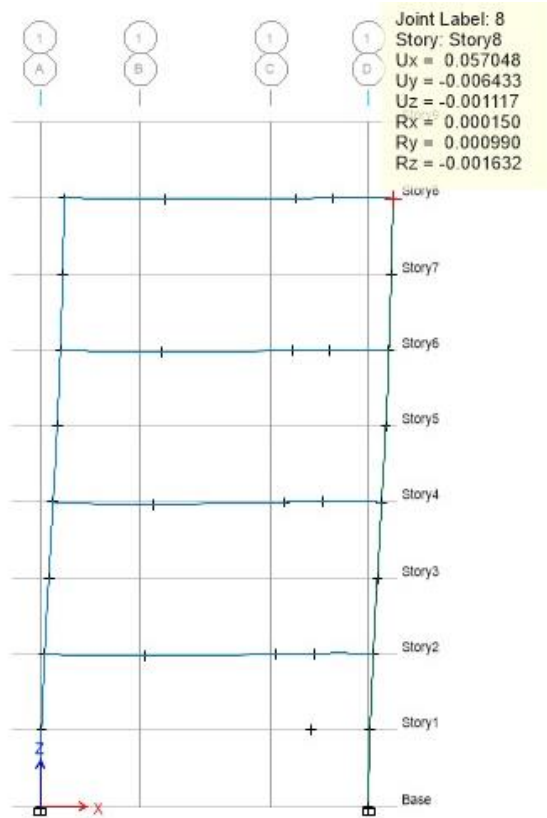
3.1.7.6.1.1 Formación de rotulas plásticas

El primer análisis que se realiza es la identificación del proceso de formación de las rotulas plásticas para determinar qué elementos empiezan a fallar durante el empuje de la estructura hasta el colapso.

➤ Dirección X

Se analizan las rotulas plásticas relacionándolas con la amenaza sísmica considerada con el fin de observar los elementos más susceptibles al daño.

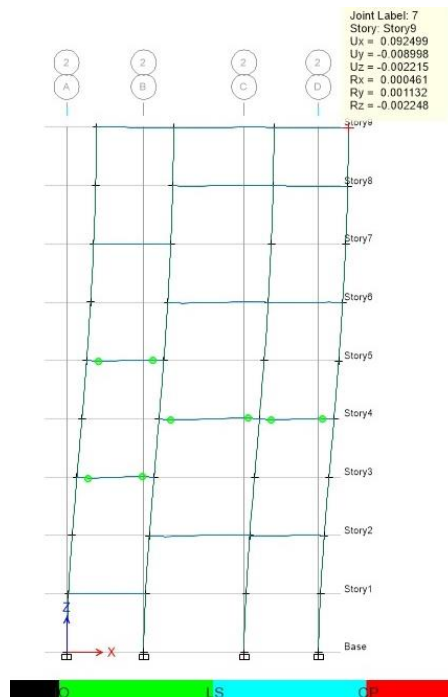
Figura 95: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 5.70$ cm



Fuente: ETABS 2016

Con un desplazamiento de 5.70 cm de la estructura, que corresponde a un nivel de amenaza sísmica frecuente, no se ha formado ninguna rotula plástica.

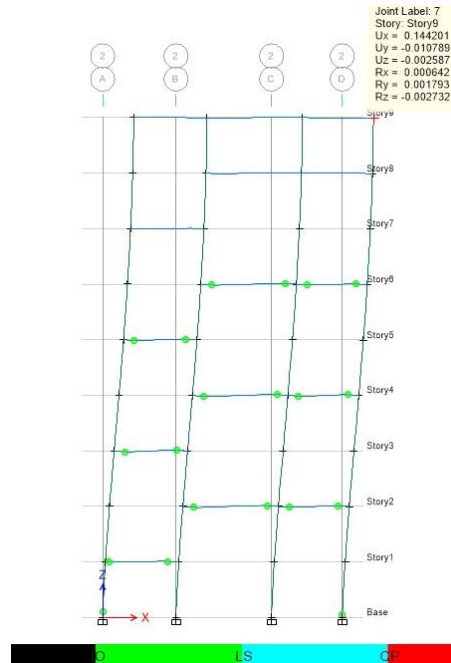
Figura 96: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 9.25$ cm



Fuente: ETABS 2016

Para un desplazamiento de 9.25 cm correspondiente a un nivel de amenaza sísmica ocasional, se han formado 9 rotulas plásticas en las vigas del segundo nivel de color verde que significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

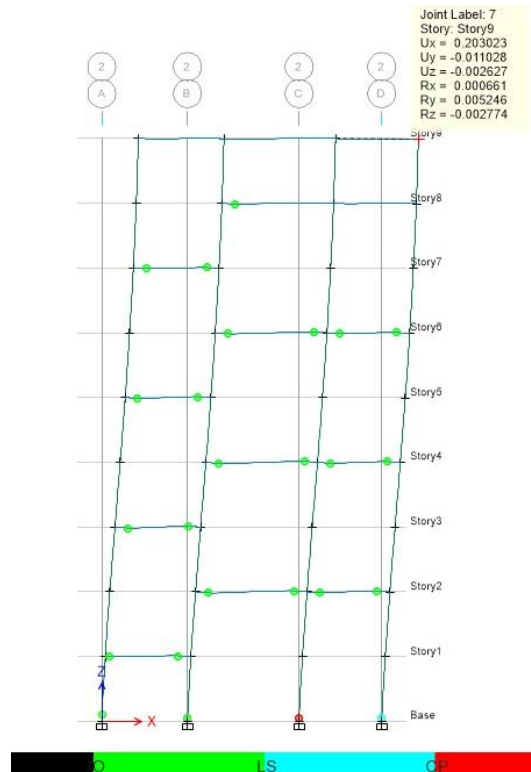
Figura 97: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 14.42$ cm



Fuente: ETABS 2016

La estructura se desplaza 14.42 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sísmico raro, se han formado 30 rotulas plásticas en vigas y columnas, la mayor parte se forman en las vigas de los tres primeros pisos, y además se observa que se forman 4 rotulas en la base de las columnas del primer piso, las cuales se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

Figura 98: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 20.30$ cm



Fuente: ETABS 2016

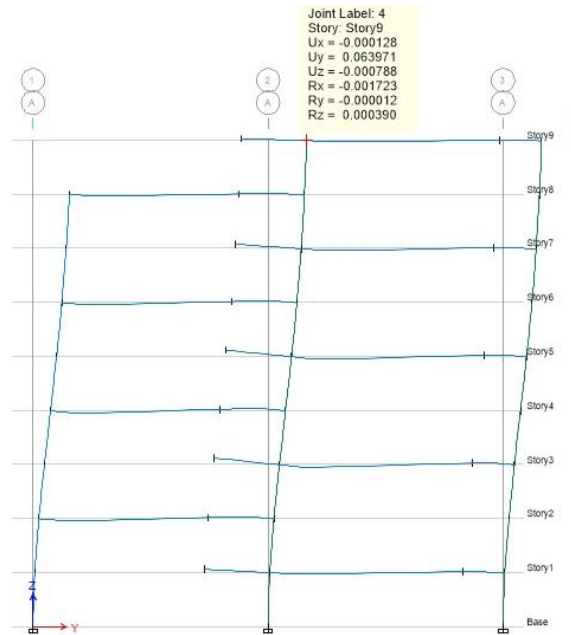
El desplazamiento antes que la estructura colapse es de 20.30 cm que corresponde a un nivel de amenaza muy raro, donde se han formado 40 rotulas plásticas que se encuentre en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS), 4 rotulas en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-PC), y además se forma una rotula que llega al colapso ubicado en la base de la columna de pórtico 2C.

➤ **Dirección Y**

De la misma manera se analiza la formación de rotulas plásticas en la dirección Y, con la finalidad de identificar las fallas que podría presentar frente a los diferentes tipos de amenaza sísmica aplicadas a la edificación.

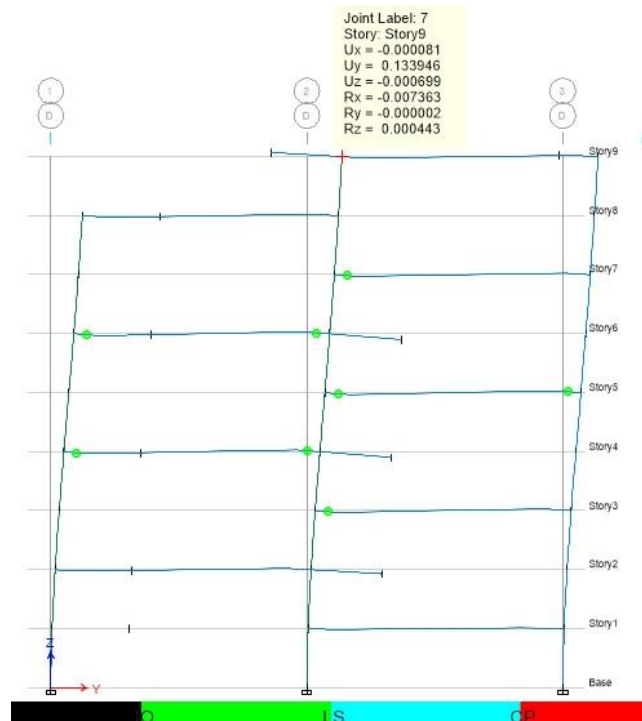
Con un desplazamiento de 6.40 cm de la estructura, que corresponde a un nivel de amenaza sísmica frecuente, no se ha formado ninguna rotula plástica. La estructura no presenta ningún daño.

Figura 99: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 6.40$ cm



Fuente: ETABS 2016

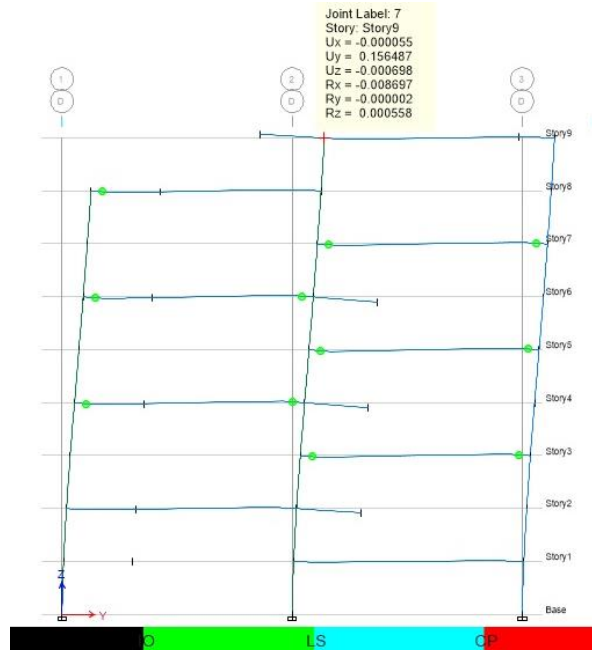
Figura 100: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 13.40$ cm



Fuente: ETABS 2016

Para un desplazamiento de 13.40 cm correspondiente a un nivel de amenaza sísmica ocasional, se han formado 14 rotulas plásticas en las vigas de los niveles superiores de color verde que significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

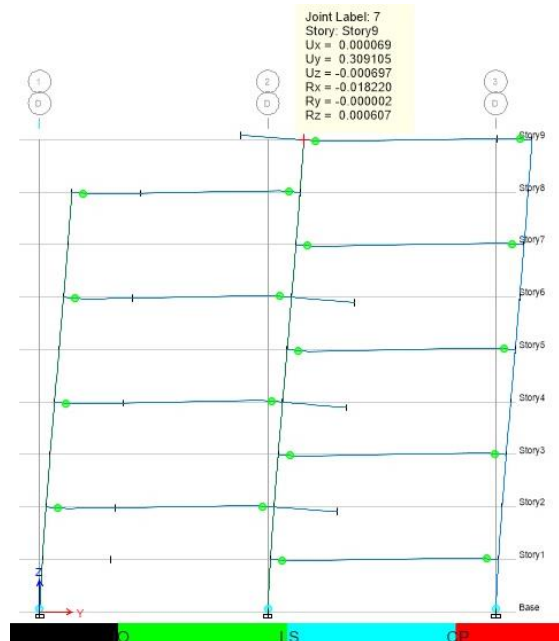
Figura 101: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 15.65$ cm



Fuente: ETABS 2016

La estructura se desplaza 15.65 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sísmica raro, se han formado 22 rotulas plásticas en vigas, la mayor parte se forman en las vigas de los tres primeros pisos, las cuales se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

Figura 102: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 30.91$ cm



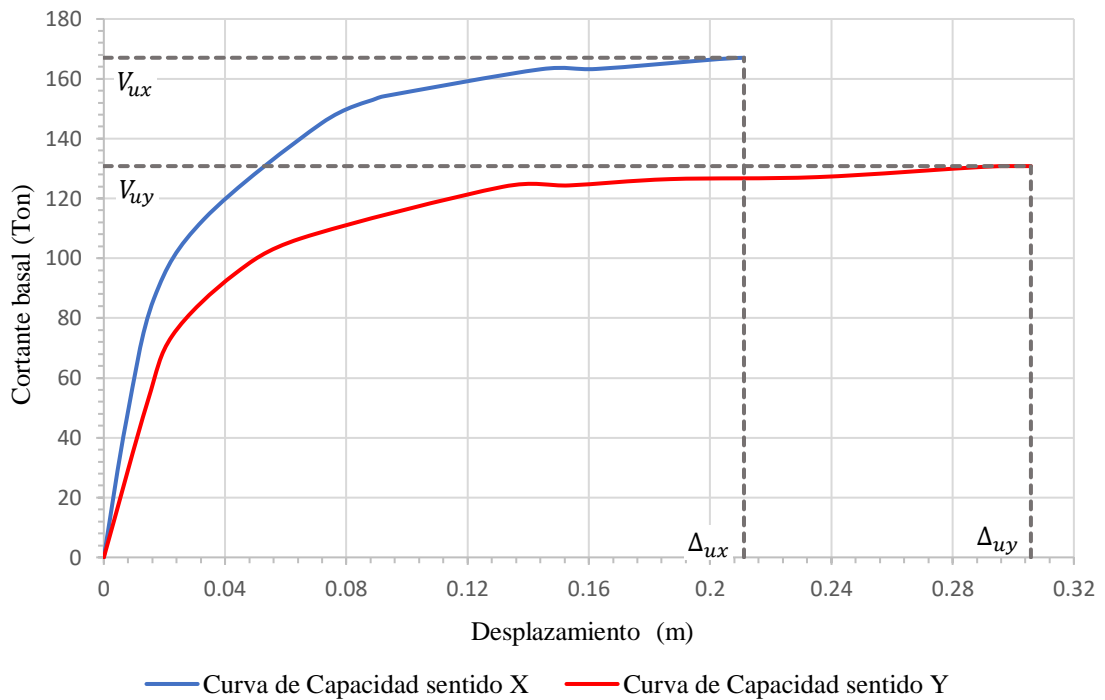
Fuente: ETABS 2016

El desplazamiento que corresponde a un nivel de amenaza muy raro es de 23.50 cm, donde se han formado 36 rotulas plásticas que se encuentre en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) y 8 rotulas en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-PC), la estructura presenta un mejor comportamiento sísmico en este sentido de análisis.

3.1.7.6.1.2 Curva de capacidad

Con los datos obtenidos del análisis se obtuvo la curva de capacidad la misma que relaciona al cortante total de la estructura con el desplazamiento del último piso.

Figura 103: Curva de capacidad sentido X-Y Bloque 1



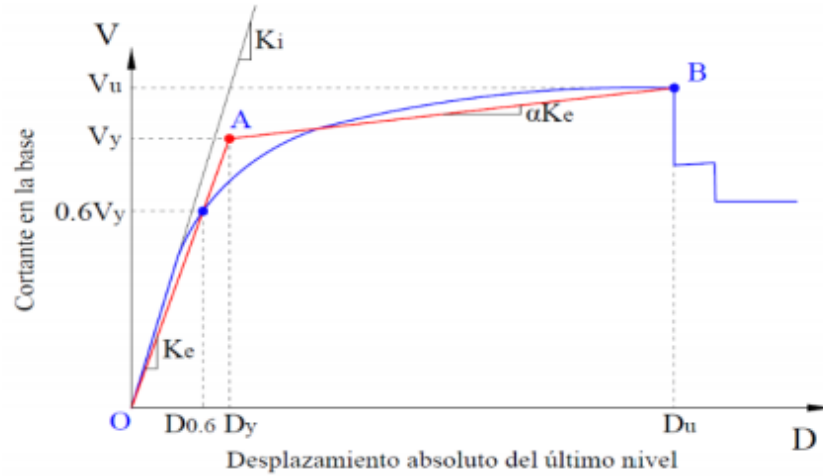
Fuente: Elaboración Propia.

Como se presenta en la curva de capacidad para el bloque 1, en el sentido X se presenta un cortante ultimo de 167.03 Ton y un desplazamiento de 21.12 cm, la estructura tiende a fluir con un cortante de 134.9 Ton y un desplazamiento de 2.54 cm. Al contrario, en el sentido Y la estructura tiene un cortante ultimo de 130.81 Ton y un desplazamiento máximo de 30.58 cm, en esta dirección tiene a fluir con un desplazamiento de 3.25 cm y un cortante basal de 109.77 Ton.

3.1.7.6.1.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

Para la representación bilineal de la curva se empleará el método propuesto por el FEMA 356, esta representación bilineal representa el comportamiento que presenta la estructura en el estado actual.

Figura 104: Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: FEMA 356, 2000

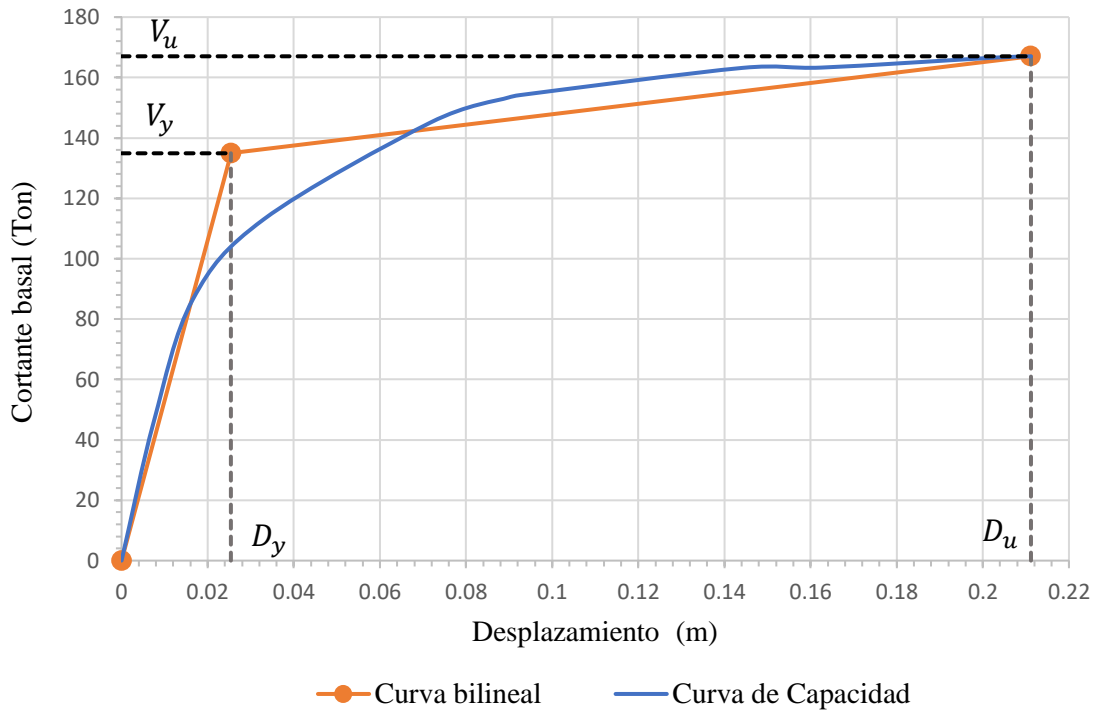
Tabla 94: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido

X Bloque 1

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
2.54	134.90
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
21.12	167.03
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	6150.686
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	5313.165
Rigidez post-elástica	
α	0.032549

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 105: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 1



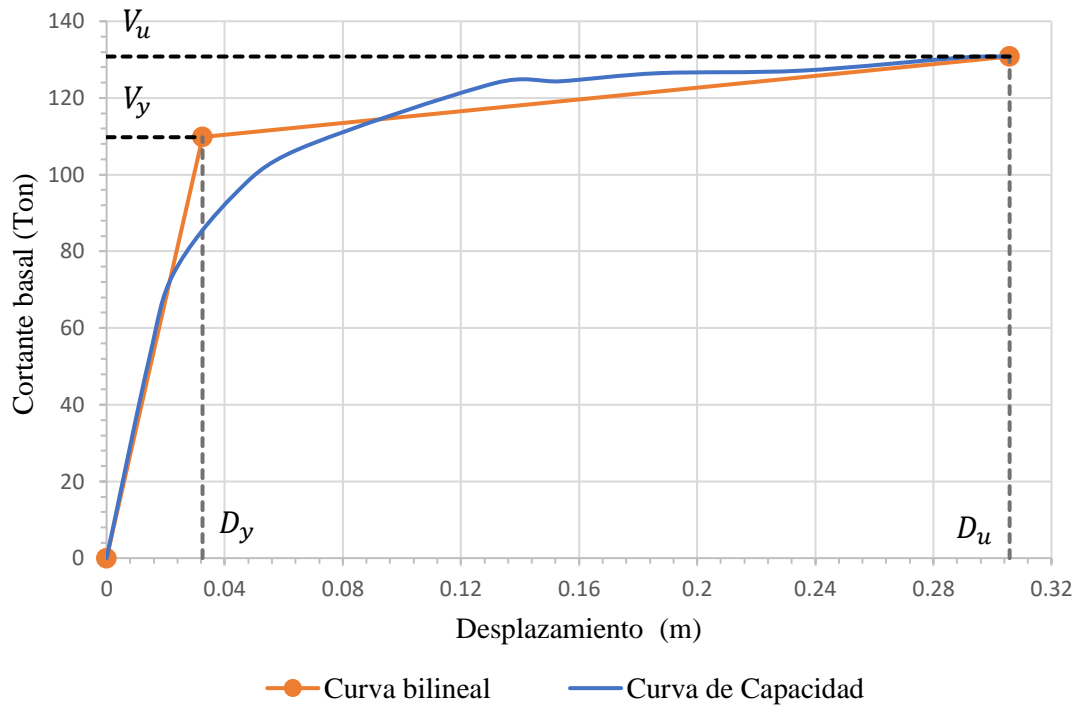
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 95: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 1

Punto de fluencia efectiva	
D_y (cm)	V_y (Ton)
3.25	109.77
Punto antes del colapso	
D_u (cm)	V_u (Ton)
30.58	130.81
Rigidez inicial	
K_i (ton/m)	3606.084
Rigidez lateral efectiva	
K_e (ton/m)	3378.38
Rigidez post-elástica	
α	0.022782

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 106: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 1



Fuente: Elaboración Propia.

3.1.7.6.1.4 Punto de desempeño

Los puntos de desempeño se obtuvieron los datos del software ETABS 2016 como se presentan en las siguientes tablas para el Bloque 1 de las dos direcciones de análisis, se utiliza el método de la normativa FEMA 440 conocido como Linealización equivalente obteniendo los valores para cada demanda sísmica.

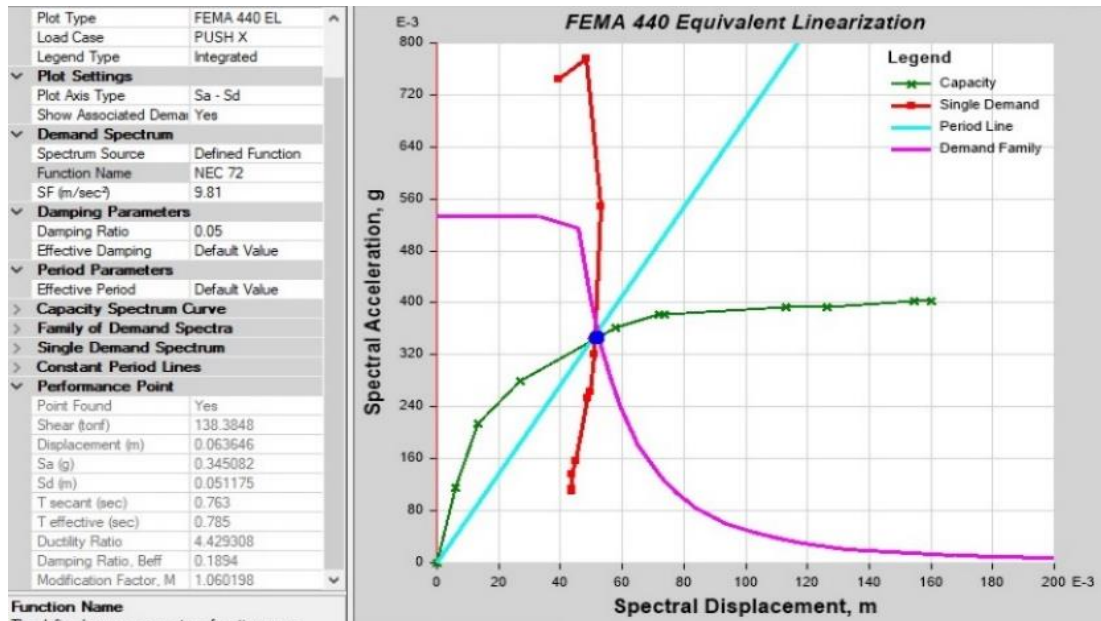
➤ Dirección X

Tabla 96: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 1

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.064	138.385
	Ocasional	0.094	154.525
	Raro	0.122	159.345
	Muy Raro	0.208	166.854

Fuente: Elaboración Propia.

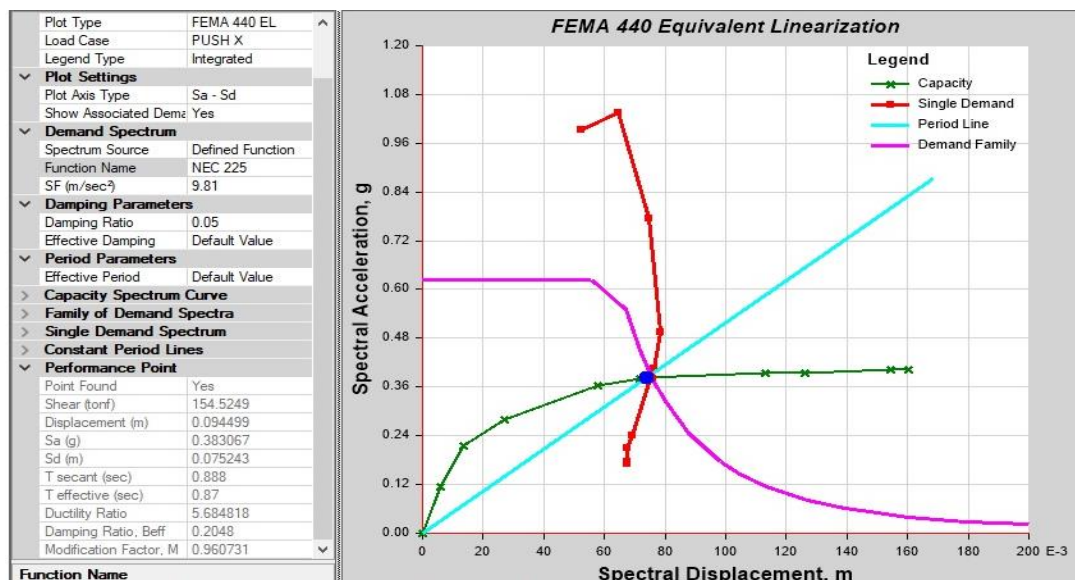
Figura 107: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X - Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo frecuente, $T_r=72$ años, como indica la figura anterior, se obtiene los siguientes valores producto de la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad una fuerza de empuje de 138.39 ton generando un desplazamiento de 6.4 cm.

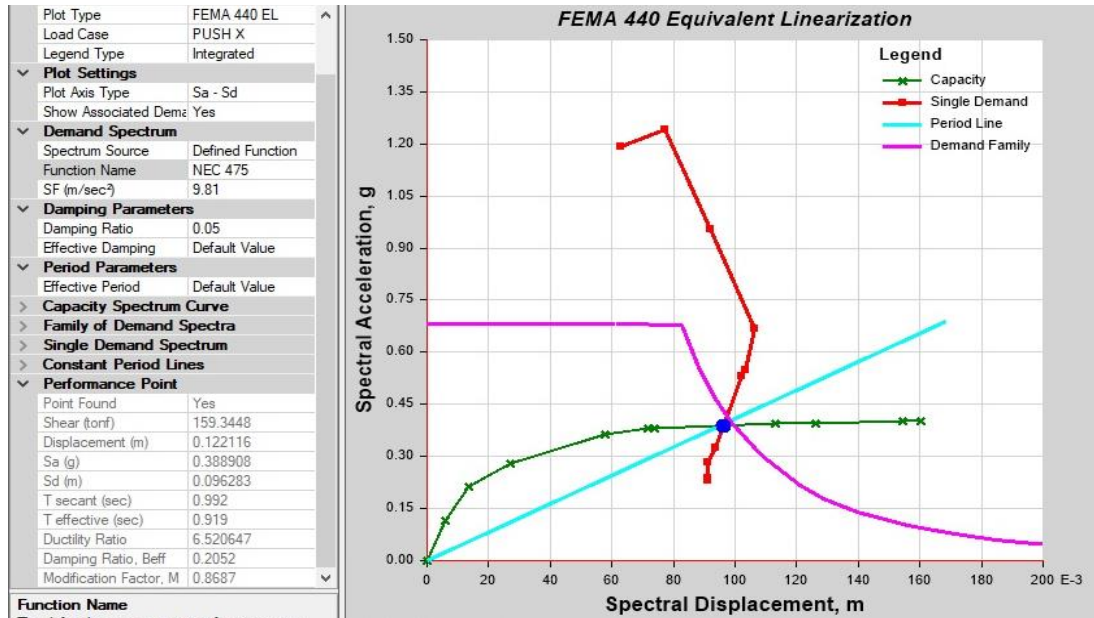
Figura 108: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X - Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo ocasional, $T_r=225$ años, el valor del punto de desempeño es de 9.40 cm y 154.53 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad aumenta.

Figura 109: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X - Bloque 1.

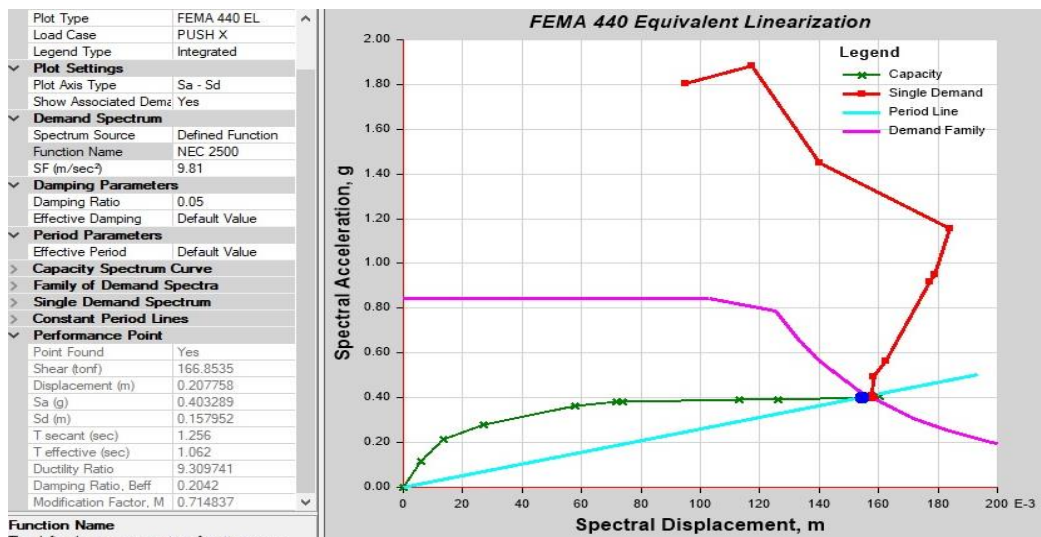


Fuente: ETABS 2016

Para un sismo raro de $T_r=475$ años, los valores del punto de desempeño son 12.20 cm y 159.35 ton para el desplazamiento y fuerza cortante respectivamente.

Figura 110: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X - Bloque

1



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo Muy raro, $T_r=2500$ años, presenta un punto de desempeño con una fuerza cortante de 166.85 ton con un desplazamiento de 20.80 cm, en este nivel de amenaza la estructura se encuentra cerca del colapso.

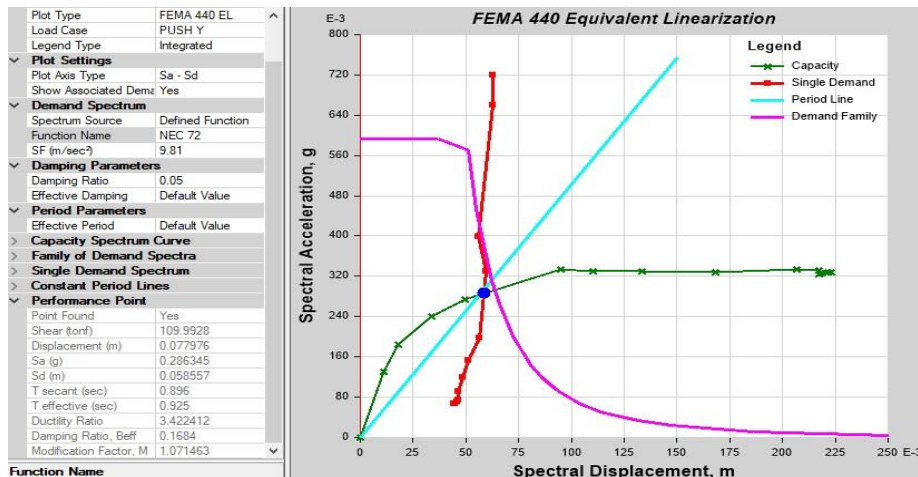
➤ **Dirección Y**

Tabla 97: puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 1

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	Frecuente	0.078	109.993
	Ocasional	0.120	120.941
	Raro	0.150	124.263
	Muy Raro	0.235	127.130

Fuente: Elaboración Propia.

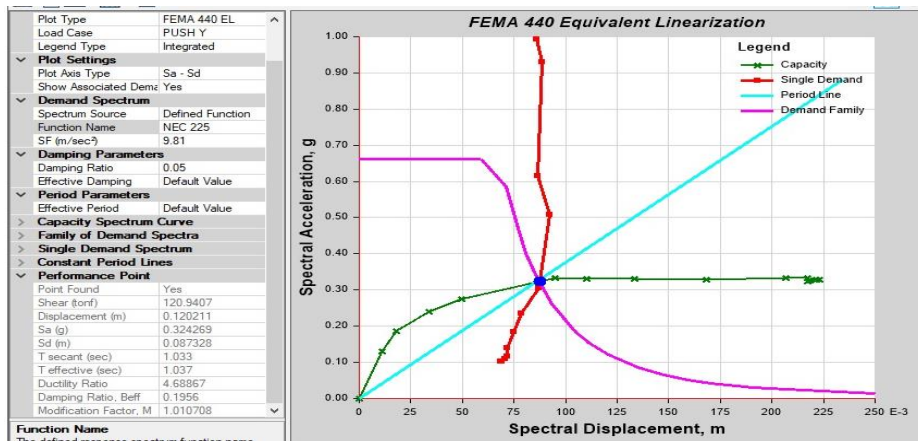
Figura 111: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y - Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo frecuente, $T_r=72$ años, como indica la figura anterior, se obtiene los siguientes valores producto de la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad una fuerza de empuje de 109.99 ton generando un desplazamiento de 7.8 cm.

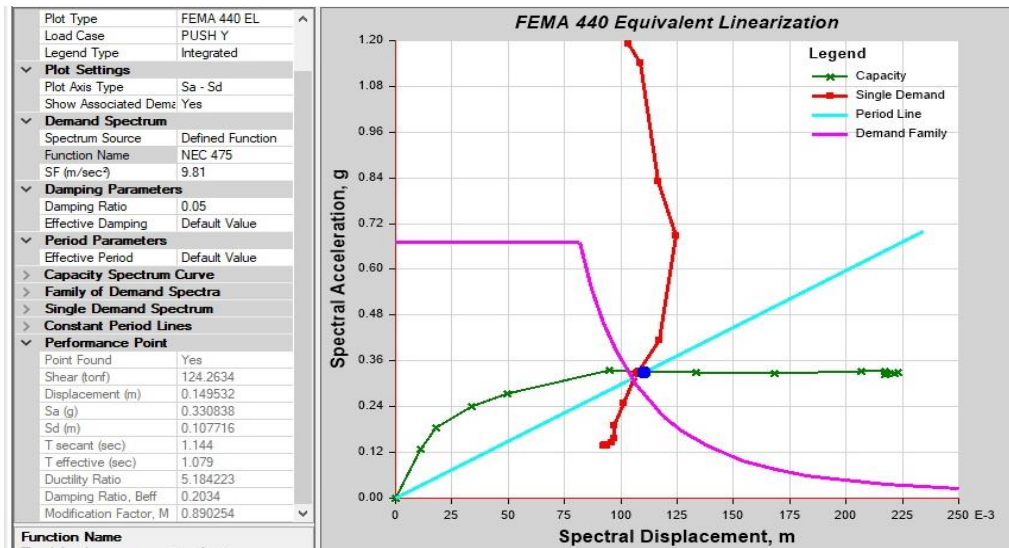
Figura 112: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección Y – Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo ocasional, $T_r=225$ años, el valor del punto de desempeño es de 12.0 cm y 120.94 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad es mayor.

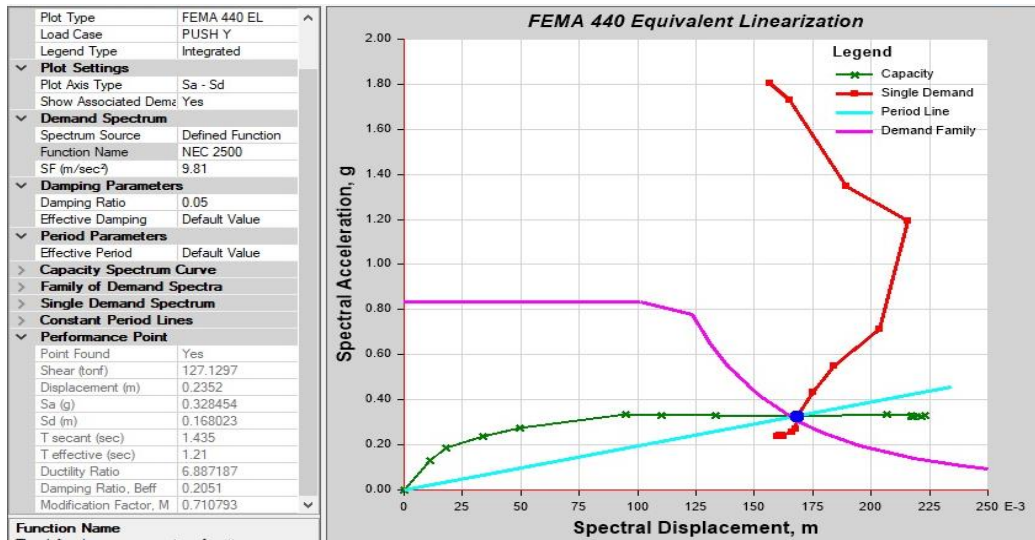
Figura 113: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y - Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Para un sismo raro de $T_r=475$ años, los valores del punto de desempeño son 15.0 cm y 124.263 ton para el desplazamiento y fuerza cortante respectivamente.

Figura 114: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y– Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo Muy raro, $T_r=2500$ años, presenta un punto de desempeño con una fuerza cortante de 127.13 ton con un desplazamiento de 23.50 cm, en este nivel de amenaza la estructura se encuentra presenta un mejor comportamiento a comparación de la dirección X.

3.1.7.6.1.5 Evaluación del desempeño sísmico

La norma ecuatoriana de la construcción establece varios niveles sísmicos [34] La Guía Práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras establece una tabla para determinar los niveles de daño estructural y no estructural que la edificación debe alcanzar durante los sismos de distinto periodo de excedencia [25]

Figura 115: Objetivo de desempeño

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

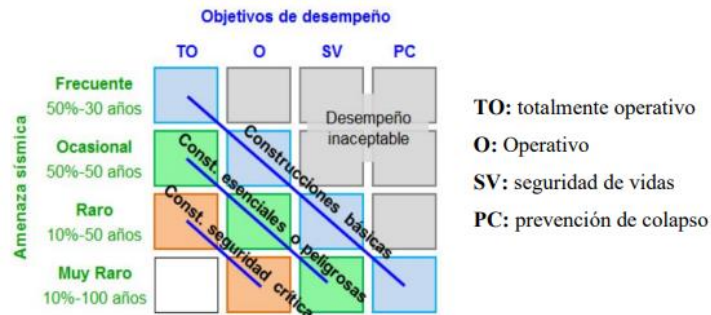
Fuente: NEC-SE-RE

Las estructuras de ocupación especial deben cumplir los siguientes parámetros, tiene una demanda de 20% en 50 años con un nivel de desempeño (3-C) es decir debe

cumplir con el nivel de seguridad de vida, además el 10% en 50 años cumplirá con el nivel (5-E) nivel de prevención al colapso.

El comité visión 2000 establece una matriz la cual relaciona la funcionalidad de las estructuras, esta representa el daño estructural al cual será sometido y el desempeño que presenta.

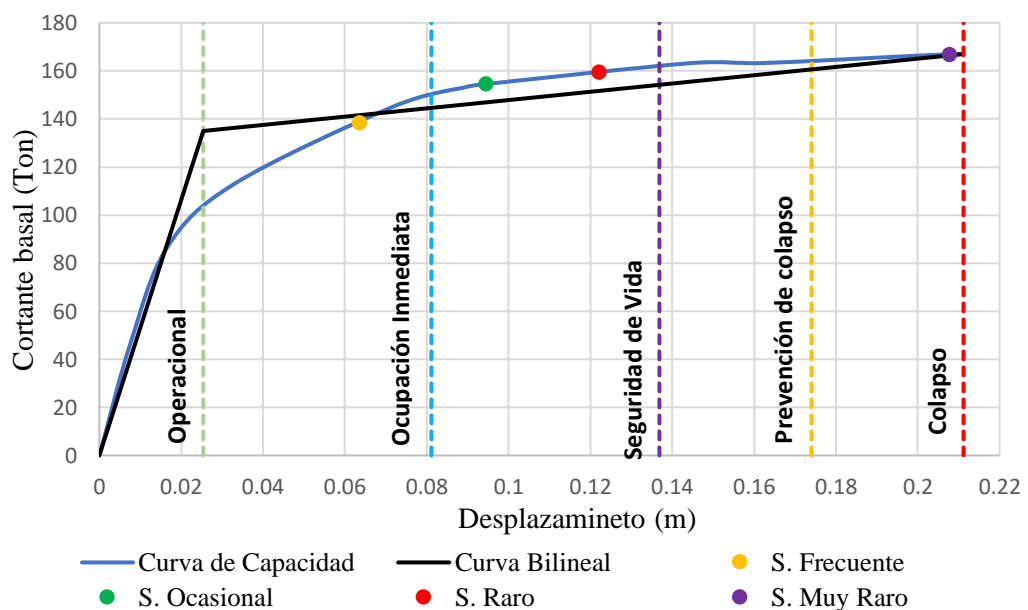
Figura 116: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño



Fuente: VISION 2000 (SEAOC, 1995)

Se determinará la respuesta sísmica de la estructura ante diferentes niveles de amenaza sísmica, el análisis se realizará en las direcciones principales de la estructura. Se realiza la sectorización de la curva bilineal de acuerdo con los niveles de desempeño establecidos en el comité VISION 2000 con la finalidad de verificar el nivel de desempeño calculado en la edificación

Figura 117: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 –
Bloque 1



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 98: Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 1

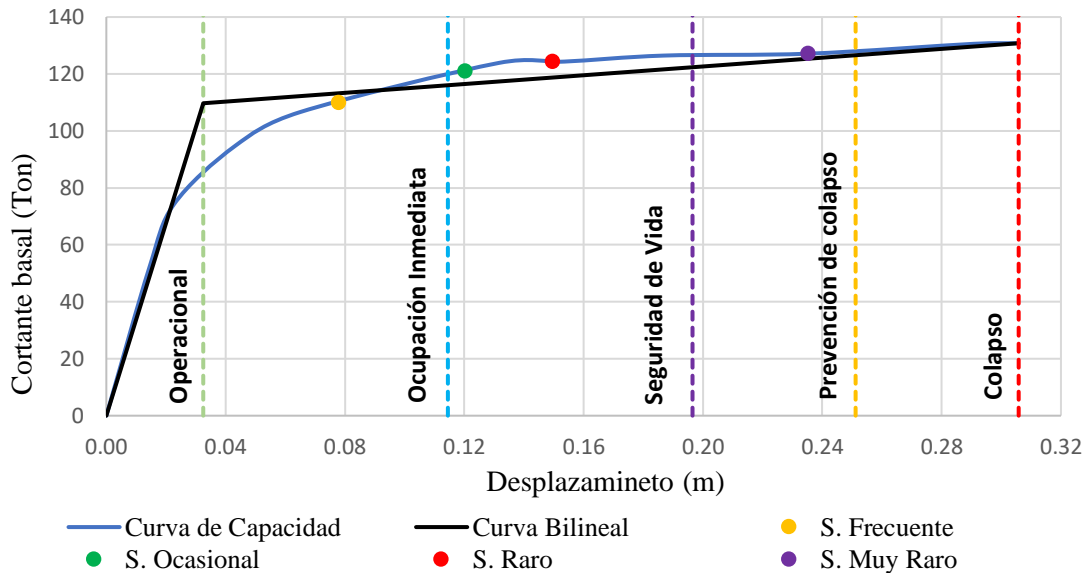
Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro					X	No cumple

Fuente: Elaboración Propia.

El edificio en estudio es considerado una estructura especial como lo determina la Norma Ecuatoriana NEC, los edificios que se encuentren en esta categoría deben cumplir con un desempeño ante un sismo muy raro (Tr 2500 años) un nivel de prevención al colapso y para un sismo raro (Tr 475 años) debe cumplir con un nivel de desempeño de seguridad de vida.

Con los resultados que se presenta en la Tabla 98, se verifica el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos en la NEC, para un sismo raro la estructura se encuentra en un nivel de desempeño seguridad de vida cumpliendo con este objetivo, y para un sismo muy raro la estructura se encuentra en el nivel de colapso por lo que no cumpliría con el objetivo de desempeño esperado.

Figura 118: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 – Bloque 1



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 99: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 1

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro				X		Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Las estructuras de ocupación especial, sometidas a ciertos grados de amenaza sísmica, los daños no deben superar ciertos estados limites, según la NEC SE DS la filosofía de diseño sismo resistente, garantiza que, en estructuras de ocupación especial el nivel de desempeño de la estructura es de seguridad de vida ante un sismo raro (Diseño $T_r=475$ años), y prevención de colapso ante sismos muy raros ($T_r=2500$ años). La Tabla 99 indica los datos obtenidos de análisis, se determinó que la estructura cumple con los niveles de desempeño esperados.

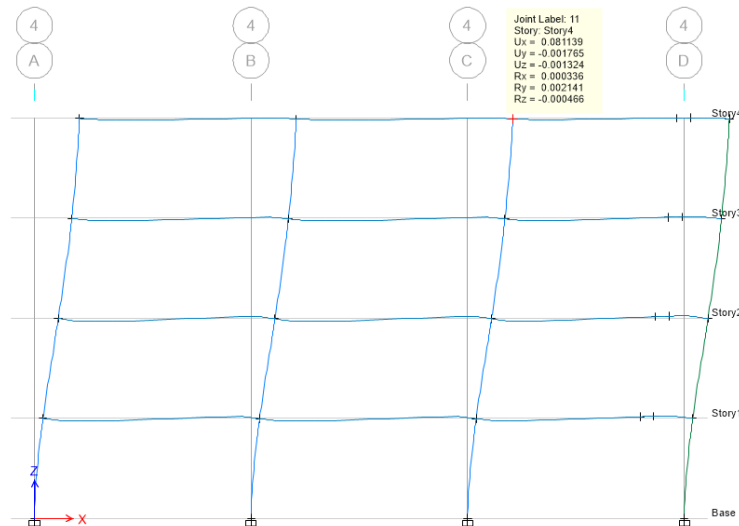
3.1.7.6.2 Análisis de resultados - Bloque 2

3.1.7.6.2.1 Formación de rotulas plásticas

➤ Dirección X

Se analizan las rotulas plásticas relacionándolas con la amenaza sísmica considerada con el fin de observar los elementos más susceptibles al daño.

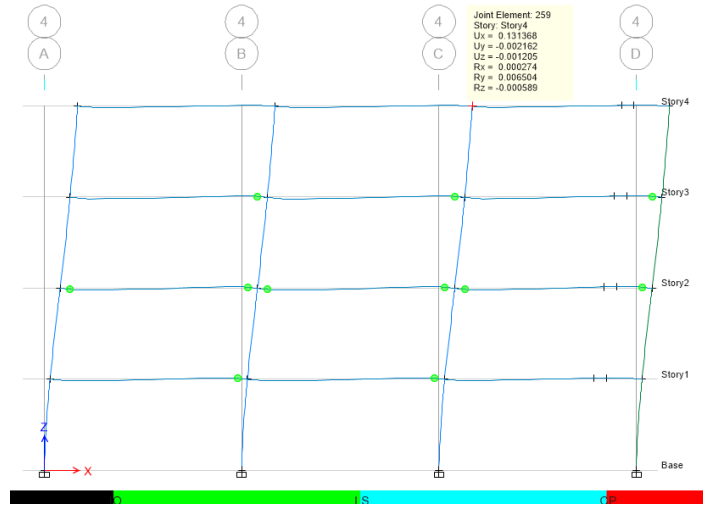
Figura 119: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 8.11$ cm



Fuente: ETABS 2016

Con un desplazamiento de 8.11 cm de la estructura, que corresponde a un nivel de amenaza sísmica frecuente, no se ha formado ninguna rotula plástica.

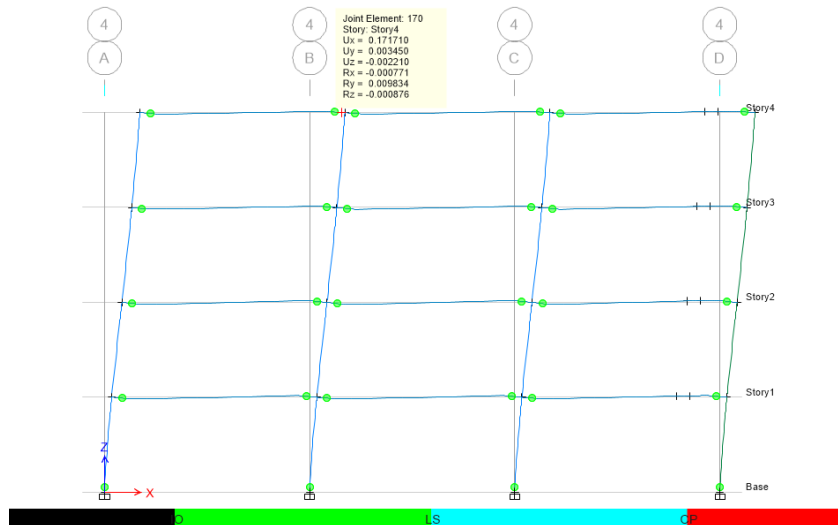
Figura 120: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 13.14$ cm



Fuente: ETABS 2016

Para un desplazamiento de 13.14 cm correspondiente a un nivel de amenaza sísmica ocasional, se han formado 36 rotulas plásticas en las vigas de los tres primeros niveles de color verde que significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), no presenta daños considerables en los elementos estructurales.

Figura 121: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 17.17$ cm

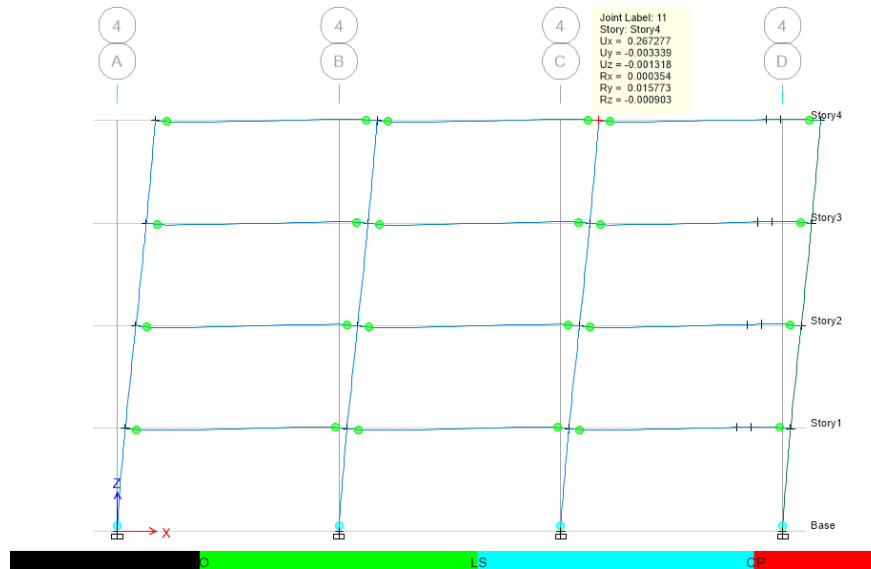


Fuente: ETABS 2016

La estructura se desplaza 17.17 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sísmico raro, se han formado 97 rotulas plásticas en vigas y columnas, la mayor parte se forman en las vigas de todos los pisos, y además se observa que se forman 7 rotulas en la base

de las columnas del primer piso del pórtico más demandado Eje 4, las cuales se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

Figura 122: Rótula plástica - Pushover sentido X, $U_x = 26.73$ cm



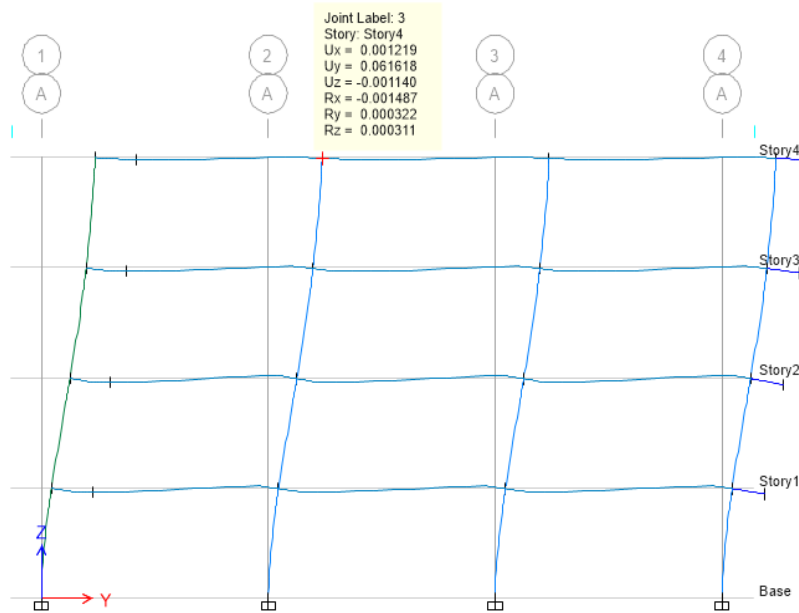
Fuente: ETABS 2016

El desplazamiento antes que la estructura colapse es de 26.73 cm que corresponde a un nivel de amenaza muy raro, donde se han formado 101 rotulas plásticas que se encuentre en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS), 6 rotulas en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-PC).

➤ **Dirección Y**

De la misma manera se analiza la formación de rotulas plásticas en la dirección Y, con la finalidad de identificar las fallas que podría presentar frente a los diferentes tipos de amenaza sísmica aplicadas a la edificación.

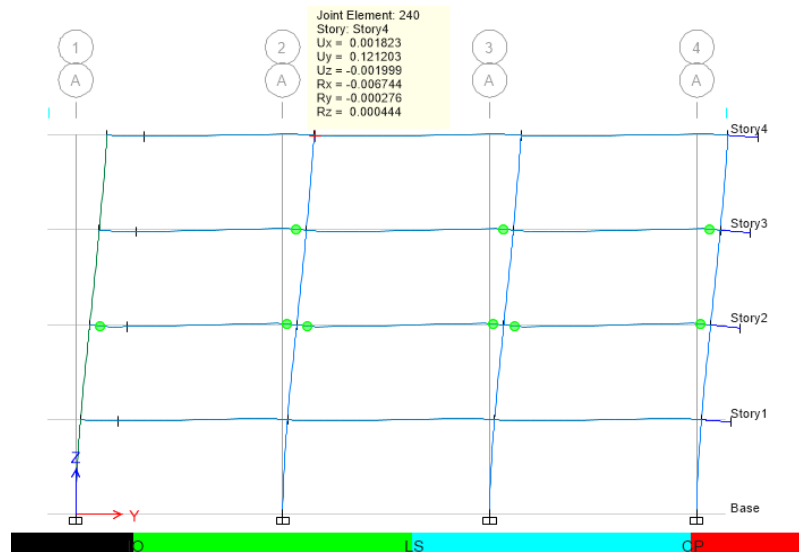
Figura 123: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 6.16$ cm



Fuente: ETABS 2016

Con un desplazamiento de 6.16 cm de la estructura, que corresponde a un nivel de amenaza sísmica frecuente, no se ha formado ninguna rotula plástica. La estructura no presenta ningún daño.

Figura 124: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 12.12$ cm

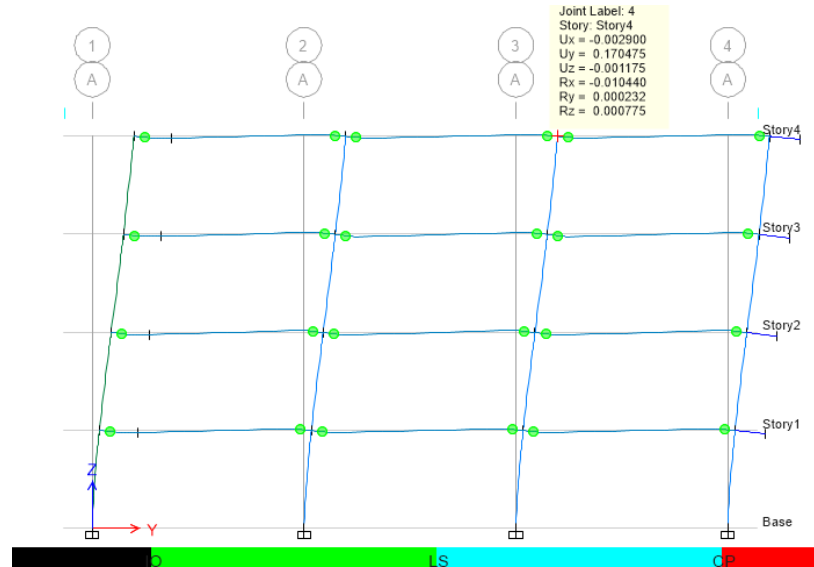


Fuente: ETABS 2016

Para un desplazamiento de 12.12 cm correspondiente a un nivel de amenaza sísmica ocasional, se han formado 36 rotulas plásticas en las vigas de los niveles superiores de

color verde que significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

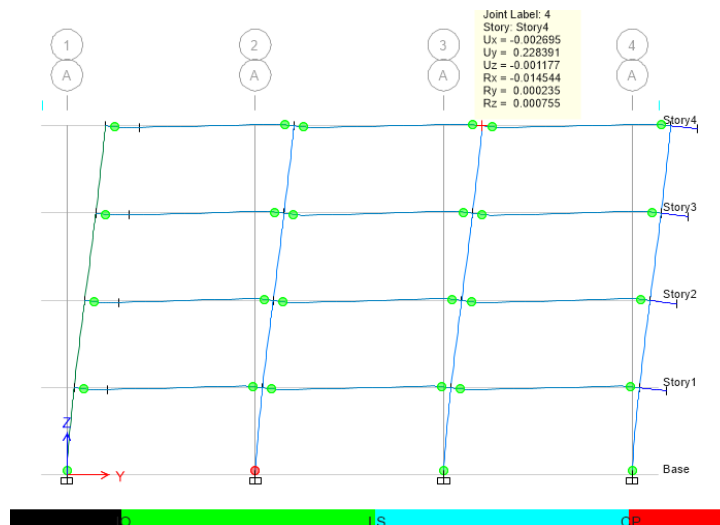
Figura 125: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 17.05$ cm



Fuente: ETABS 2016

La estructura se desplaza 17.05 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sismica raro, se han formado 103 rotulas plásticas en vigas, la mayor parte se forman en las vigas de todos pisos, las cuales se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

Figura 126: Rótula plástica - Pushover sentido Y, $U_y = 22.84$ cm



Fuente: ETABS 2016

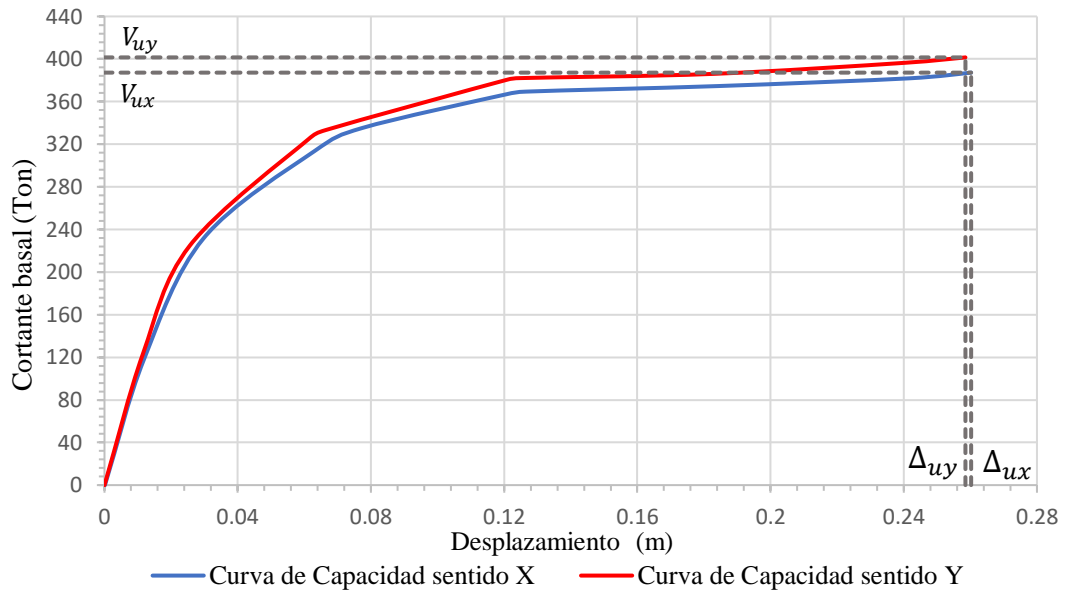
El desplazamiento que corresponde a un nivel de amenaza muy raro es de 22.84 cm, donde se han formado 106 rotulas plásticas que se encuentre en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS), 5 rotulas en el rango seguridad de vida –

prevención de colapso (LS-PC) y 1 rotula que se encuentra en el colapso la cual se ubica en el pórtico del eje A en la columna del eje 2A.

3.1.7.6.2.2 Curva de capacidad

Con los datos obtenidos del análisis se consiguió la curva de capacidad la misma que vincula al cortante total de la estructura con el desplazamiento del último piso

Figura 127: Curva de capacidad sentido X-Y Bloque 2



Fuente: Elaboración Propia.

Como se presenta en la figura anterior la curva de capacidad para el bloque 2, en el sentido X se presenta un cortante ultimo de 387.4 Ton y un desplazamiento de 26.02 cm, la estructura tiende a fluir con un cortante de 328.03 Ton y un desplazamiento de 4.04 cm. Al contrario, en el sentido Y la estructura tiene un cortante ultimo de 401.53 Ton y un desplazamiento máximo de 25.85 cm, en esta dirección tiene a fluir con un desplazamiento de 3.67 cm y un cortante basal de 333.41 Ton al pasar de estos puntos la estructura tiene al colapso.

3.1.7.6.2.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

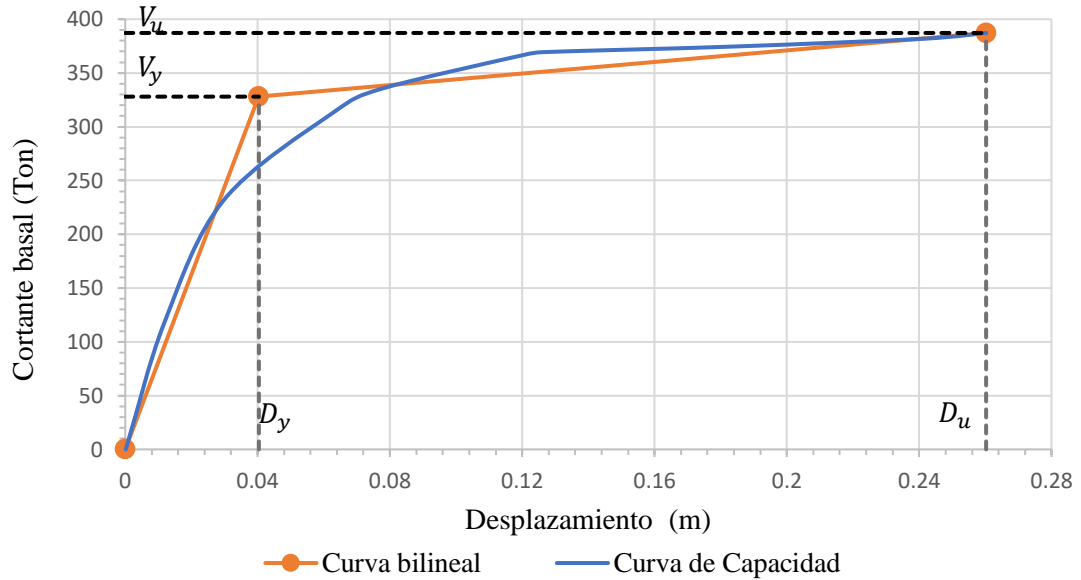
Tabla 100: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido X Bloque 2

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
4.04	328.025
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
26.02	387.236
Rigidez inicial	

Ki (ton/m)	9961.459
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	8120.914
Rigidez post-elástica	
α	0.033165

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 128: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 2



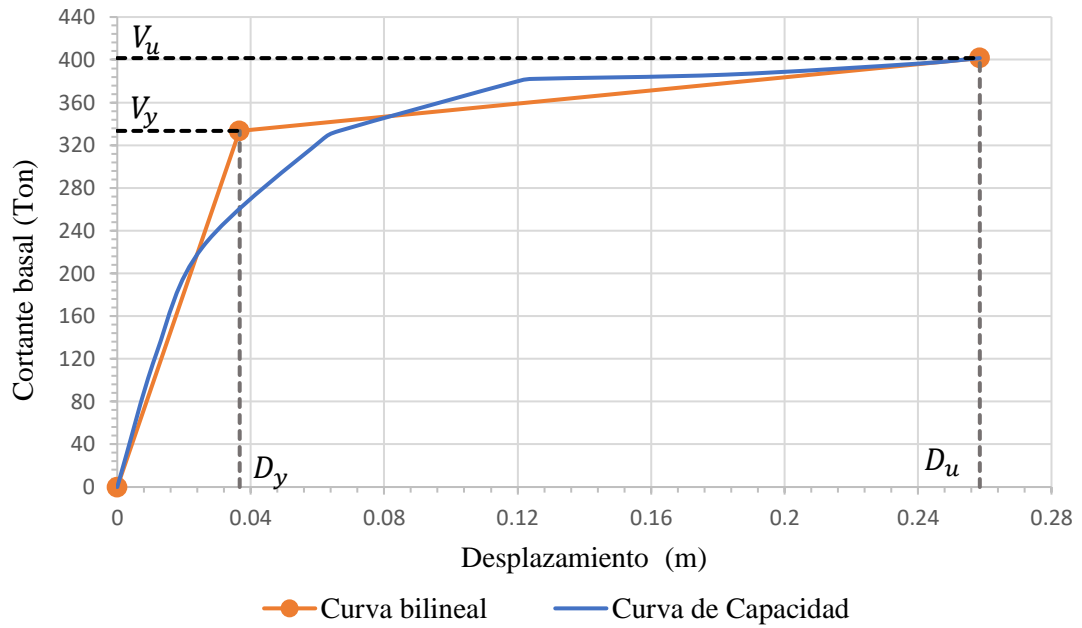
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 101: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 2

Figura 1: Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
3.67	333.411
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
25.85	401.533
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	10677.107
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	9086.532
Rigidez post-elástica	
α	0.033794

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 129: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 2



Fuente: Elaboración Propia.

3.1.7.6.2.4 Punto de desempeño

Los puntos de desempeño se obtuvieron los datos del software ETABS 2016 como se presentan en las siguientes tablas para el Bloque 2 de las dos direcciones de análisis, se utiliza el método de la normativa FEMA 440 conocido como Linealización equivalente obteniendo los valores para cada demanda sísmica.

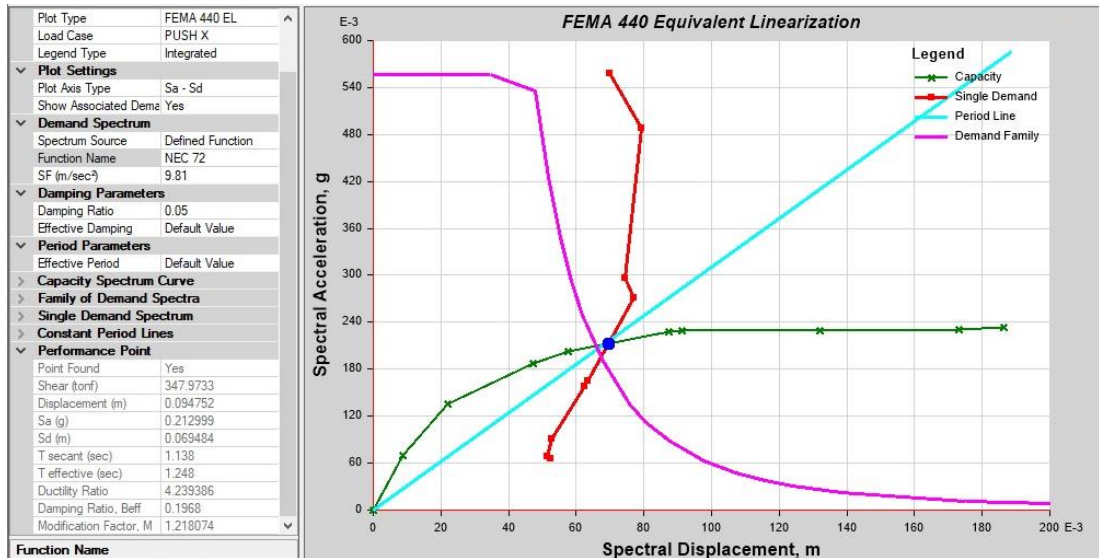
➤ Dirección X

Figura 130: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 2

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.095	347.973
	Ocasional	0.131	369.834
	Raro (Diseño)	0.161	372.522
	Muy Raro	0.240	381.702

Fuente: Elaboración Propia.

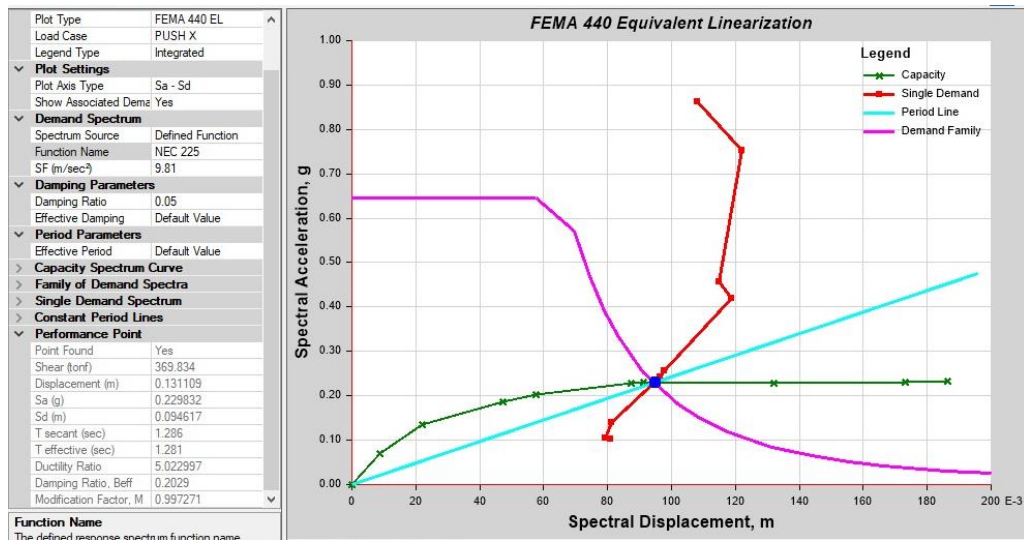
Figura 131: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X - Bloque
2.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo frecuente, $T_r=72$ años, como indica la figura anterior, se obtiene los siguientes valores producto de la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad una fuerza de empuje de 347.97 ton generando un desplazamiento de 9.5 cm.

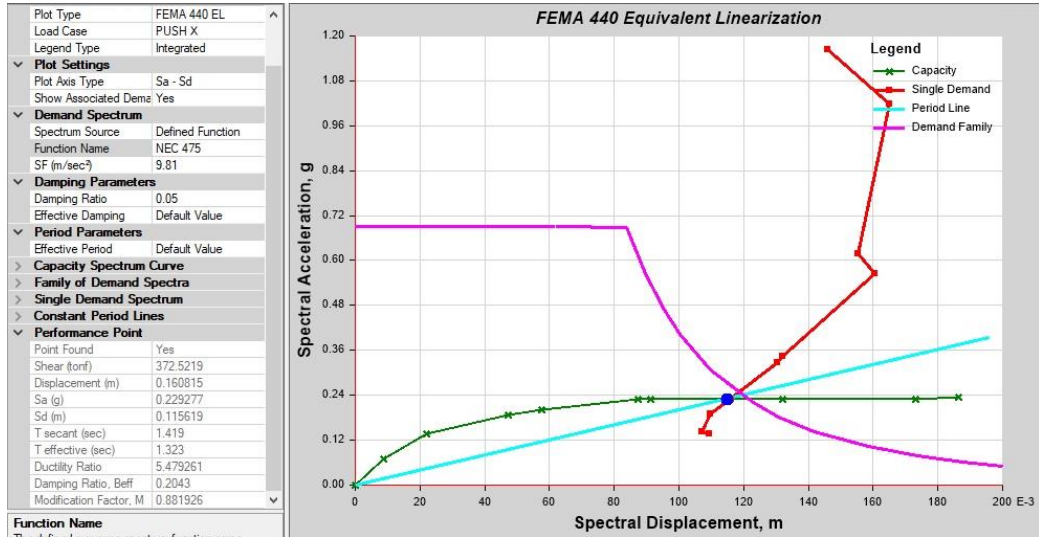
Figura 132: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X - Bloque
2.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo ocasional, $T_r=225$ años, el valor del punto de desempeño es de 13.10 cm y 369.83 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad aumenta.

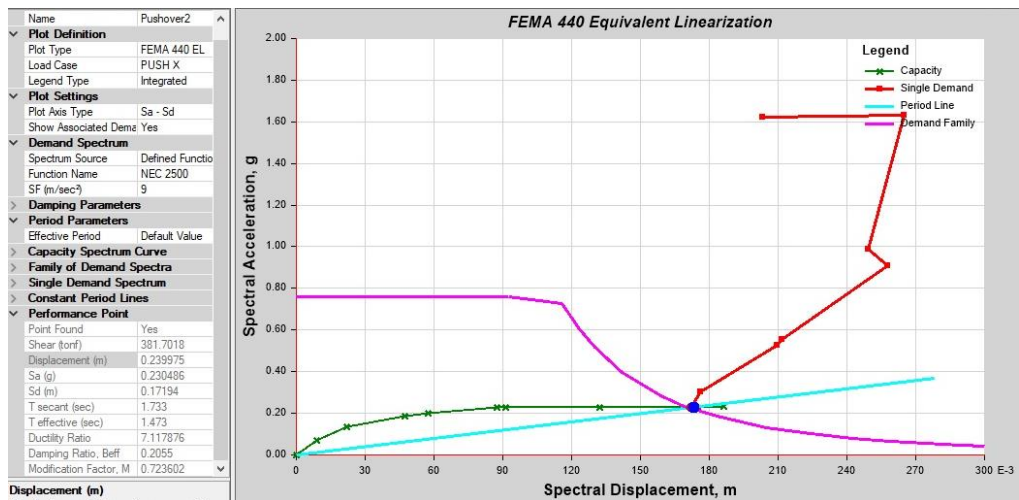
Figura 133: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X - Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

Para un sismo raro de $T_r=775$ años, los valores del punto de desempeño son 16.10 cm y 372.52 ton para el desplazamiento y fuerza cortante respectivamente.

Figura 134: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X - Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo Muy raro, $T_r=2500$ años, presenta un punto de desempeño con una fuerza cortante de 381.70 ton con un desplazamiento de 24.0 cm, en este nivel de amenaza la estructura se encuentra cerca del colapso.

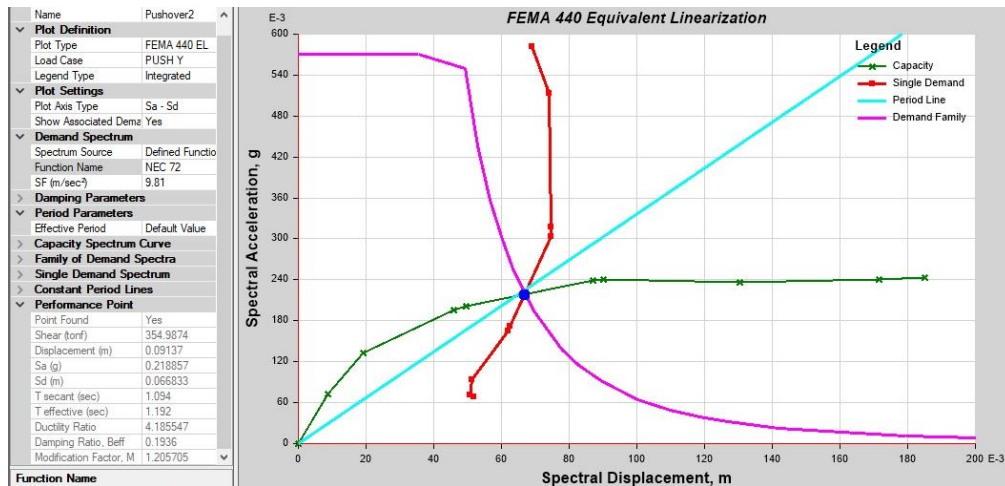
➤ **Dirección Y**

Tabla 102: Puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 2

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	Frecuente	0.091	354.987
	Ocasional	0.130	382.422
	Raro (Diseño)	0.158	384.394
	Muy Raro	0.238	395.963

Fuente: Elaboración Propia.

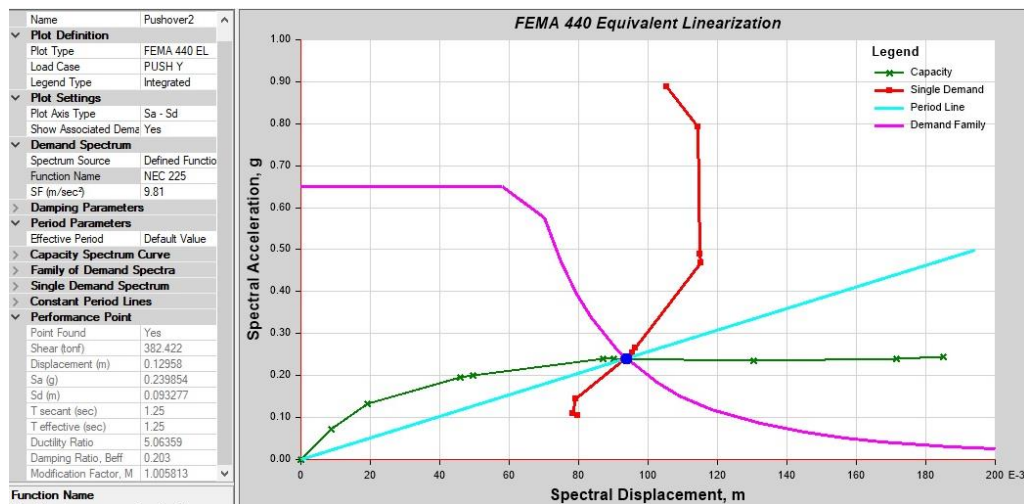
Figura 135: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y - Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo frecuente, $T_r=72$ años, como indica la figura anterior, se obtiene los siguientes valores producto de la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad una fuerza de empuje de 354.99 ton generando un desplazamiento de 9.10 cm.

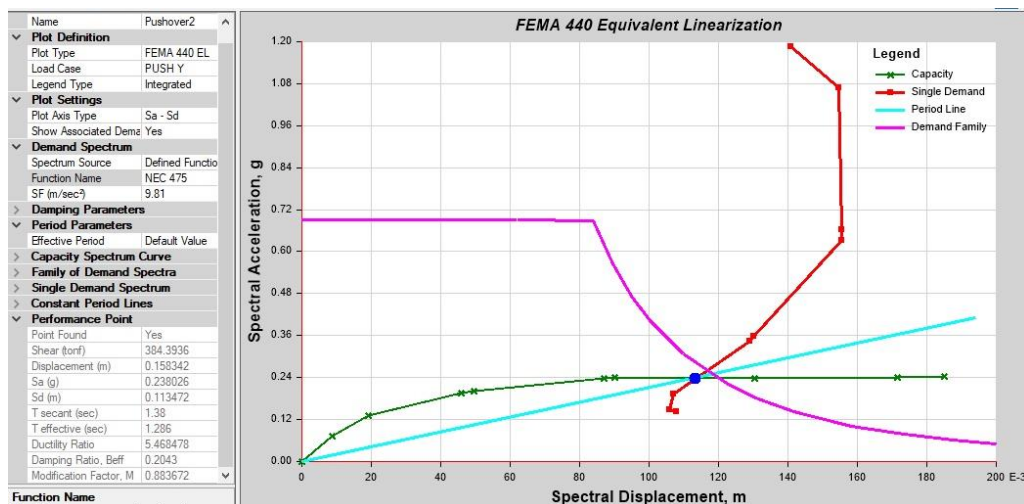
Figura 136: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección Y – Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo ocasional, $T_r=225$ años, el valor del punto de desempeño es de 13.0 cm y 382.42 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad es mayor.

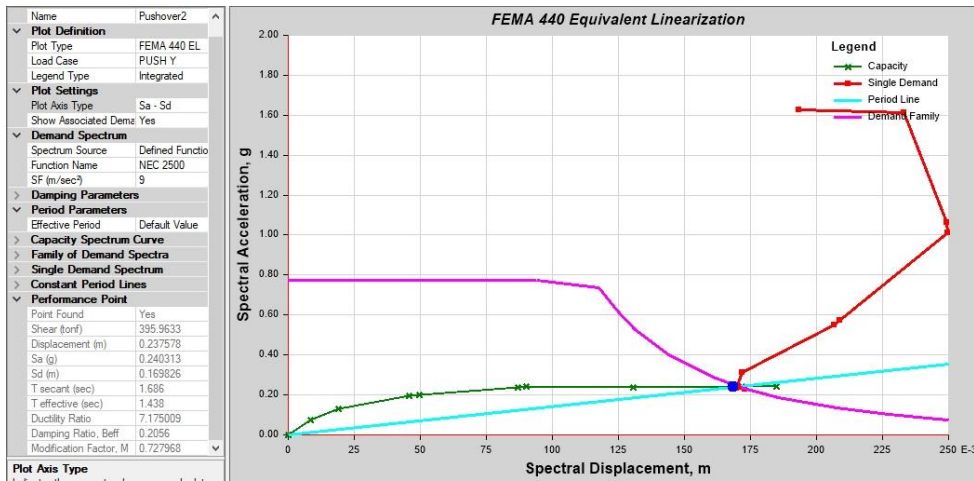
Figura 137: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y - Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

Para un sismo raro de $T_r=475$ años, los valores del punto de desempeño son 15.8 cm y 384.39 ton para el desplazamiento y fuerza cortante respectivamente.

Figura 138: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y– Bloque 2.



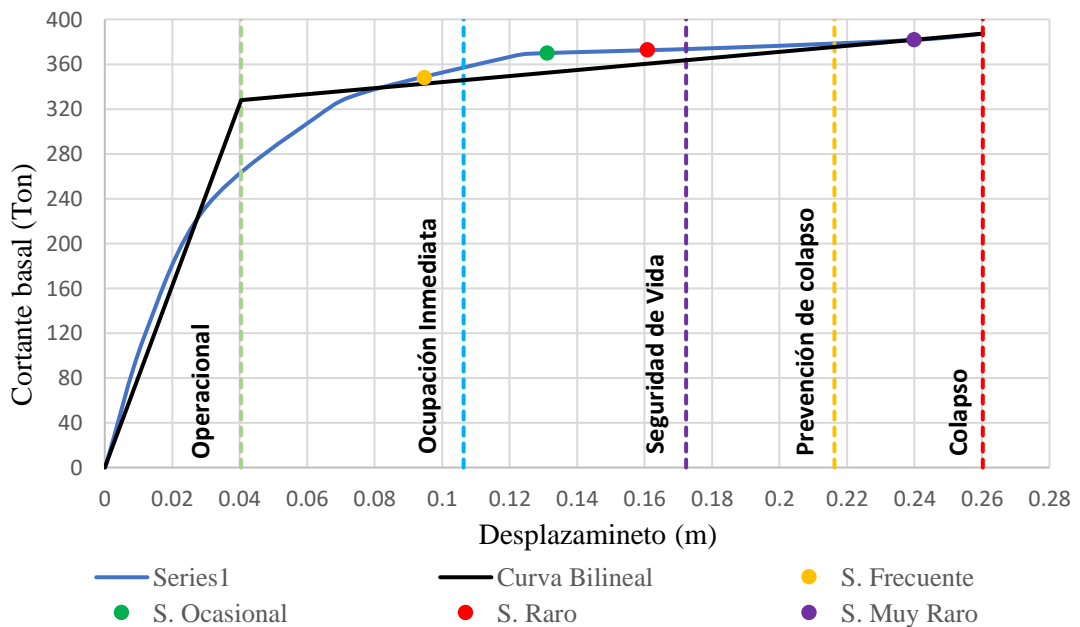
Fuente: ETABS 2016

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo Muy raro, $T_r=2500$ años, presenta un punto de desempeño con una fuerza cortante de 395.96 ton con un desplazamiento de 23.80 cm, en este nivel de amenaza la estructura se encuentra presenta un mejor comportamiento a comparación de la dirección X.

3.1.7.6.2.5 Evaluación del desempeño sísmico

Se determinará la respuesta sísmica de la estructura ante diferentes niveles de amenaza sísmica con el mismo procedimiento que la estructura del Bloque 1.

Figura 139: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 – Bloque 2



Fuente: Elaboración Propia.

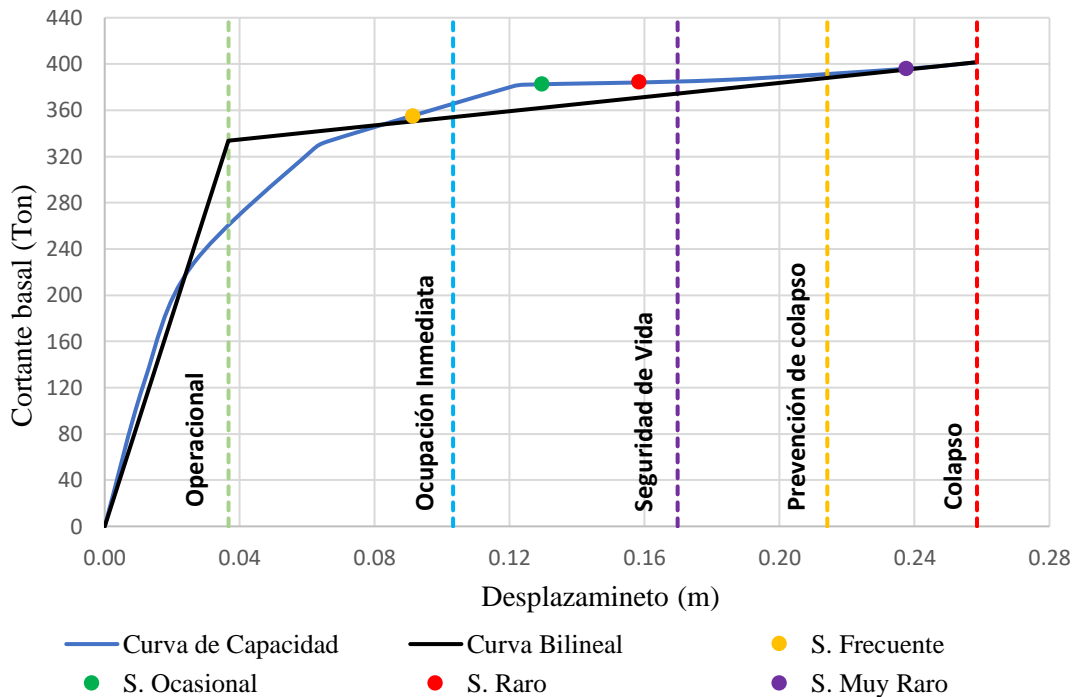
Tabla 103: Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 2

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro					X	No cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Con los resultados que se presenta en la tabla 103, se verifica el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos en la NEC, para un sismo raro la estructura se encuentra en un nivel de desempeño seguridad de vida cumpliendo con este objetivo, y para un sismo muy raro la estructura se encuentra en el nivel de colapso por lo que no cumpliría con el objetivo de desempeño esperado.

Figura 140: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 – Bloque 2



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 104: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 2

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro					X	No cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Con los resultados que se presenta en la tabla 104, se verifica el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos en la NEC, para un sismo raro la estructura se encuentra en un nivel de desempeño seguridad de vida cumpliendo con este objetivo, y para un sismo muy raro la estructura se encuentra en el nivel de colapso por lo que no cumpliría con el objetivo de desempeño esperado.

La estructura expuesta a solicitaciones de un sismo muy raro que presenta un nivel de desempeño de colapso, es decir los elementos estructurales y no estructurales presentan daños extensos, apenas soporta la carga gravitacional, los servicios de evacuación son afectados, la estructura colapso es decir no es reparable.

3.1.7.7 Propuesta de reforzamiento estructural

3.1.7.7.1 Asignación de muro en el Bloque 1

Como se mencionó en el Capítulo II se realizará un reforzamiento a nivel de la estructura, mediante la implementación de muros estructurales con el propósito de controlar desplazamientos laterales, e incrementar la resistencia lateral de esta forma se podrá mitigar el problema de torsión en planta y derivas excesivas.

El proporcionamiento del muro para el Bloque 1 se ha ordenado de la siguiente forma: Dimensiones geométricas, Requerimientos de resistencia y de deriva, Armado longitudinal y transversal [49].

Con respecto a las dimensiones geométricas para determinar el largo del muro se considerará la parte arquitectónica, el alto depende el número de pisos, según Moehle y otros recomiendan un espesor mínimo de 20cm, en caso de presentar muros con elementos de borde se empleará un espesor de 30cm, en caso de existir vigas de acople

el espesor será de 35cm para asegurar un buen anclaje, para el resto de muros el espesor será de 25cm [49]. Para definir el espesor de muro se tomó en cuenta los criterios del ACI 318-14, y NEC SE DS como lo indica la Figura 84

Para la ubicación de los muros se tomó en cuenta la configuración arquitectónica de la estructura, como lo indica la Figura 141, en la Tabla 105 se indica la geometría del muro, la altura de muro es de 16.2m que es la altura del piso 5

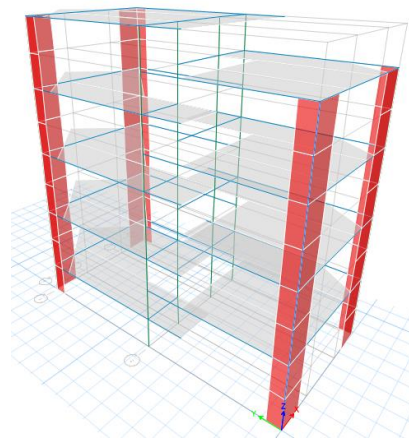
Se realizará un análisis modal para comprobar la geometría y la ubicación de los muros estructurales y analizar el comportamiento estructural en base al análisis de los modos de vibración.

Tabla 105: Geometría del Muro estructural.

Muro	Dirección	Longitud	Espesor
M1	Sentido X	1.5	25cm
M2	Sentido Y	0.75	25cm

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 141: Asignación de Muro Estructural



Fuente: ETABS 2016

3.1.7.7.2 Asignación Cruz de San Andrés en el Bloque 2

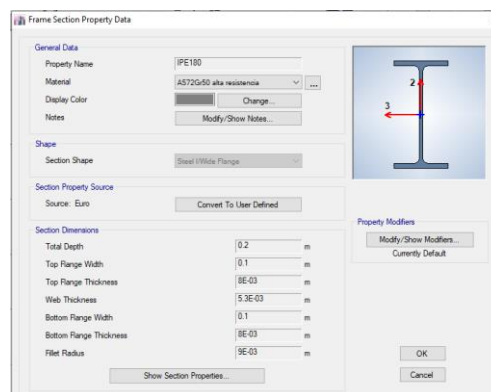
Los PEAC son sistemas estructurales, sus elementos diagonales proveen suficiente resistencia para soportar cargas sísmicas, estos arriostramientos son elementos que se unen en un punto común, como se mencionó en el Capítulo II este sistema trabaja como una armadura, cuando la estructura es afectada por cargas sísmicas, la estabilidad de la misma depende de la resistencia del elemento sujeto a tensión. Generalmente las

riostros son esbeltas por ende el elemento sujeto a compresión pandea con una carga menor, cabe mencionar que la carga sísmica es de naturaleza bidireccional, cuando esta cambia de sentido el elemento que estaba trabajando a tensión pasa a compresión y viceversa [37].

Para la asignación de PEAC se consideró los criterios de la NEC SE AC, la separación en planta no debe exceder el 10% de la dimensión de la estructura perpendicular a la línea de arriostramiento, además recomienda que las diagonales deben ser colocadas de forma alternada, con el propósito de que las diagonales en tensión sean capaces de soportar al menos el 30% pero nomas que el 70% de la fuerza total horizontal, las mismas que son producidas por fuerzas paralelas a la línea de arriostramiento, a menos que la resistencia útil de las diagonales en compresión sea mayor que la resistencia requerida [37].

Por esta razón se realizará la implementación de diagonales concéntricas Tipo X con el propósito de controlar deformaciones inelásticas, e incrementar la resistencia lateral de esta forma se podrá mitigar el problema de torsión en planta y derivas excesivas. En análisis lineal del modelo 1, se demostró que la estructura presenta derivas excesivas como lo indica la Tabla 78

Figura 142: Asignación del tipo de perfil



Fuente: ETABS 2016

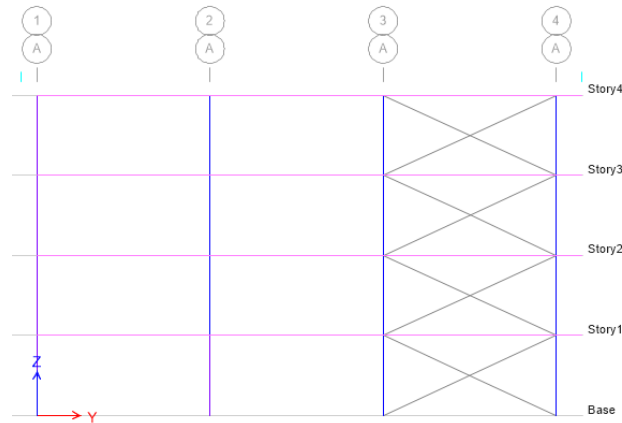
Para la ubicación de los arriostramientos concéntricos se consideró la configuración arquitectónica de la estructura, como indica la Figura 143 se empleó en cada entrepiso Arriostramiento en X , hasta el N+14.4, en la Tabla 106 indica las características del arriostramiento.

Tabla 106: Características del Arriostramiento

Parámetro	Pórtico	Perfil	Acero
Arriostramiento concéntrico Tipo X en cada entrepiso	A 3-4, A 1-2 D 1-2, D 3-4 1 A-B, C-D 4 A-B, C-D	IPE 360	A572Gr50 Alta Resistencia Fy= 50ksi – 3515 $\frac{kg}{cm^2}$ Fu= 65ksi – 4570 $\frac{kg}{cm^2}$

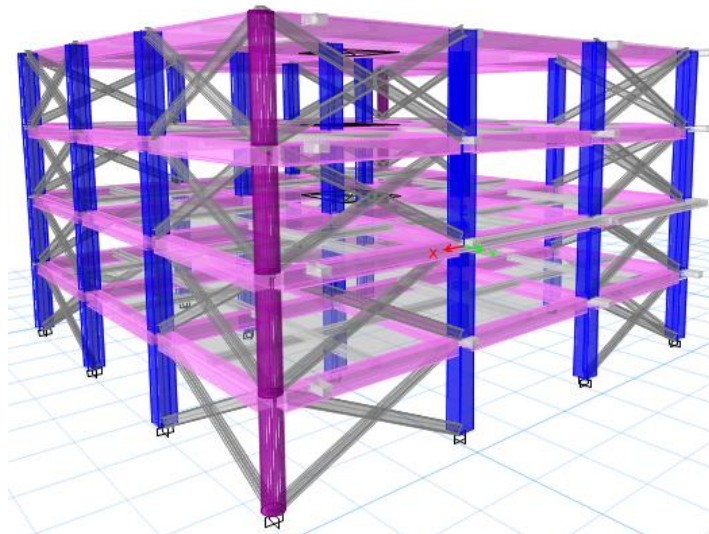
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 143: Colocación de los arriostramientos concéntricos en pórticos Tipo X



Fuente: ETABS 2016

Figura 144: Colocación de los arriostramientos concéntricos en pórticos



Fuente: ETABS 2016

Como lo indica la Tabla 106, es necesario emplear arriostramientos concéntricos en varios pórticos de la estructura, para ello se empleó perfiles IPE 360, para estabilizar

la estructura, afectando así los requerimientos arquitectónicos del edificio. Por esta razón se optó por emplear otro tipo de reforzamiento

3.1.7.7.3 Asignación de muro estructural en el Bloque 2

De igual forma que el Bloque 1 se tomó el mismo criterio, de rigidizamiento global de la estructura para el Bloque 2, se analizó la implementación de muros estructurales para mitigar el problema de torsión y derivas excesivas, como se indicó en el Capítulo II es recomendable evitar muros muy largos.

Al igual que el Bloque 1, para el cálculo de rigidez y derivas máximas se debe tomar en cuenta las recomendaciones de la NEC-SE-DS 6.1.6.b [49].

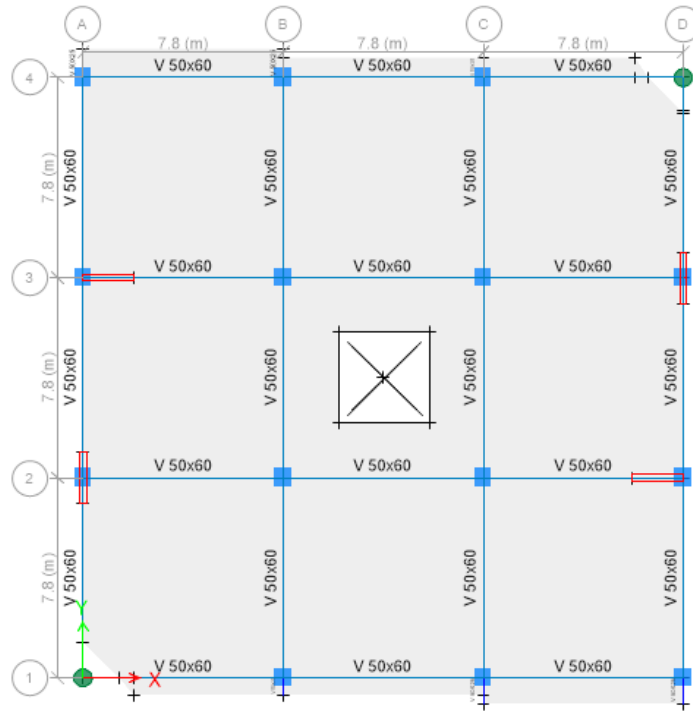
Para la ubicación de los muros se tomó en cuenta la configuración arquitectónica de la estructura, como lo indica la Figura 145, en la Tabla 107 se indica la geometría del muro, la altura de muro es de 14.4m que es la altura del piso 4

Tabla 107: Geometría del Muro estructural.

Muro	Dirección	Longitud	Espesor
M1	Sentido X	2.0	25 cm
M2	Sentido Y	2.0	25cm

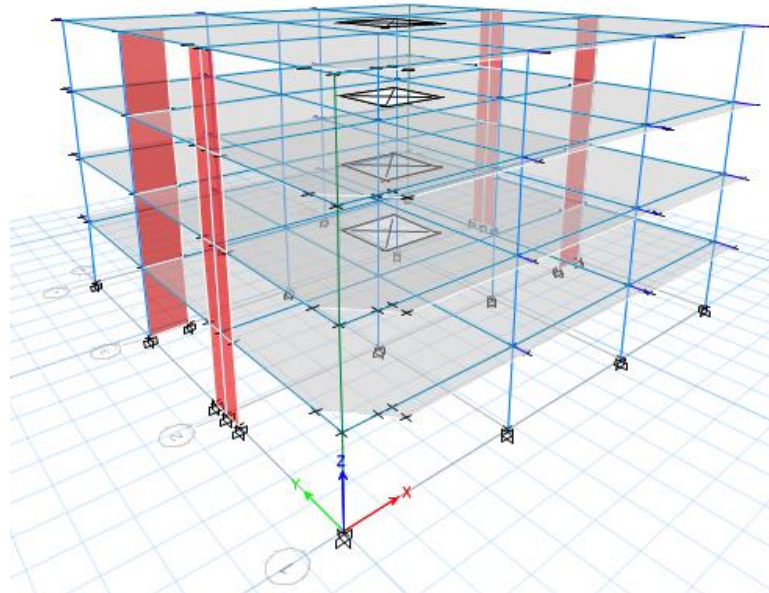
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 145: Asignación de Muro Estructural vista en Planta



Fuente: ETABS 2016

Figura 146: Configuración estructural Bloque 2 con muro estructural.



Fuente: ETABS 2016

Tabla 108: Características de la estructura. Modelo 2

CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES		
Parámetros	Fatores	NEC-SE-DS
Tipo de estructura	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado.	NEC-SE-DS 6.3.4
BLOQUE 1		
Parámetros	Sección	Unidad
Col cuadradas	65x70	cm
Col circulares	70	cm
Vigas X	50x60	cm
Vigas Y	50x60	cm
Vigas Banda X	35x25	cm
Vigas Banda Y	35x25	cm
Losa	25	cm
Muro	25	cm

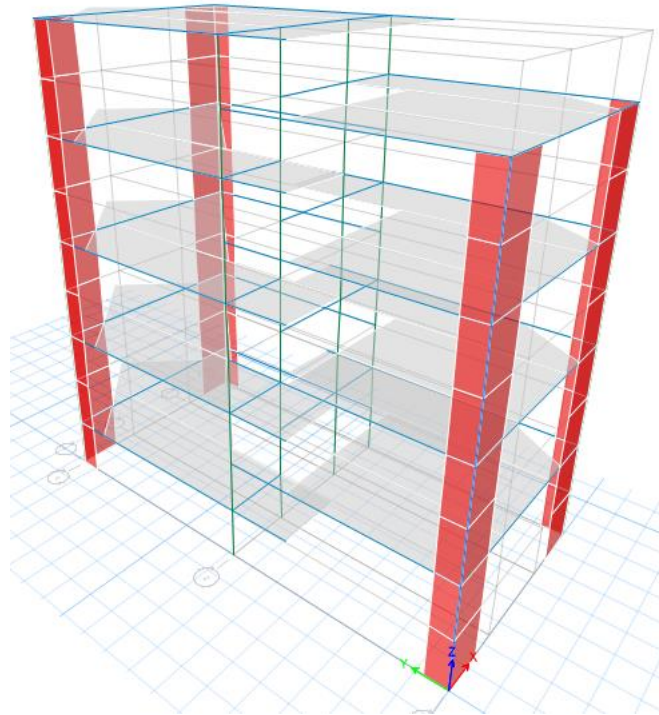
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 109: Características da la estructura. Modelo 2

CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES		
Parámetros	Fatores	NEC-SE-DS
Tipo de estructura	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado.	NEC-SE-DS 6.3.4
BLOQUE 2		
Parámetros	Sección	Unidad
Col cuadradas	65x70	cm
Col circulares	70	cm
Vigas X	50x60	cm
Vigas Y	50x60	cm
Vigas Banda X	35x25	cm
Vigas Banda Y	35x25	cm
Losa	25	cm
Muro	25	cm

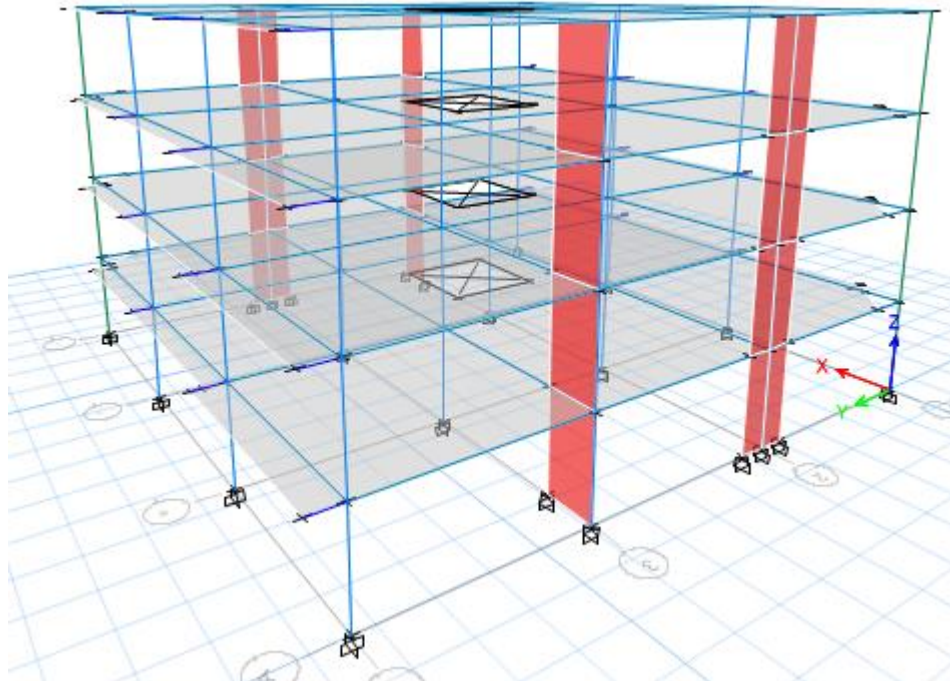
Fuente: Elaboración propia.

Figura 147: Vista Isométrica del Modelo 2, Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 148: Vista Isométrica del Modelo 2, Bloque 2.



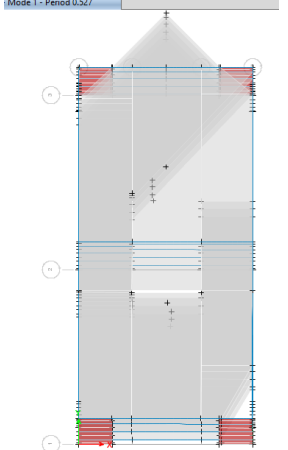
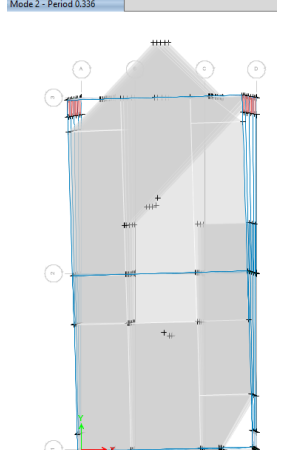
Fuente: ETABS 2016

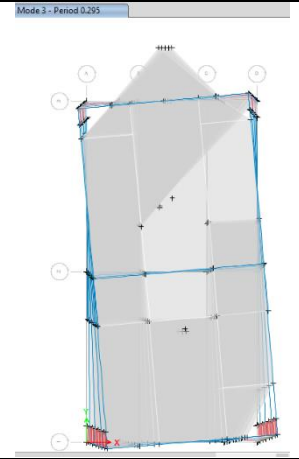
3.1.3. Análisis dinámico Modelo 2, Implementación de refuerzo estructural

- **Periodo de vibración**

Como se indicó en el Modelo 1 el periodo de vibración modal no debe ser mayor a 1.3 veces el periodo calculado por la ecuación 53, en la figura 149 y 150 del bloque 1-2 respectivamente muestra el periodo de vibración obtenido mediante un análisis modal según la NEC15

Figura 149: Periodos de Vibración Modelo 2 Bloque 1

Modo	Periodo (seg)	
1	0.527 Dirección Y	
2	0.336 Dirección X	

3	0.295 Dirección Z	
---	-------------------------	--

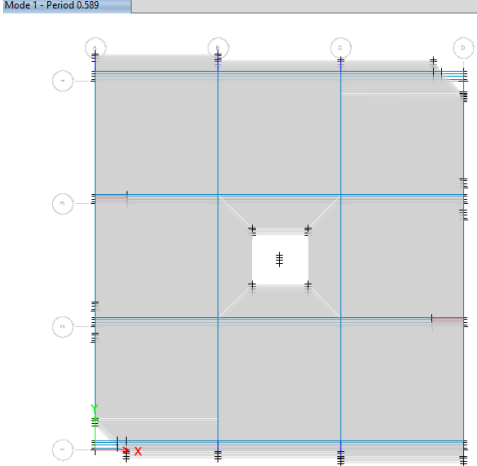
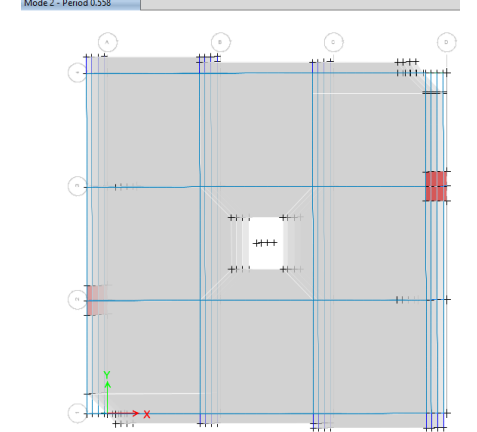
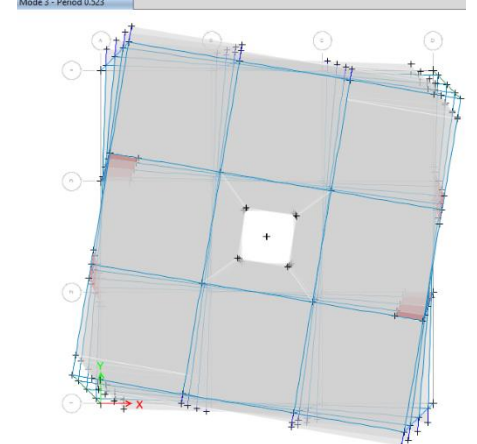
Fuente: ETABS 2016

Tabla 110: Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 1

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.527	3.785E-06	0.7462
2	0.336	0.5999	0
3	0.295	0.1301	1.185E-05
4	0.152	0	0.1236
5	0.09	0.1268	6.863E-07
6	0.078	0.0188	0.0001
7	0.072	3.487E-05	0.0554
8	0.042	0.0512	0.0001
9	0.041	0.0002	0.0304
10	0.038	0.002	2.225E-05
11	0.029	0.0148	3.728E-05
12	0.027	3.947E-05	0.0164

Fuente: Elaboración propia.

Figura 150: Periodos de Vibración Modelo 2 Bloque 2

Modo	Periodo (seg)	
1	0.589 Dirección Y	
2	0.558 Dirección X	
3	0.523 Dirección Z	

Fuente: ETABS 2016

Tabla 111: Periodos de Vibración de la Estructura - Casos Modales Bloque 2

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.589	0.0007	0.7873
2	0.558	0.7702	0.0008
3	0.523	0.0003	4.512E-06
4	0.165	3.005E-05	0.1325
5	0.151	0.1514	2.196E-05
6	0.148	0.0006	1.147E-06
7	0.077	2.779E-06	0.057
8	0.07	0.0582	1.785E-06
9	0.069	0.0008	5.366E-07
10	0.046	3.127E-06	0.0223
11	0.045	0.0177	3.238E-06
12	0.042	4.446E-06	0

Fuente: Elaboración propia.

Para verificar que el periodo de vibración cumpla con este chequeo, el valor de T que se presenta en las tablas anteriores que corresponden a método 2 no deben superar en un 30% al valor de T_a calculado por el método 1.

Tabla 112: Periodos de Vibración de la Estructura Bloque 1 y Bloque 2

Parámetro	BLOQUE 1	BLOQUE 2
T_a (s)	0.607	0.607
1.3 T_a	0.789	0.789
T (Modal)	0.527	0.589
T_a (modal) < 1.3 T_a	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como indica la Tabla anterior, el periodo de vibración de los dos bloques obtenidos por un análisis modal, cumplen con los parámetros establecidos por la Norma ya que no superan el 1.3 del periodo fundamental, en caso de no cumplir la estructura será considerada muy flexible, por ende, deberá ser rigidizada.

- **Masas Acumuladas**

La norma establece que se debe considerar en el análisis dinámico los modos de vibración necesarios mediante varios periodos de vibración, los cuales involucran la participación de una masa modal acumulada es decir que garantizar que se acumule el 90% de la masa total de la estructura en las direcciones principales (X-Y) [34].

Tabla 113: Masas Acumuladas Bloque 1

Modo	Sum UX	Sum UY
1	3.785E-06	0.7462
2	0.5999	0.7462
3	0.7301	0.7462
4	0.7301	0.8698
5	0.8569	0.8698
6	0.8756	0.8699
7	0.8757	0.9254
8	0.9269	0.9254
9	0.927	0.9558
10	0.929	0.9558
11	0.9438	0.9559
12	0.9438	0.9723

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 114: Masas Acumuladas Bloque 2

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.0007	0.7873
2	0.771	0.7881
3	0.7712	0.7881
4	0.7713	0.9206
5	0.9227	0.9206
6	0.9234	0.9206
7	0.9234	0.9777
8	0.9815	0.9777
9	0.9823	0.9777
10	0.9823	1
11	1	1
12	1	1

Fuente: Elaboración propia.

En las tablas anteriores se presenta los valores de acumulación de la masa para cada modo de vibración de la estructura, para el bloque 1 se acumula el 90% de masa en el octavo modo para la dirección X y en el séptimo modo para la dirección Y.

Para el bloque 2 se acumula el 90% de masa en el quinto modo para la dirección X y en el cuarto modo para la dirección Y.

▪ **Comportamiento de la Estructura.**

En la dinámica estructural de Mario Paz, sugiere que la fuerza sísmica es importante en los dos primeros modos de vibración por esta razón se debe garantizar que, en estos modos, el movimiento predominante sea traslacionales por que la energía se disipa en traslación. El porcentaje de torsión relativa va a ser la relación entre el giro en Z para en máximo valor del desplazamiento entre X o Y, este debe ser menor al 30% caso contrario el porcentaje de torsión relativa será torsional (>30% Torsional) [34].

Tabla 115: Tipo de Comportamiento - Bloque 1.

Modo	Ux	Uy	Rz	%Torsión	Observación
1	3.785E-06	0.7462	6.056E-07	16.00	Traslacional
2	0.5999	0	0.1161	19.35	Traslacional
3	0.1301	1.185E-05	0.5992	460.57	Torsional

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 116: Tipo de Comportamiento - Bloque 2.

Modo	Ux	Uy	Rz	%Torsión	Observación
1	0.0007	0.7873	2.531E-06	0.00	Traslacional
2	0.7702	0.0008	0.0003	0.04	Traslacional
3	0.0003	4.512E-06	0.7891	263033.33	Torsional

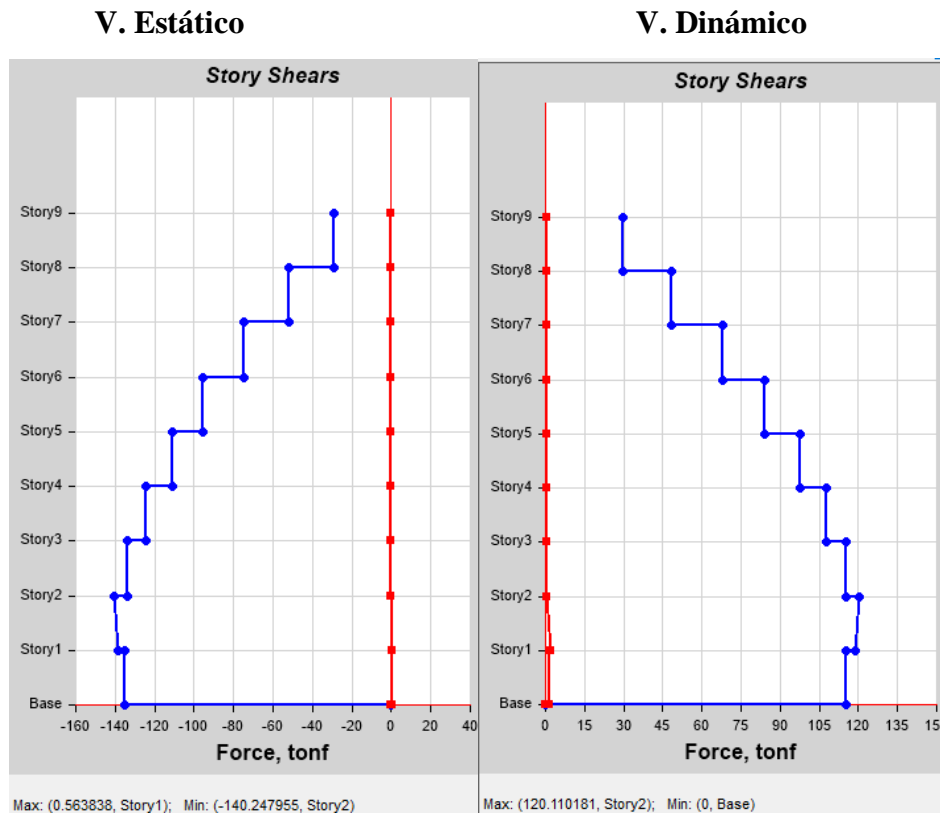
Fuente: Elaboración propia.

En el Bloque 1 según la Tabla 115 predomina un comportamiento traslacional en el tercer modo de vibración superando el 30% de la participación rotacional permitida, por lo que sufre de torsión en planta debido a la configuración estructural. Es de gran importancia que la estructura no presente torsión en sus dos primeros modos de vibración por que puede generarse grandes daños y llegar al colapso durante un evento sísmico intenso.

En el Bloque 2 según la Tabla 116, se produce un comportamiento adecuado ya que en los dos primeros modos de vibración se presenta un movimiento traslacional y en el tercer modo torsional.

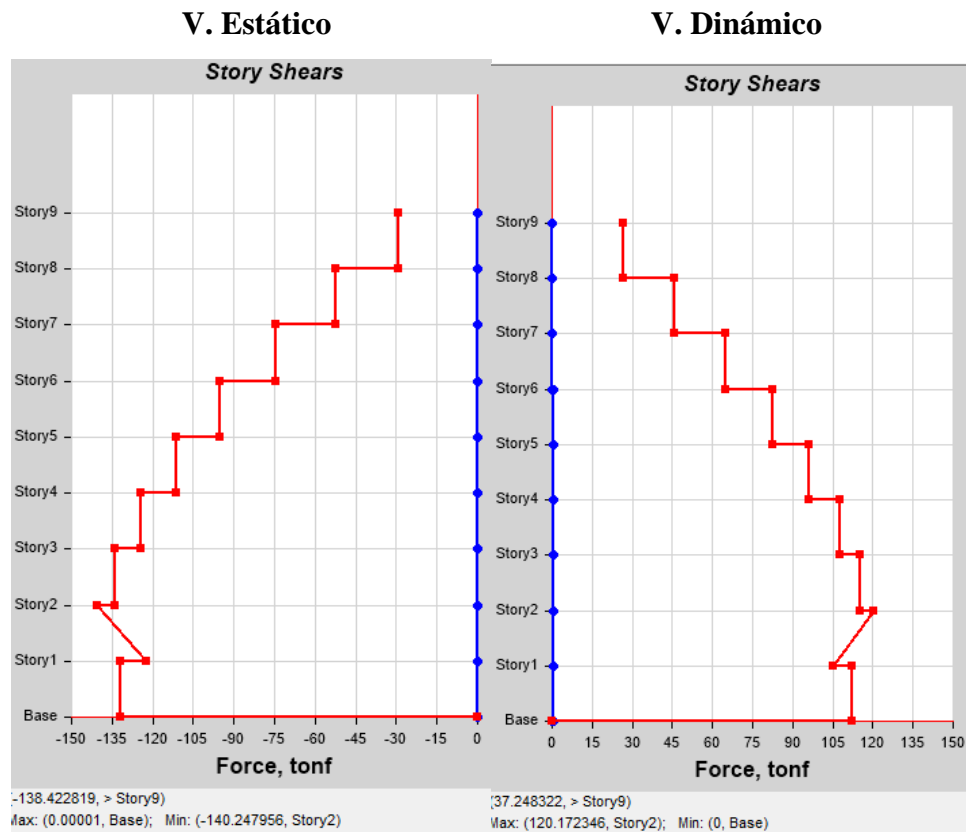
- Validación de Análisis Dinámico.

Figura 151: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X,
Bloque 1



Fuente: ETABS 2016

Figura 152: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y, Bloque 1



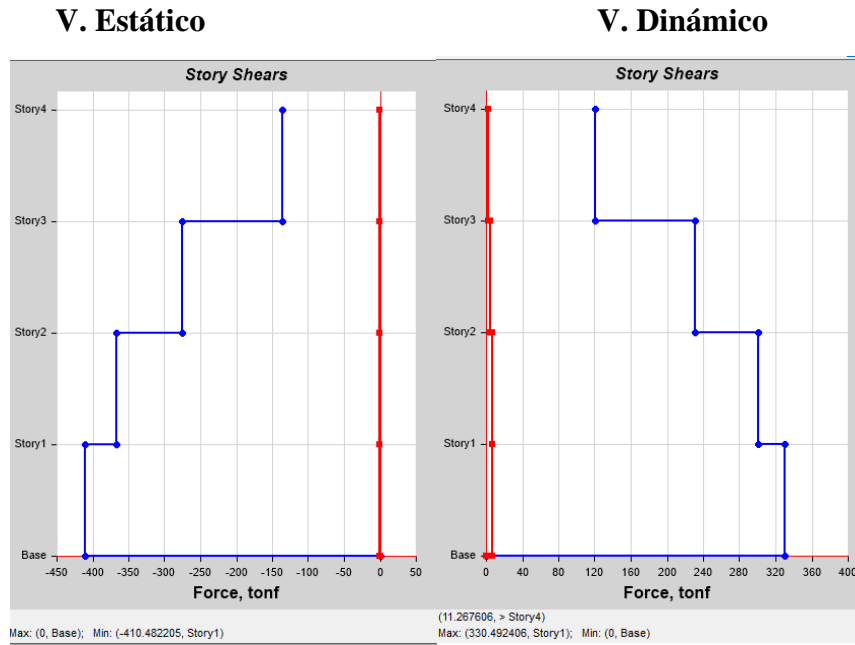
Fuente: ETABS 2016

Tabla 117: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 1

	Cortante (Ton)	%	Observación
Dirección X			
V Dinámico	120.1101	85.64	Cumple
V Estático	140.2479		
Dirección Y			
V Dinámico	120.1723	96.77	Cumple
V Estático	140.2479		

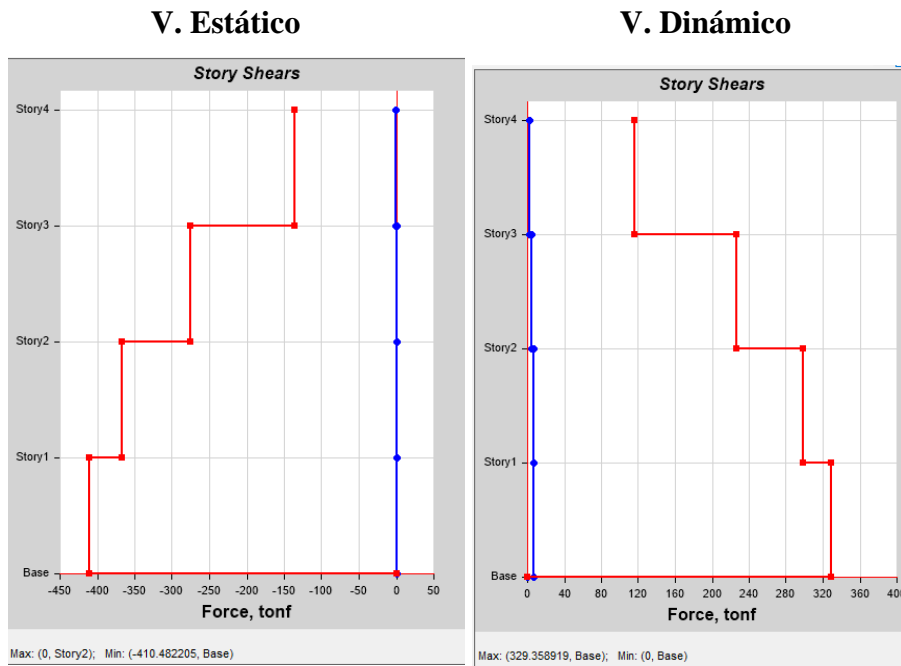
Fuente: Elaboración propia.

Figura 153: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X,
Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

Figura 154: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y,
Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

Tabla 118: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 - Bloque 2

	Cortante (Ton)	%	Observación
Dirección X			
V Dinámico	330.492	80.51	Cumple
V Estático	410.482		
Dirección Y			
V Dinámico	410.482	124.63	Cumple
V Estático	329.358		

Fuente: Elaboración propia.

Como se presenta en la tabla anterior para el bloque 2, el cortante dinámico en dirección X e Y supera el 80% del cortante estático para estructuras irregulares, validando el análisis dinámico, de tal manera para el bloque 2 el cortante dinámico en ambas direcciones supera el 90% del cortante estático para estructuras regulares.

En la Tabla 117 y Tabla 118 muestra la validación del análisis dinámico que la estructura cumple con los parámetros establecidos por la NEC SE DS ya que los valores obtenidos son igual al 80 - 85% tanto en el Bloque 1 como en el Bloque 2.

- **Derivas de Piso.**

Se realizará un control de deformaciones, mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Según la NEC SE DS la deriva inelástica no debe ser mayor a 0.02 (2%) para estructuras de hormigón armado, el diseñador debe comprobar que la estructura en estudio presente deformaciones inelásticas controlables, mediante la ecuación 54 [34].

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM : Deriva Inelástica.

ΔE : Deriva Elástica.

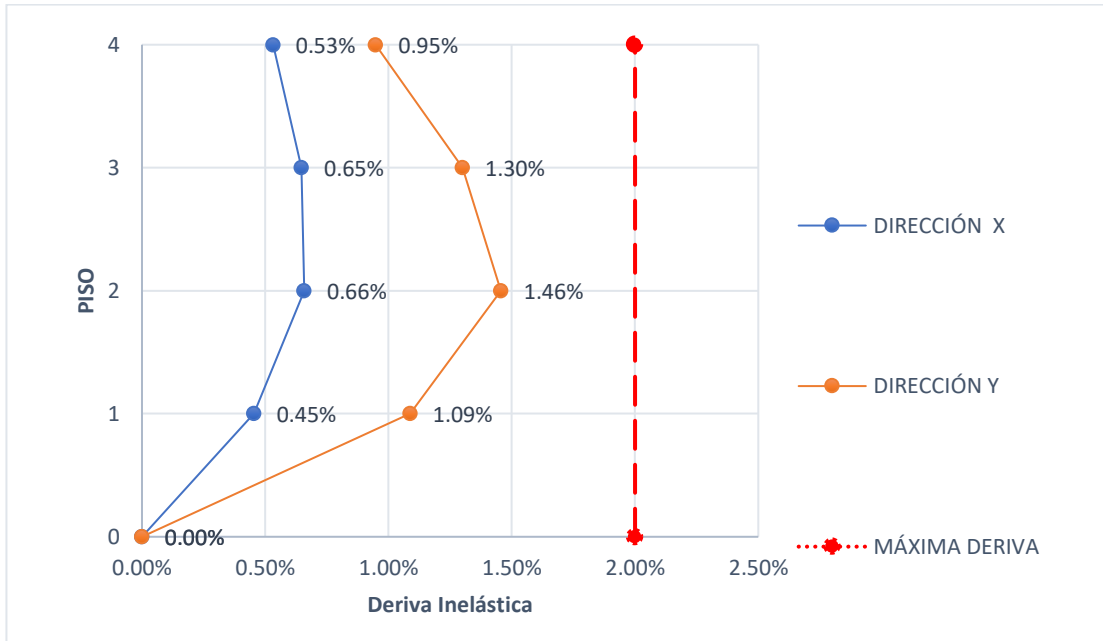
R: factor de reducción de resistencia.

- **Derivas causadas por cortantes estáticos.**

Como se presenta en la siguiente figura las derivas inelásticas causadas por el cortante estático para el bloque 1 no supera el 2% cumpliendo con los parámetros estipulados de NEC-SE-DS, en todos los pisos de la estructura con un valor máximo de 1.46% para el nivel N+ 7.20 para la dirección Y.

Para una óptima interpretación de los resultados obtenidos en la Figura 155 detalla las derivas inelásticas del Bloque 1 en las dos principales direcciones (X-Y)

Figura 155: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 1

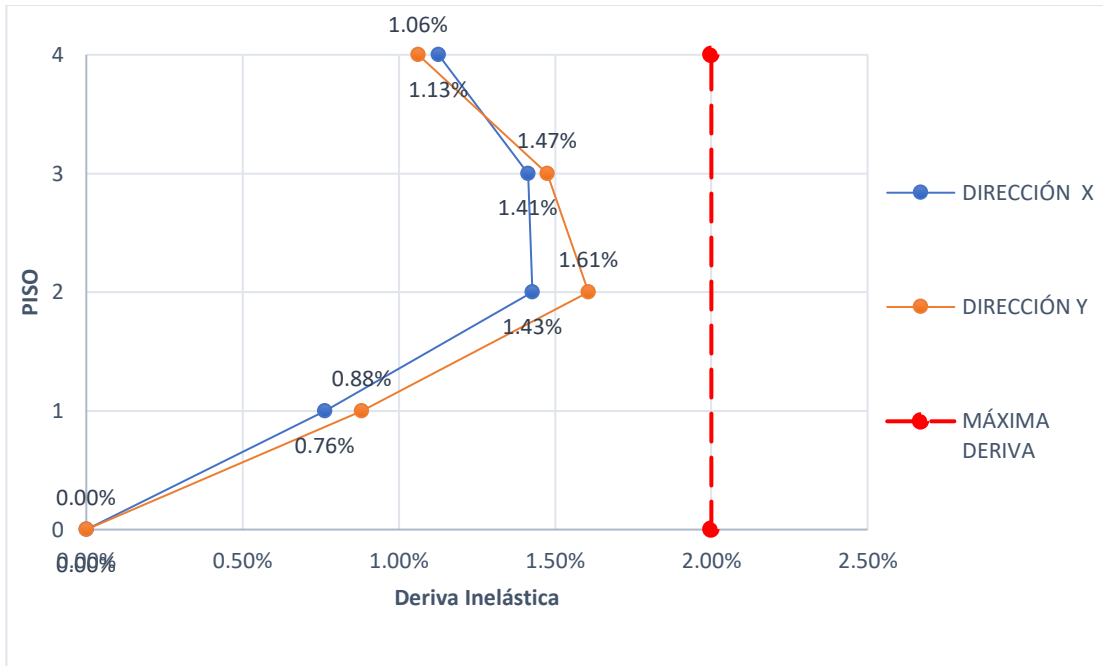


Fuente: Elaboración propia.

Como se presenta en la figura 51 las derivas causadas por el cortante estático para el bloque 2 no supera el 2%, en el nivel N+ 7.20 con un valor de 1.61% para la dirección Y.

Para una óptima interpretación de los resultados obtenidos en la Figura 156 detalla las derivas inelásticas del Bloque 2 en las dos principales direcciones (X-Y)

Figura 156: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos, Bloque 2

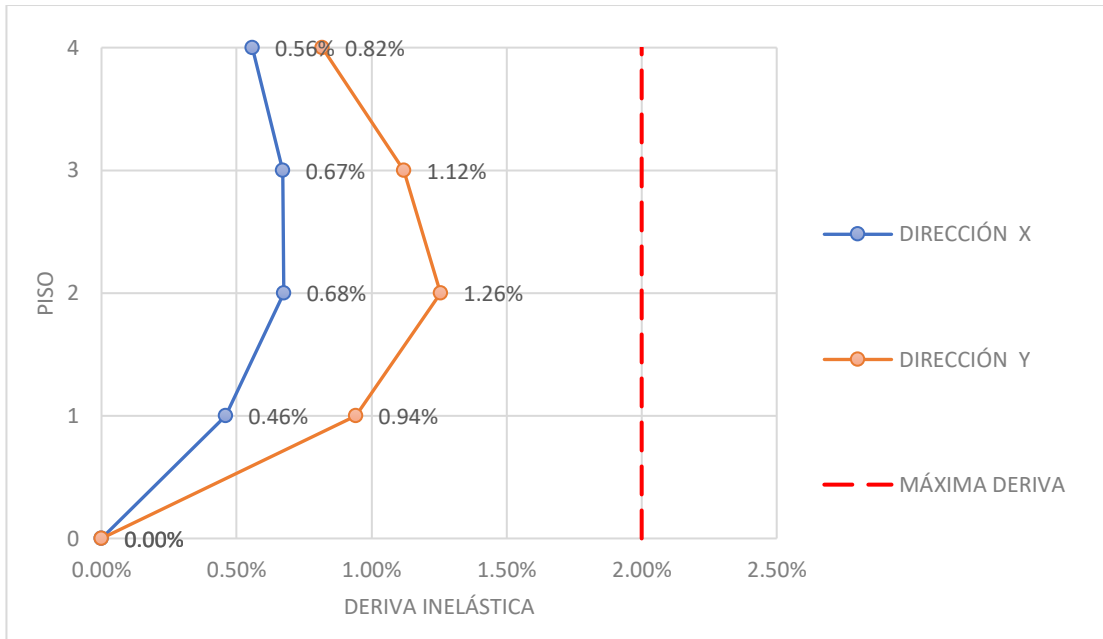


Fuente: Elaboración propia.

▪ **Derivas causadas por cortantes dinámicos.**

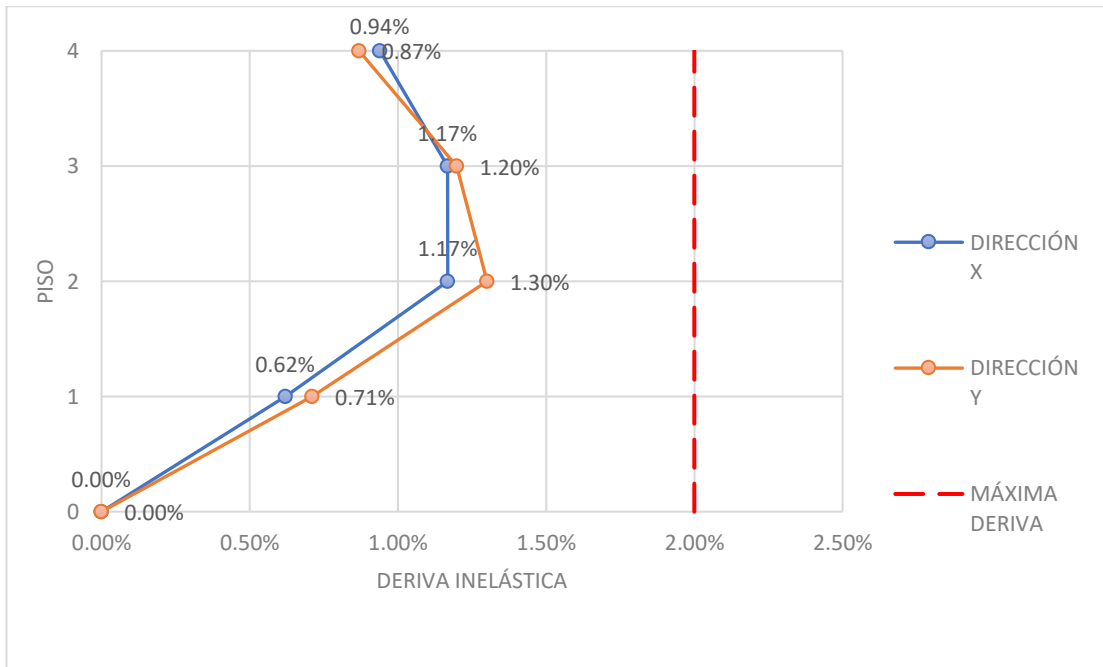
Con los datos obtenidos se puede decir que la estructura se encuentra estable, ya que su deriva inelástica es menor al 2% cumpliendo lo establecido por la NEC-SE-DS, ya que en el sentido X se obtuvo una deriva máxima de 0.68%, en el N+7.2, mientras que en sentido Y la deriva máxima fue de 1.26%

Figura 157: Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 158: Derivas Inelásticas por Cortantes Dinámicos, Bloque 2



Fuente: Elaboración propia.

Como se presenta en la figura 158 las derivas causadas por el cortante dinámico para el bloque 2 no supera el 2% en el nivel N+ 7.20 con un valor de 1.30% para la dirección Y

Tabla 119: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 1 Modelo 2

Parámetro	Bloque 1	NEC SE DS
<i>Periodo de vibración</i>	0.527	Cumple
<i>Masas acumuladas</i>	8to = 92.69 % 7to = 92.54 %	Cumple
<i>Comportamiento de la estructura</i>	Presenta un comportamiento Traslacional	Cumple
<i>Deriva de piso</i>	D. Cortante estático: x=0.66% y=1.46 % D. Cortante dinámico X = 0.68% Y = 1.26 %	Cumple Cumple Cumple Cumple
<i>Validación del análisis dinámico</i>	$V_{dinam} = 80\%$ $V_{estatico}$	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 120: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 2 Modelo 2

Parámetro	Bloque 2	NEC SE DS
<i>Periodo de vibración</i>	0.589	Cumple
<i>Masas acumuladas</i>	5to = 92.27 % 4to = 92.06 %	Cumple
<i>Comportamiento de la estructura</i>	Predomina un comportamiento traslacional	Cumple
<i>Deriva de piso</i>	D. Cortante estático: X = 1.41% Y = 1.61 % D. Cortante dinámico X = 1.17 %	Cumple Cumple Cumple

	Y = 1.30 %	Cumple
Validación del análisis dinámico	$VV_{dinam} = 80\%$ $V_{estatico}$	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Según la NEC-SE-DE-2015, la deriva máxima para cualquier piso no debe exceder $\Delta M < 0.02$, (2%) con los datos obtenidos del análisis estático y dinámico del Bloque 1 y 2 como lo indica en las figuras anteriores se puede decir que la estructura se encuentra estable tanto en el sentido X-Y

Tabla 121: Vulnerabilidad Cualitativa del Bloque 1 Modelo 1-2

Parámetro	Con refuerzo estructural		Con refuerzo estructural	
	Bloque 1	NEC - SE- DS	Bloque 1	NEC - SE- DS
Periodo de vibración	0.5980	Cumple	0.527	Cumple
Masas acumuladas	6to = 90.09 % 7to = 93.21 %	Cumple	8to = 92.69 % 7to = 92.54 %	Cumple
Comportamiento de la estructura	Presenta un comportamiento Torsional	No cumple	Predomina un comportamiento traslacional	Cumple
Deriva de piso	D. Cortante estático: x=1.39 % y=1.86 % D. Cortante dinámico X = 1.29 % Y = 1.63 %	Cumple Cumple Cumple Cumple	D. Cortante Estático x=0.66% y=1.46% D. Cortante Dinámico x=0.68% y=1.26%	Cumple Cumple Cumple Cumple
Validación del análisis dinámico	$VV_{dinam} = 85\%$ $V_{estatico}$	Cumple	$VV_{dinam} = 85\%$ $V_{estatico}$	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 122: Vulnerabilidad cualitativa Bloque 2, Modelo 1-2

Parámetro	Con refuerzo estructural		Con refuerzo estructural	
	Bloque 2	NEC - SE- DS	Bloque 2	NEC - SE- DS
<i>Periodo de vibración</i>	0.713	Cumple	0.589	Cumple
<i>Masas acumuladas</i>	4to = 94.16 % 5to = 92.98 %	Cumple	5to = 92.27 % 4to = 92.06 %	Cumple
<i>Comportamiento de la estructura</i>	Predomina un comportamiento traslacional	Cumple	Predomina un comportamiento traslacional	Cumple
<i>Deriva de piso</i>	Cortante estático: X = 2.35 % Y = 2.21 % Deriva inelástica X = 1.96 % Y = 1.85 %	No cumple No cumple Cumple Cumple	D. Cortante estático: X = 1.41 % Y = 1.61 % D. Cortante dinámico X = 1.17 % Y = 1.30 %	Cumple Cumple Cumple Cumple
<i>Validación del análisis dinámico</i>	$VV_{dinam} = 80\% V_{estatico}$	Cumple	$VV_{dinam} = 80\% V_{estatico}$	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

3.1.7.8 Chequeo de los elementos estructurales con reforzamiento.

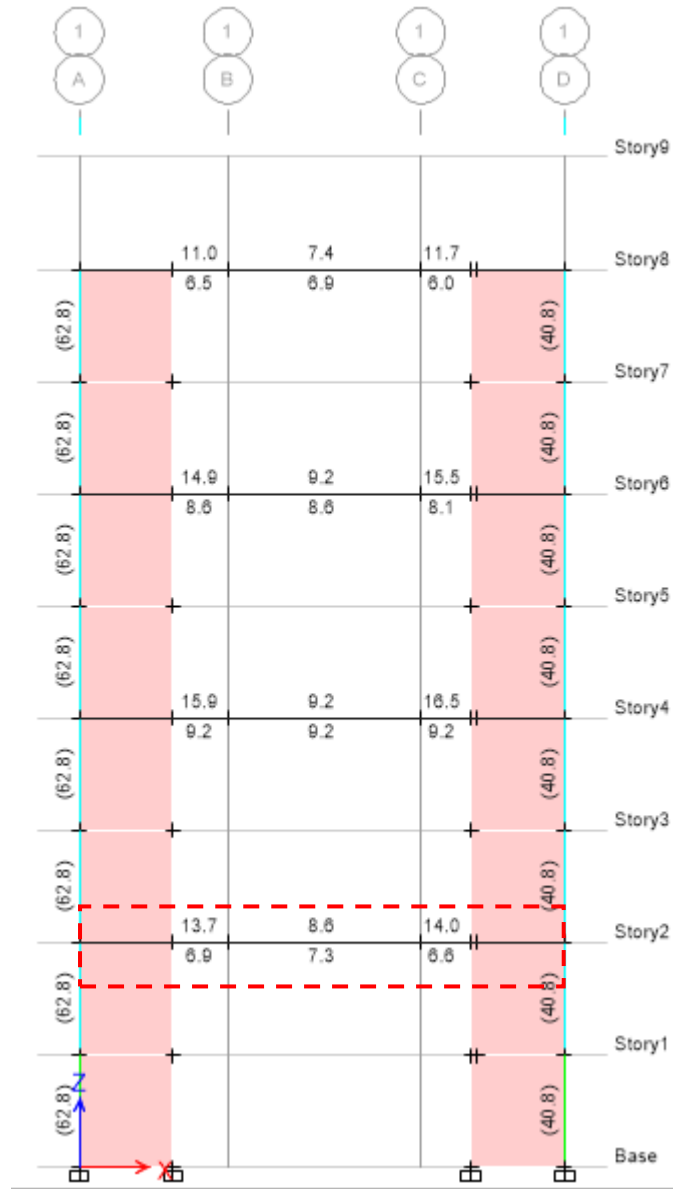
Se procede a revisar el diseño de los elementos estructuras para determinar el comportamiento generado por la implementación de los muros, y analizar los cambios que se presentan.

3.1.7.8.1 Chequeos de Vigas Bloque 1

Chequeo a flexión de vigas

Como indica la figura 216 la mayor cantidad de acero en vigas está presente el N+ 10.8, la viga con mayor demanda se encuentra entre el eje D1-2.

Figura 159: Acero longitudinal en vigas del pórtico D



Fuente: ETABS 2016

Los resultados de diseños para la sección de viga más demandada se presentan en la siguiente tabla:

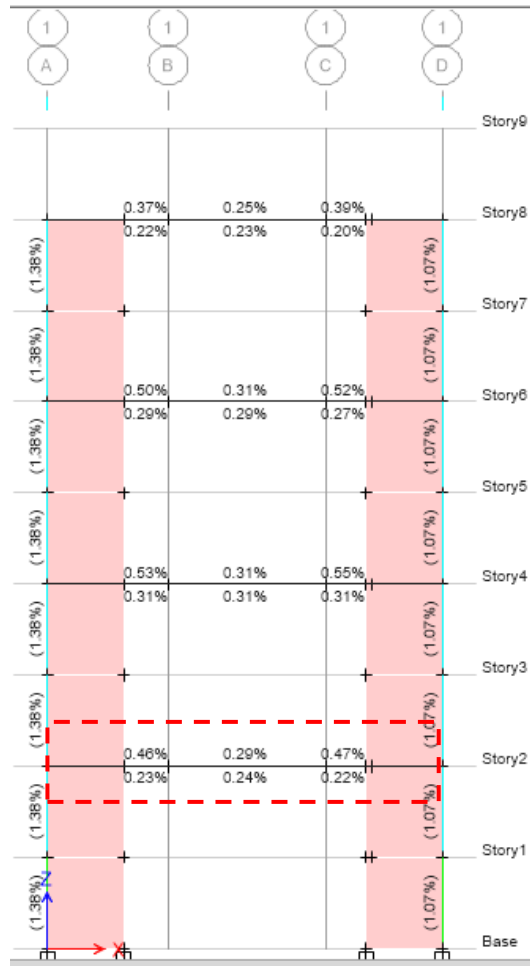
Tabla 123: Momento de diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño - (Ton-m)	Momento de diseño + (Ton-m)	Refuerzo momento - (cm^2)	Refuerzo momento + (cm^2)	Refuerzo mínimo (cm^2)	Refuerzo requerido (cm^2)
Superior (+2 ejes)	-27.5635	-	14	0	9.2	14
Inferior (-2 ejes)	-	5.755	0	2.8	3.7	3.7

Fuente: ETABS 2016

Como se indicó en el Tabla 79 el momento de la viga más demandada de la estructura en el estado actual es de 44.8861 Ton, al contrario, para la estructura ya reforzada se redujo el momento a 27.56 Ton, la cuantía máxima del elemento analizado es de 1.44%. El acero longitudinal mínimo a tracción es de $A_{smin} = 9.23 \text{ cm}^2$ y del acero máximo de $A_{smax} = 39.88 \text{ cm}^2$. como indica la figura 160 los elementos presentan la cantidad de acero requerido en la parte superior e inferior del elemento estructural

Figura 160: Acero en vigas del pórtico del eje 3



Fuente: ETABS 2016

Chequeo a corte de vigas

Se obtiene los valores de diseño a corte para la viga más demandada, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 124: Diseño a Corte Bloque 1

Cortante/ Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo A_{vs} (cm^2/m)	Diseño V_{u2} (Ton)	Diseño T_u (Ton- m)	Diseño M_{u3} (Ton- m)	Diseño P_u (Ton)
0.036	18.524	0.528	5.755	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado V_{u2} (Ton)	Factorizado M_{u3} (Ton)	Diseño V_{u2} (Ton)	Capacidad V_p (Ton)	Gravedad V_g (Ton)
18.524	-27.563	18.524	6.515	11.560

Fuente: ETABS 2016

Mediante la ecuación de la norma ACI 2014, se verificará que el elemento cumpla con el acero mínimo

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * \frac{50\text{cm} * 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{v_{min}} = 0.1153$$

$$A_{v_{calculado}} \geq A_{v_{min}}$$

$$0.063 < 0.1153$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

3.1.7.8.2 Chequeo de Columnas, Bloque 1

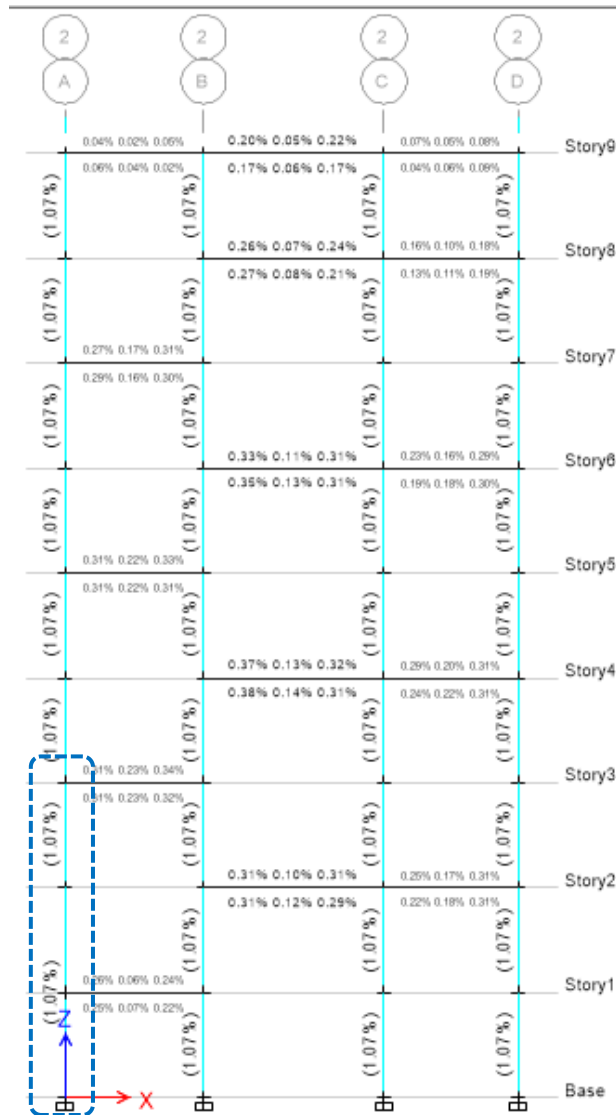
Para la ejecución de los análisis del elemento se elige el pórtico más demandado de la estructura, para el Bloque 1 es el pórtico 2, como se indica la siguiente figura, los elementos marcados por color rojo presentan problemas como la capacidad. La siguiente tabla muestra los valores de la columna con mayor demanda ubicada en el eje 2A, N+3.6.

Tabla 125: Resumen de diseño de columna, Bloque 1

Detalles de la columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	d (m)	h (m)	dc (m)
N+3.6	C9	Cc70	3.6	0.7	0.628	0.062
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 M2 (Ton-m)	Mínimo M3 (Ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
91.769	- 24.14	-3.4001	3.3257	3.3257	1.07	0.391

Fuente: ETABS 2016

Figura 161: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm² Eje 2A



Fuente: ETABS 2016

Según la NEC-SE-HM en la sección 4.3.3 indica que la cuantía de refuerzo de cumplir con la siguiente ecuación.

$$0.02 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$$

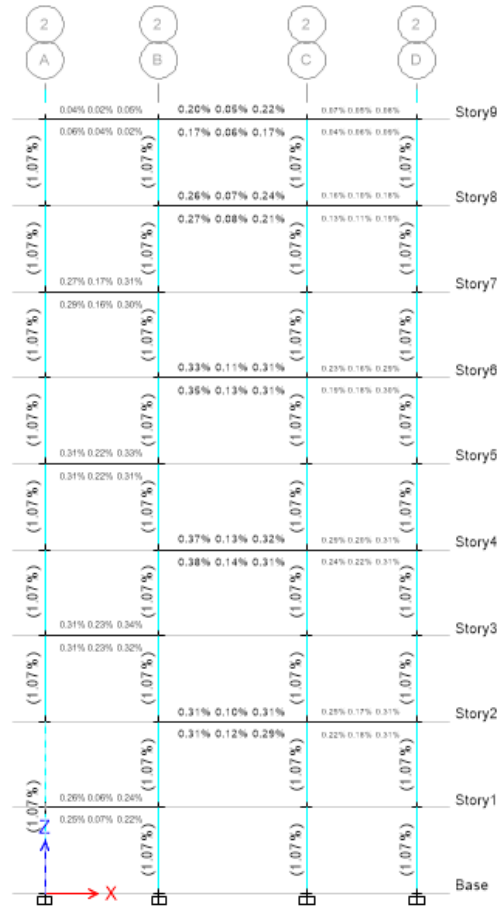
$$\frac{A_s}{A_g} = 0.0107 \text{ (cumple)}$$

Según la NEC 15 la cuantía del refuerzo debe estar entre un rango de 1% y el 3% del área total de la sección transversal, el límite superior impide que se forme un comportamiento frágil de la sección además evita la congestión de acero, el que se encarga de controlar las deformaciones dependientes del tiempo es el límite inferior

además se encarga que el momento de fisuración sea menor que el momento de fluencia.

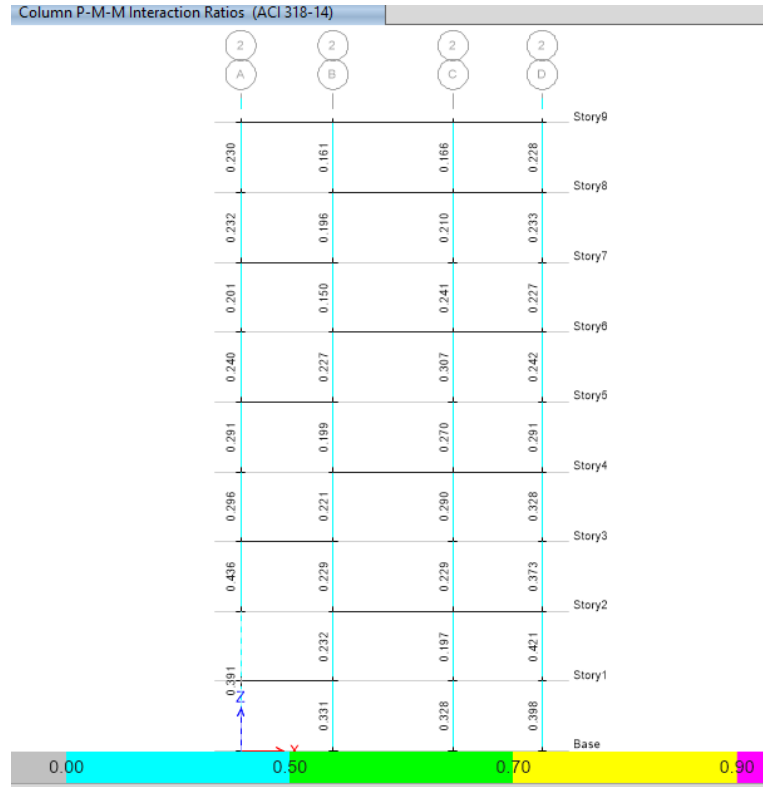
En la siguiente figura se presenta las cuantías del refuerzo en columnas:

Figura 162: Cuantía de aceros Bloque 1 - Pórtico 2



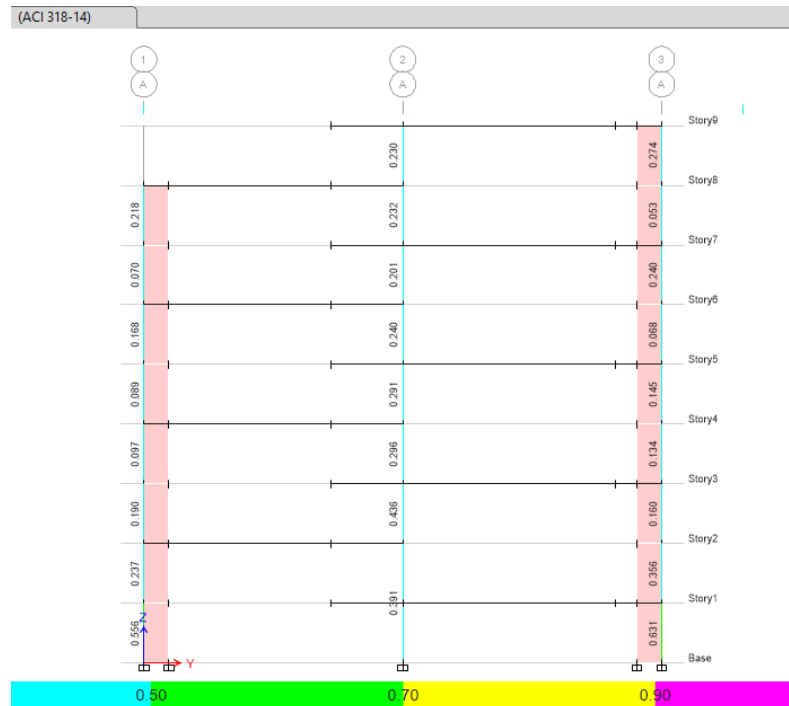
Fuente: ETABS 2016

Figura 163: Demanda / Capacidad. Bloque 1 - Pórtico 2



Fuente: ETABS 2016

Figura 164: Demanda / Capacidad Eje - Bloque 1 - Pórtico A



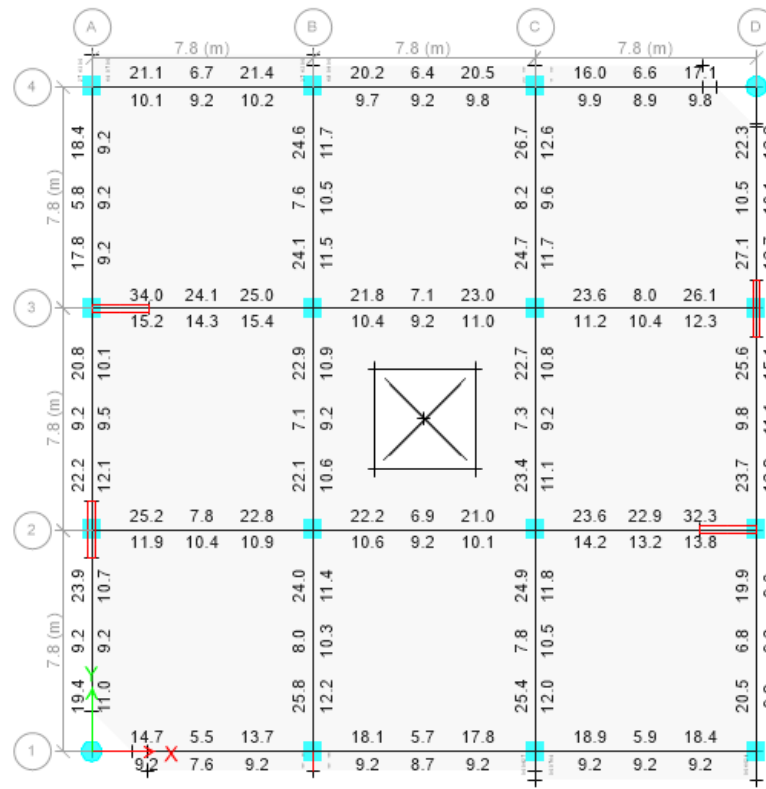
Fuente: ETABS 2016

Igual forma que el Bloque 1 para la ejecución de los análisis del elemento se elige el pórtico más demandado del Bloque 2, en este caso es el pórtico 3 como indica en la siguiente figura. La tabla muestra los valores de la columna con mayor demanda ubicada en el Eje 3B del primer nivel.

3.1.7.8.3 Chequeos de Vigas Bloque 2

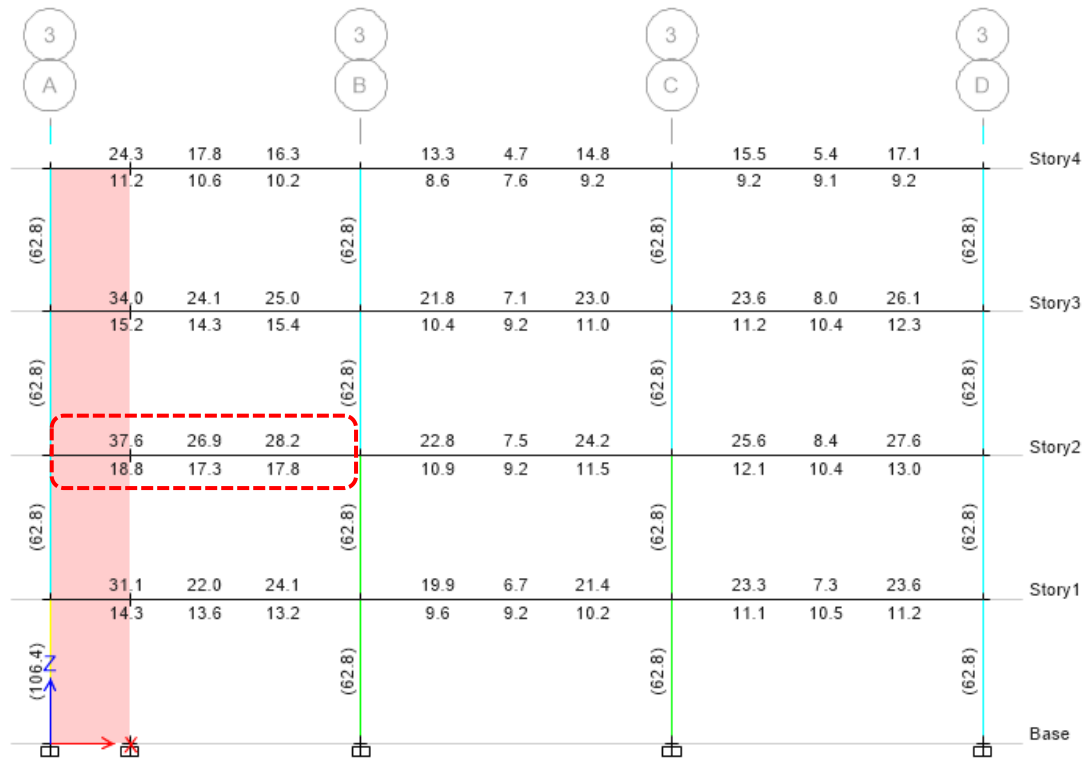
La Figura 86, muestra la cantidad de acero presenta en cada viga del pórtico que tiene mayor demanda en el Bloque 2

Figura 165: Acero en vigas del piso N + 7.20 más demandados



Fuente: ETABS 2016

Figura 166: Acero Longitudinal en vigas, Pórtico más demandado, Eje 3



Fuente: ETABS 2016

Como indica en la figura anterior, la mayor cantidad de acero en vigas está presente en el N+ 7.20, la viga con mayor demanda se encuentra entre el eje A-B. Para el diseño de la viga se toman los resultados de la siguiente tabla.

Tabla 126: Momento de diseño y refuerzo por momento

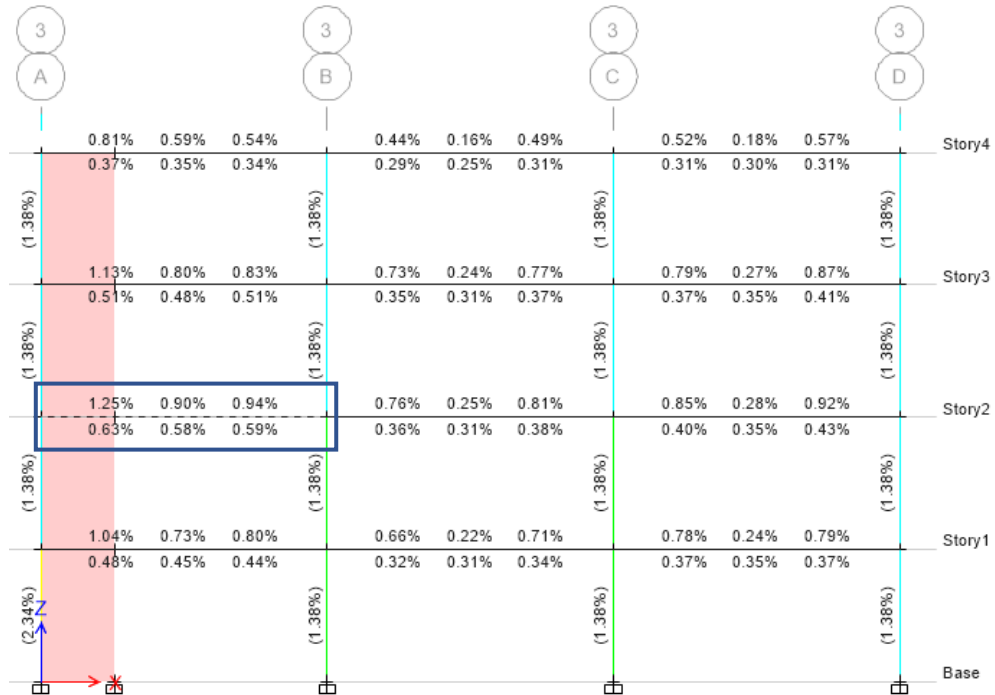
	Momento de diseño - (Ton-m)	Momento de diseño + (Ton-m)	Refuerzo momento - (cm^2)	Refuerzo momento + (cm^2)	Refuerzo mínimo (cm^2)	Refuerzo requerido (cm^2)
Superior (+2 ejes)	67.303	-	37.6	0	9.2	37.6
Inferior (-2 ejes)	-	7.632	0	3.6	4.8	4.8

Fuente: ETABS 2016

Como se indicó en el Tabla 80 el momento de la viga más demandada de la estructura en el estado actual es de 64.638 Ton, al contrario, para la estructura ya reforzada el momento es de 67.303 Ton, la cuantía máxima del elemento analizado es de 1.44%. El acero longitudinal mínimo a tracción es de $A_{smin} = 9.23 \text{ cm}^2$ y del acero máximo

de $A_{smax} = 39.88 \text{ cm}^2$. como indica la figura 167 los elementos presentan la cantidad de acero requerido en la parte superior e inferior del elemento estructural

Figura 167: Cuantía de acero en vigas del pórtico del eje 4



Chequeo a corte de vigas

Se obtiene los valores de diseño a corte para la viga más demandada, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 127: Diseño a Corte Bloque 2

Cortante/ Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo A_{vs} (cm^2/m)	Diseño V_{u2} (Ton)	Diseño T_u (Ton- m)	Diseño M_{u3} (Ton- m)	Diseño P_u (Ton)
0.156	35.172	0.179	-67.303	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado V_{u2} (Ton)	Factorizado M_{u3} (Ton)	Diseño V_{u2} (Ton)	Capacidad V_p (Ton)	Gravedad V_g (Ton)
35.172	-67.303	35.172	12.24	18.795

Fuente: ETABS 2016

Mediante la ecuación de la norma ACI 2014, se verificará que el elemento cumpla con el acero mínimo

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * \frac{50\text{cm} * 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{v_{min}} = 0.1153$$

$$A_{v_{calculado}} \geq A_{v_{min}}$$

$$0.063 < 0.1153$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

3.1.7.8.4 Chequeo de Columnas Bloque 2

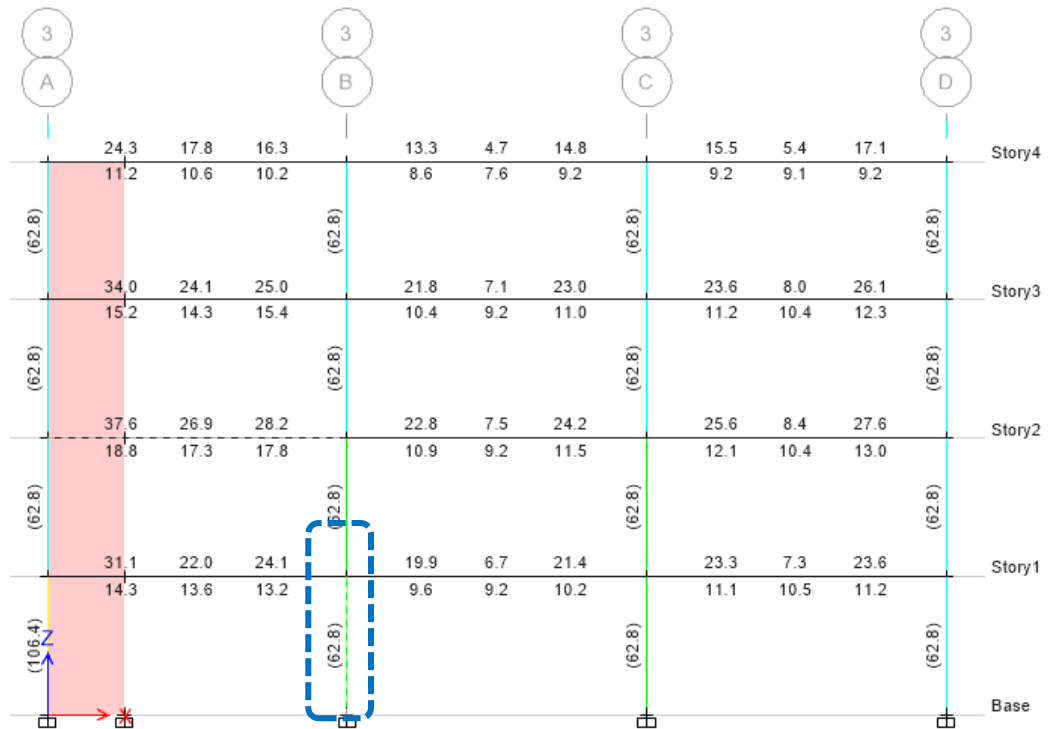
Para la ejecución de los análisis del elemento se elige el pórtico más demandado de la estructura, para el Bloque 2 es el pórtico3, como indica la figura 168, la estructura reforzada, presenta un diseño óptimo es decir la estructura es capaz de soportar las sollicitaciones de demanda. La tabla 128 muestra los valores de la columna con mayor demanda ubicada en el N+3.6

Tabla 128: Resumen de diseño de columna, Bloque 2

Detalles de la columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h(m)	dc (m)
N+3.6	C 7	C 65 x 70	3.6	0.70	0.65	0.052
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 M2 (Ton-m)	Mínimo M3 (Ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
251.92	39.517	-8.751	9.129	8.751	1.38	0.579

Fuente: ETABS 2016

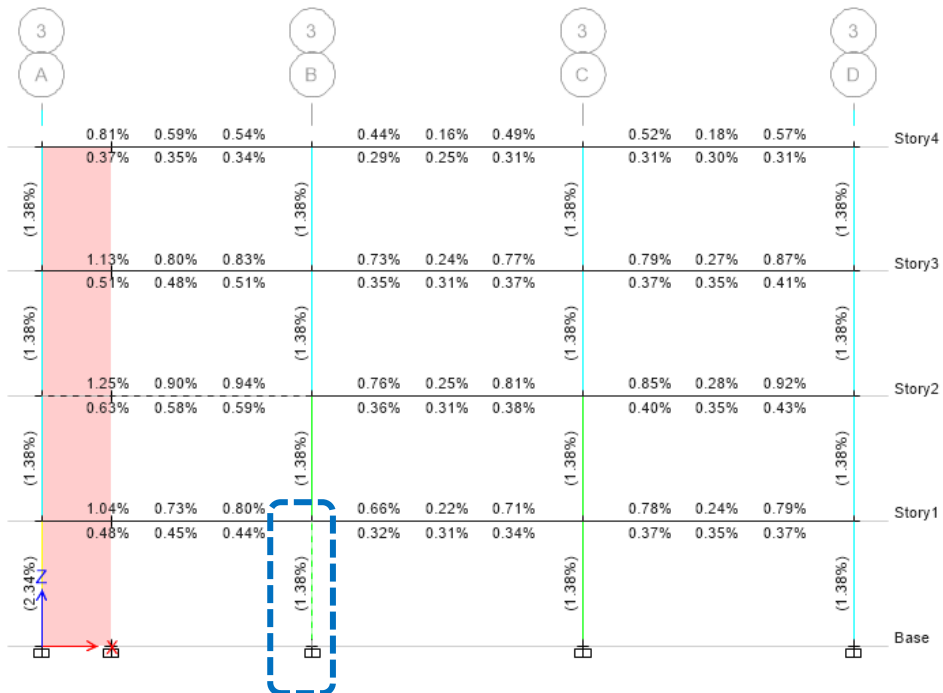
Figura 168: Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo, Eje 3B en cm²



Fuente: ETABS 2016

La siguiente figura se muestra las cuantías de refuerzo mínima en los elementos estructurales.

Figura 169: Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión, Eje 3B



Fuente: ETABS 2016

Según la NEC-SE-HM en la sección 4.3.3 indica que la cuantía de refuerzo de cumplir con la siguiente ecuación.

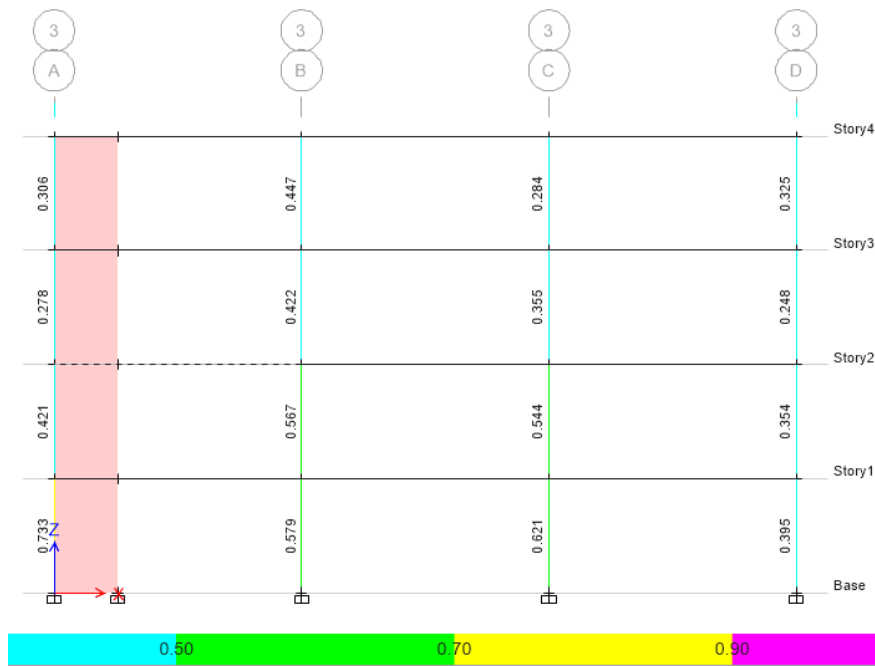
$$0.02 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{62.8}{65 \cdot 70} = 0.138 \text{ (cumple)}$$

3.1.7.8.5 Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

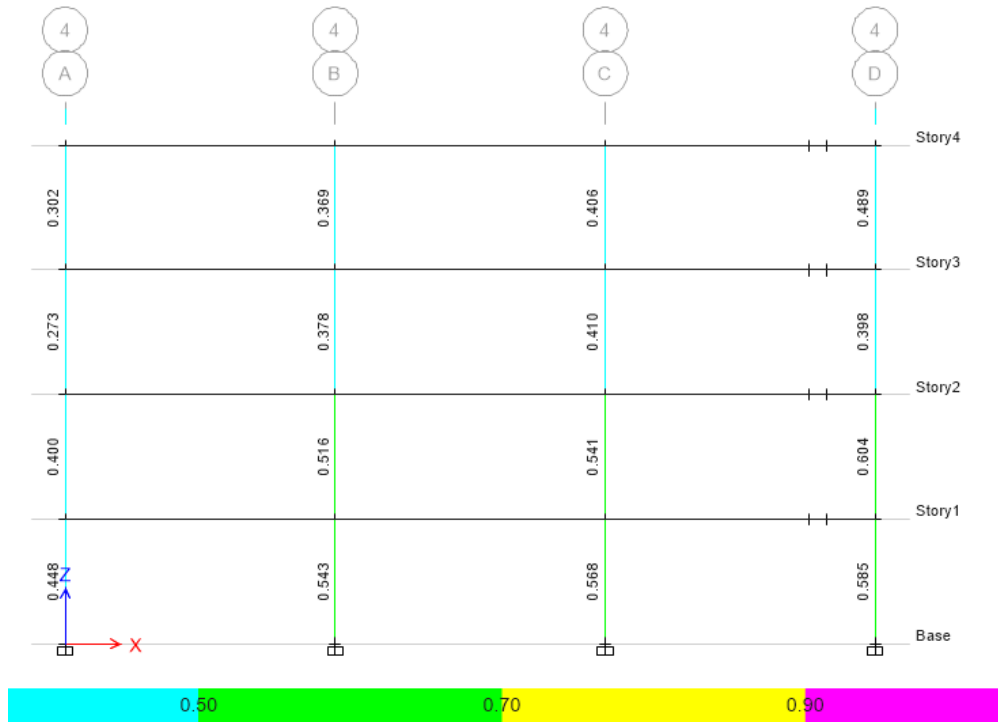
Se analizará la demanda/ Capacidad de carga de la estructura, y el comportamiento que presenta ante el reforzamiento sugerido, en la Figura 170 muestra el pórtico más demandado, al comprobar la demanda/ capacidad del elemento estructural las secciones presentan valores menores a 1, comprobando que las secciones son las adecuadas para las solicitaciones que están sometidas

Figura 170: Demanda / Capacidad Pórtico 3



Fuente: ETABS 2016

Figura 171: Demanda / Capacidad Pórtico 4



Fuente: ETABS 2016

3.1.4. Análisis No lineal con la implementación del Reforzamiento, Bloque 1

Para realizar el análisis estático no lineal de la estructura reforzada se realizó con el mismo proceso del modelo 1, para obtener la curva de capacidad necesaria para determinar el desempeño de la estructura.

De igual forma que en el análisis estático no lineal del Modelo 1 se realizara el Modelo 2 (estructura con reforzamiento estructural)

3.1.7.9 Curva de capacidad

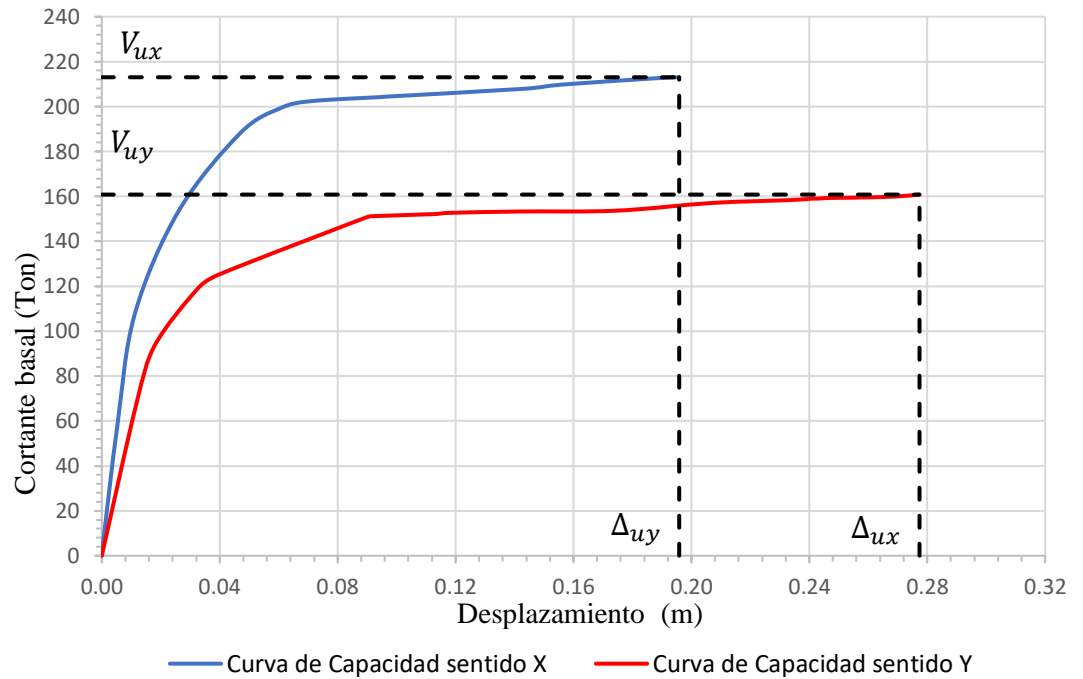
➤ Bloque 1

La curva de capacidad se obtiene mediante el análisis no lineal, la cual relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento del último piso

La figura 172 muestra la curva de capacidad para los dos sentidos principales de la estructura. Para el sentido X tiene un cortante basal último de 213.04 ton con un desplazamiento de 0.196 m, la estructura empieza a fluir con desplazamiento de

0.047m, tiene un cortante de 188.244 Ton. Al contrario, para la dirección Y tiene un cortante basal ultimo de 160.80 Ton con un desplazamiento de 0.277 m, empieza a fluir y cortante basal de 151.17 Ton. y un desplazamiento de 0.0914 m

Figura 172: Curva de capacidad Estructura reforzada – Bloque 1



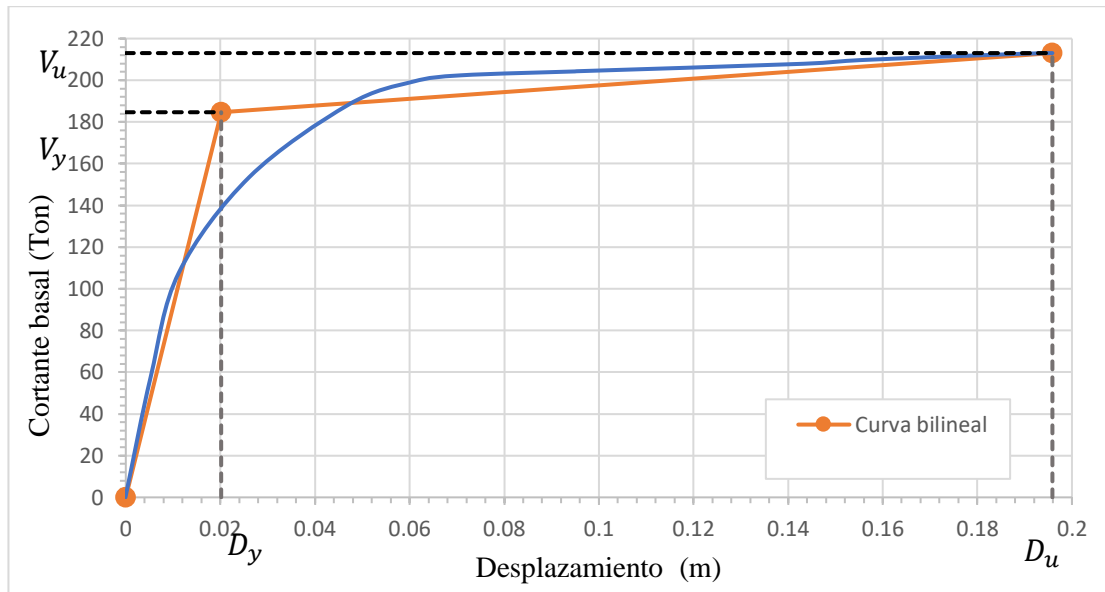
Fuente: Elaboración Propia.

3.1.7.10 Representación bilineal de la curva de capacidad

Para la representación bilineal de la curva se empleará el método propuesto por el FEMA 356, esta representación bilineal representa el comportamiento que presenta la estructura

Dirección X – Bloque 1

Figura 173: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 1 Reforzado



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 129: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido X Bloque 1 – Reforzada

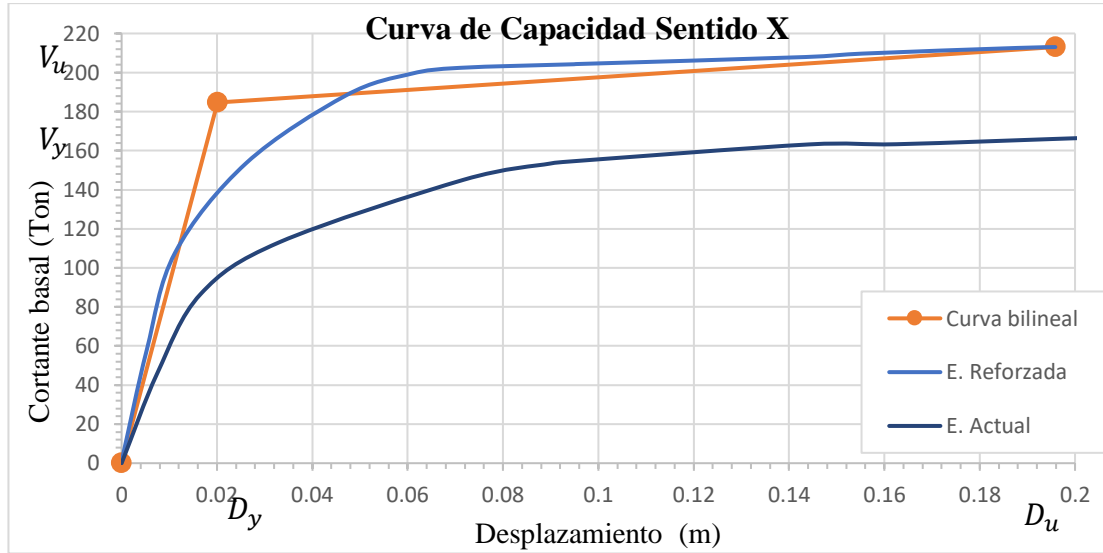
Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
2.02	184.68
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
19.59	213.04
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	6150.686
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	5313.165
Rigidez post-elástica	
α	0.032549

Fuente: Elaboración propia.

Como se indicó en la tabla 94 la estructura en estado actual tiene un cortante último de 167.03Tn, mientras que la estructura reforzada presentó un notable aumento de resistencia, ya que el cortante último fue de 213.04Tn.

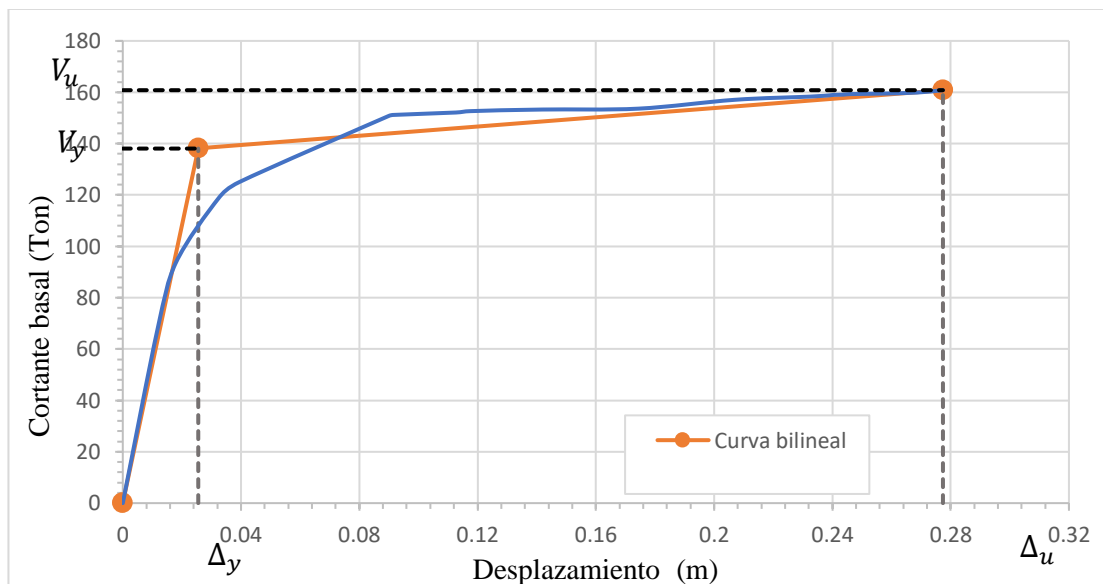
Para una óptima interpretación de los resultados la Figura 174 muestra el aumento de resistencia que apporto el reforzamiento planteado.

Figura 174: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada



Dirección Y – Bloque 1

Figura 175: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 1 Reforzado



Fuente: Elaboración propia.

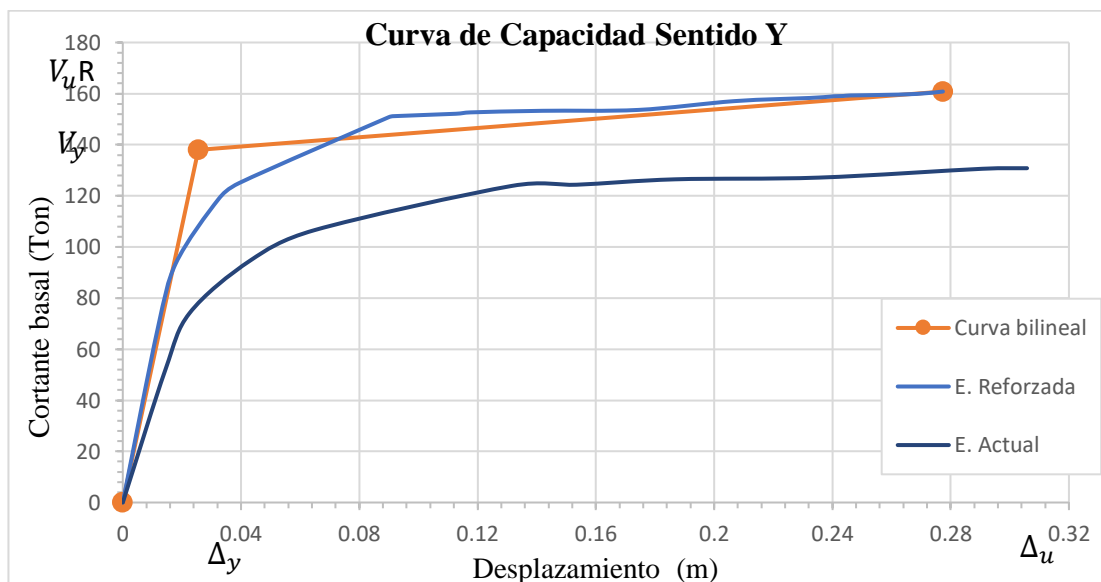
Tabla 130: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 1 – Reforzada

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
2.55	138.08
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
27.74	160.81
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	3606.084
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	3378.38
Rigidez post-elástica	
α	0.022782

Fuente: Elaboración Propia.

La estructura en estado actual en la dirección Y, tiene un cortante ultimo de 129.18Tn, mientras que la estructura reforzada presento un notable aumento de resistencia, ya que el cortante último es de 160.81Tn. Para una óptima interpretación de los resultados la Figura 176 muestra el aumento de resistencia que apporto el reforzamiento planteado

Figura 176: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada



Fuente: Elaboración propia.

3.1.7.11 Evaluación del desempeño sísmico

La norma ecuatoriana de la construcción establece varios niveles sísmicos [34] La Guía Práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras establece una tabla para determinar los niveles de daño estructural y no estructural que la edificación debe alcanzar durante los sismos de distinto periodo de excedencia [25]

Las estructuras de ocupación especial deben cumplir los siguientes parámetros, tiene una demanda de 20% en 50 años con un nivel de desempeño (3-C) es decir debe cumplir con el nivel de seguridad de vida, además el 10% en 50 años cumplirá con el nivel (5-E) nivel de prevención al colapso

Se determinará la respuesta sísmica de la estructura ante diferentes niveles de amenaza sísmica como se indicó en el capítulo I Tabla 9, el análisis se realizará en las direcciones principales de la estructura

➤ Bloque 1, dirección X

La Figura 177 muestra a la estructura sometida a diferentes niveles de amenaza sísmica En un sismo frecuente, la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir los elementos estructurales presentan un daño leve, los elementos no estructurales daños moderados, no se compromete la seguridad de la estructura, es decir puede ser ocupada inmediatamente después del sismo.

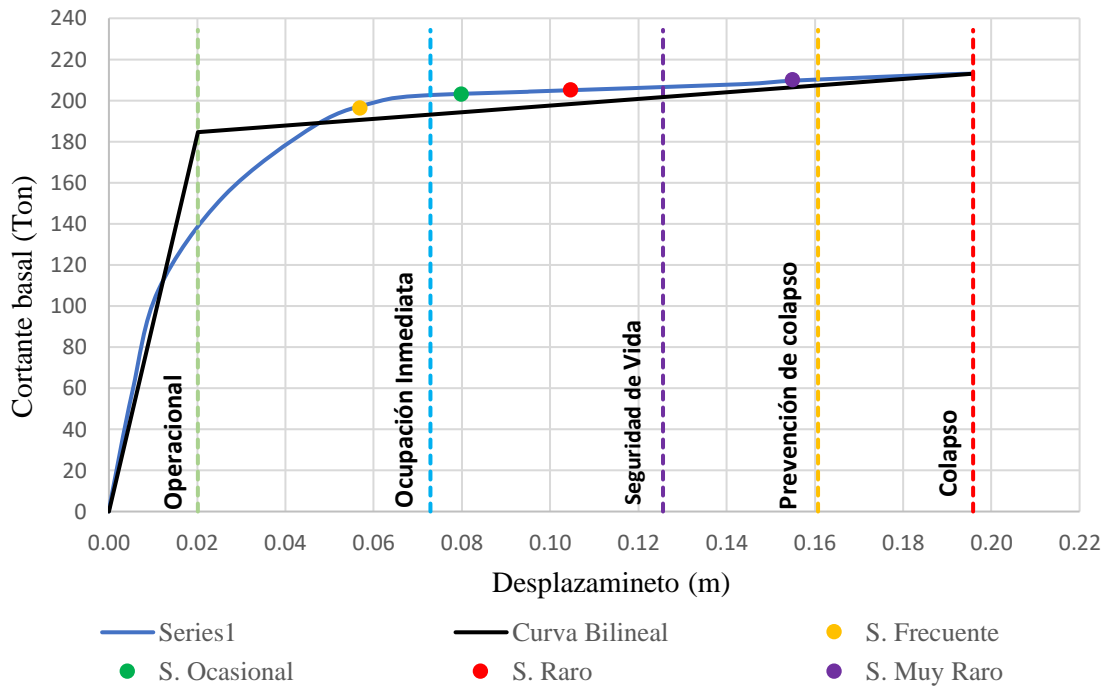
Para un sismo ocasional, la estructura tiene un nivel de desempeño de seguridad de vida, es decir los elementos estructurales presentan un daño moderado, los elementos no estructurales daños graves, la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en un gran porcentaje que puede impedir la ocupación inmediata de la estructura, y se garantiza la vida de los ocupantes.

Con un sismo raro (Diseño), la estructura está en nivel de desempeño de seguridad de vida, es decir los elementos estructurales presentan un daño moderado, los elementos

no estructurales daños graves, la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en un gran porcentaje, se garantiza la vida de los ocupantes, los daños pueden o no ser reparables.

Para un sismo Muy raro, la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de Prevención de colapso, es decir el sistema estructural está al límite del colapso parcial o total, la rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales ha sufrido una significativa degradación, existe un elevado peligro para los ocupantes

Figura 177: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 –
Bloque 1 – Reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 131: Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 1 – Reforzado

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro				X		Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 132: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 1

Tabla 133:

SISMO	HABITABLE	EVACUACIÓN
Frecuente Tr=72 años	X	
Ocasional Tr=225 años	X	
Raro (Diseño) Tr=475 años	X	
Muy raro Tr=2500 años		X

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 134: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 1 Sentido X

Sentido X	Estado Actual					Con Refuerzo estructural				
	Niveles de desempeño					Niveles de desempeño				
Niveles de amenaza	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Frecuente		X					X			
Ocasional			X					X		
Raro (Diseño)			X					X		
Muy raro					X				X	

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 134 demuestra que la estructura, obtuvo un nivel de desempeño óptimo en la dirección X, con el reforzamiento estructural sugerido

➤ **Bloque 1, dirección Y**

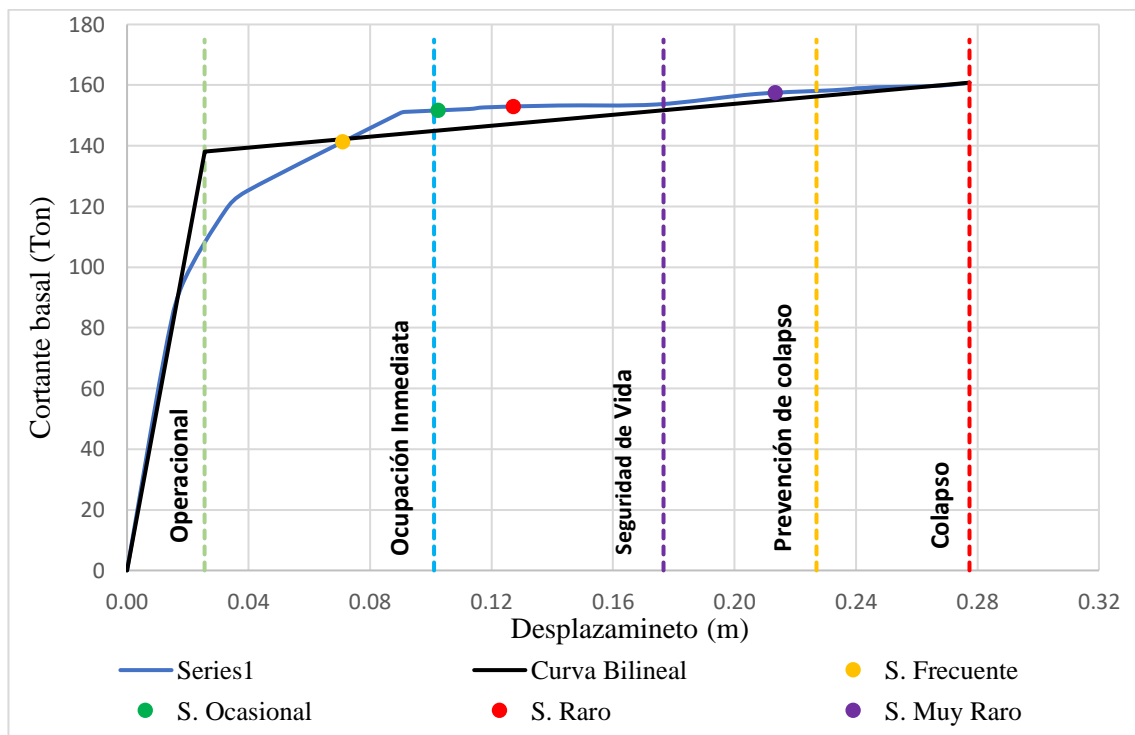
La Figura 178 muestra a la estructura sometida a diferentes niveles de amenaza sísmica. Sismo frecuente se encuentra en un nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir los elementos estructurales presentan un daño leve, los elementos no

estructurales daños moderados, no se compromete la seguridad de la estructura, es decir puede ser ocupada inmediatamente después del sismo

Sismo ocasional, y sismo Raro, se encuentra en un nivel de desempeño de seguridad de vida, es decir los elementos estructurales presentan un daño moderado, los elementos no estructurales daños graves, la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en un gran porcentaje que puede impedir la ocupación inmediata de la estructura, y se garantiza la vida de los ocupantes, los daños pueden o no ser reparables

Sismo Muy raro, años, se encuentra en un nivel de desempeño de Prevención de colapso, es decir el sistema estructural está al límite del colapso parcial o total, la rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales ha sufrido una significativa degradación, existe un elevado peligro para los ocupantes

Figura 178: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 –
Bloque 1 – Reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 135: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 1 – Reforzado

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro				X		Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 136: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 1

SISMO	HABITABLE	EVACUACIÓN
Frecuente Tr=72 años	X	
Ocasional Tr=225 años	X	
Raro (Diseño) Tr=475 años	X	
Muy raro Tr=2500 años		X

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 137: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 1 Sentido Y

Sentido Y	Estado Actual					Con Refuerzo estructural				
	Niveles de desempeño					Niveles de desempeño				
Niveles de amenaza	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Frecuente		X					X			
Ocasional			X					X		
Raro (Diseño)			X					X		
Muy raro				X					X	

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 137 demuestra que la estructura, obtuvo un nivel de desempeño optimo en la dirección Y, con el reforzamiento estructural sugerido.

Las estructuras de ocupación especial, sometidas a ciertos grados de amenaza sísmica, los daños no deben superar ciertos estados limites, según la NEC SE DS sección 4.2 la filosofía de diseño sismo resistente, garantiza que, en estructuras de ocupación esencial el nivel de desempeño de la estructura, es de seguridad de vida ante un sismo raro (Diseño $T_r= 475$ años), y prevención de colapso ante sismos muy raros ($T_r= 2500$ años). La Tabla 126 y 129, indica los datos obtenidos de análisis en las dos direcciones principales (X-Y) se determinó que la estructura cumple con los niveles de desempeño esperados ya que para sismos raros el nivel de desempeño es de seguridad de vida y para sismos muy raros el nivel de desempeño es de prevención de colapso.

3.1.7.12 Punto de desempeño

Para determinar el punto de desempeño de la estructura sometida a diferentes niveles de amenaza sísmica, se tomó los valores del Software en las dos direcciones principales. Para determinar el desplazamiento y fuerza de corte se empleó el método de Linealización equivalente del FEMA 440

La tabla 138 y 139 muestra los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica, con sus respectivas desplazamientos y valores de cortante, para las dos direcciones

➤ Dirección X

Tabla 138: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 1 - Reforzado

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.057	196.309
	Ocasional	0.080	203.083
	Raro	0.105	205.031
	Muy Raro	0.155	210.004

Fuente: Elaboración Propia.

➤ Dirección Y

Tabla 139: Puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 1

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	Frecuente	0.071	141.185
	Ocasional	0.103	151.665
	Raro	0.127	152.904
	Muy Raro	0.214	157.387

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.8 Análisis No lineal con la implementación del Reforzamiento, Bloque 2

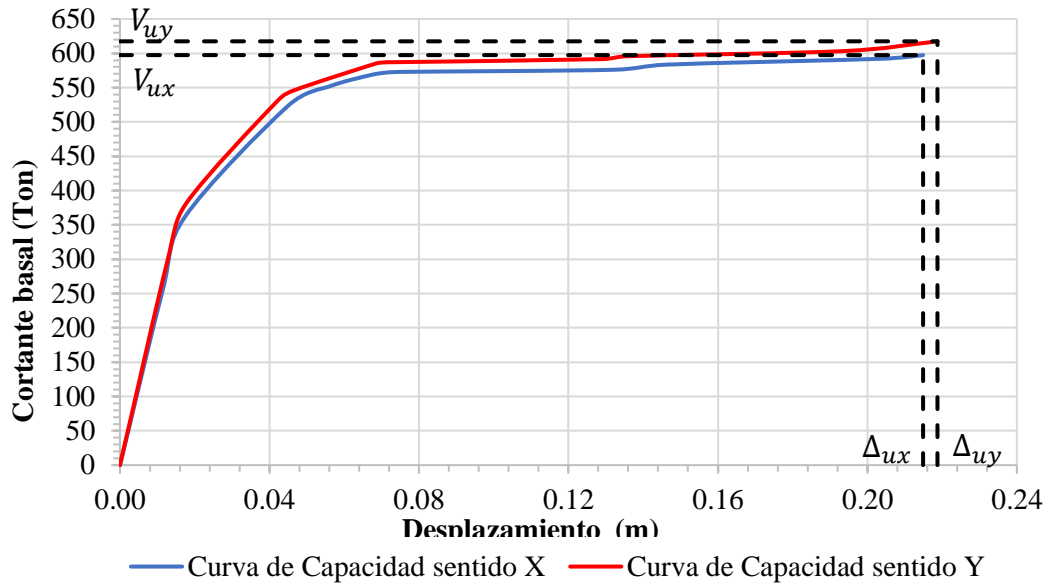
3.1.8.1 Curva de capacidad.

➤ Bloque 2

La curva de capacidad se obtiene mediante el análisis no lineal, la cual relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento del último piso

La figura 179 muestra la curva de capacidad para los dos sentidos principales de la estructura. Para el sentido X tiene un cortante basal último de 597.35 ton con un desplazamiento de 0.215 m, la estructura empieza a fluir con desplazamiento de 0.046m, tiene un cortante de 546.57 Ton. Al contrario, para la dirección Y tiene un cortante basal último de 617.44Ton con un desplazamiento de 0.219 m, empieza a fluir y cortante basal de 530.72 Ton. y un desplazamiento de 0.0422 m

Figura 179: Curva de capacidad Estructura reforzada dirección (X-Y)



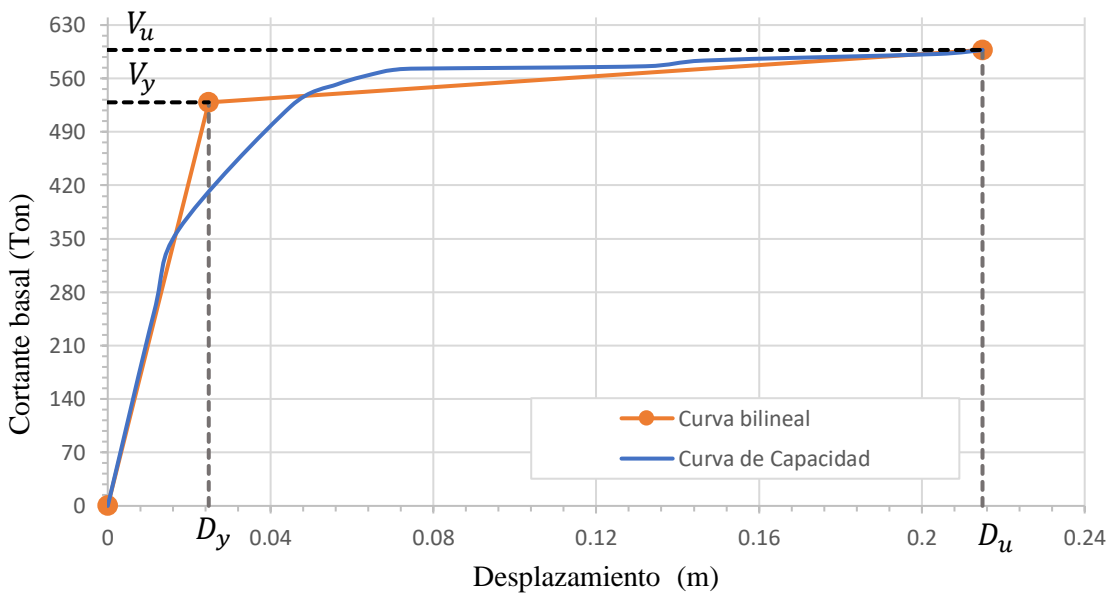
Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

Para la representación bilineal de la curva se empleará el método propuesto por el FEMA 356, esta representación bilineal representa el comportamiento que presenta la estructura

Dirección X -Bloque 2

Figura 180: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X Bloque 2 Reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 140: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido

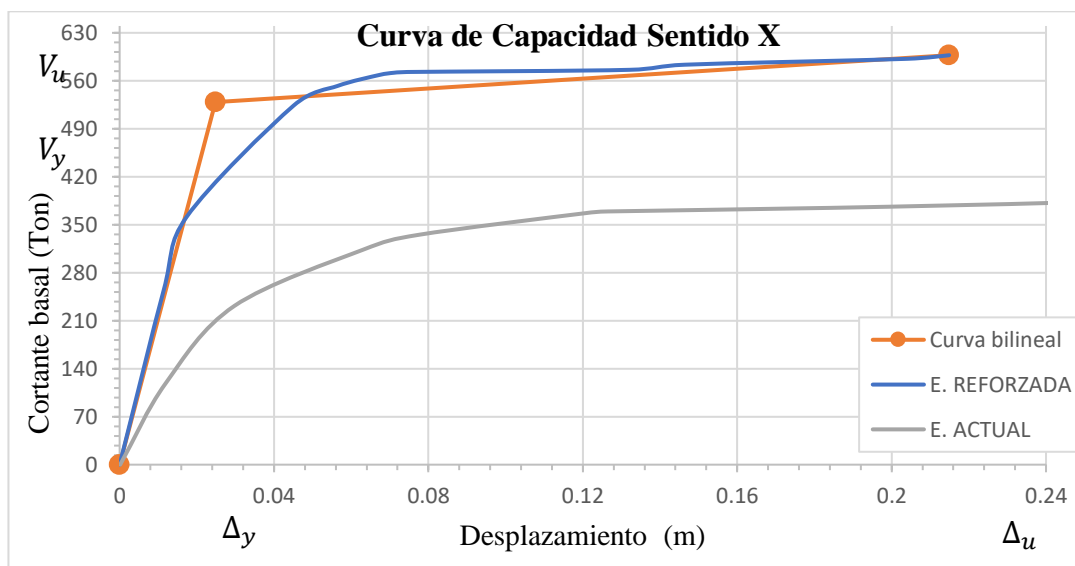
X Bloque 2 - Reforzado

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
2.48	528.74
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
21.49	597.35
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	22288.904
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	21308.293
Rigidez post-elástica	
α	0.01693

Fuente: Elaboración Propia.

La estructura en estado actual en la dirección Y, tiene un cortante ultimo de 387.236Tn, mientras que la estructura reforzada presento un notable aumento de resistencia, ya que el cortante último es de 597.35Tn. Para una óptima interpretación de los resultados la Figura 181 muestra el aumento de resistencia que apporto el reforzamiento planteado

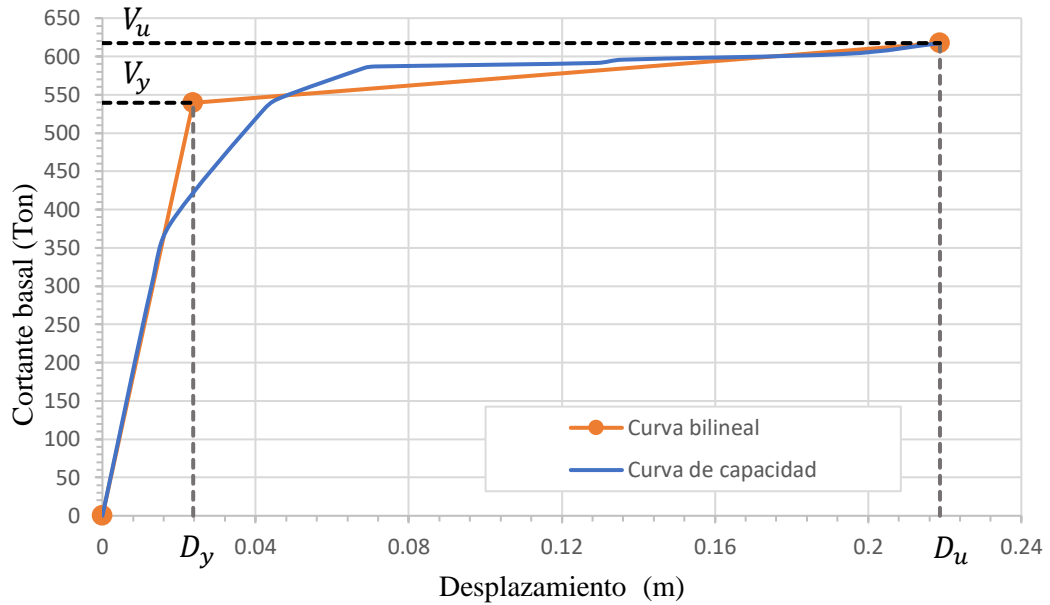
Figura 181: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada



Fuente: Elaboración Propia.

Dirección Y-Bloque 2

Figura 182: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y Bloque 2 Reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

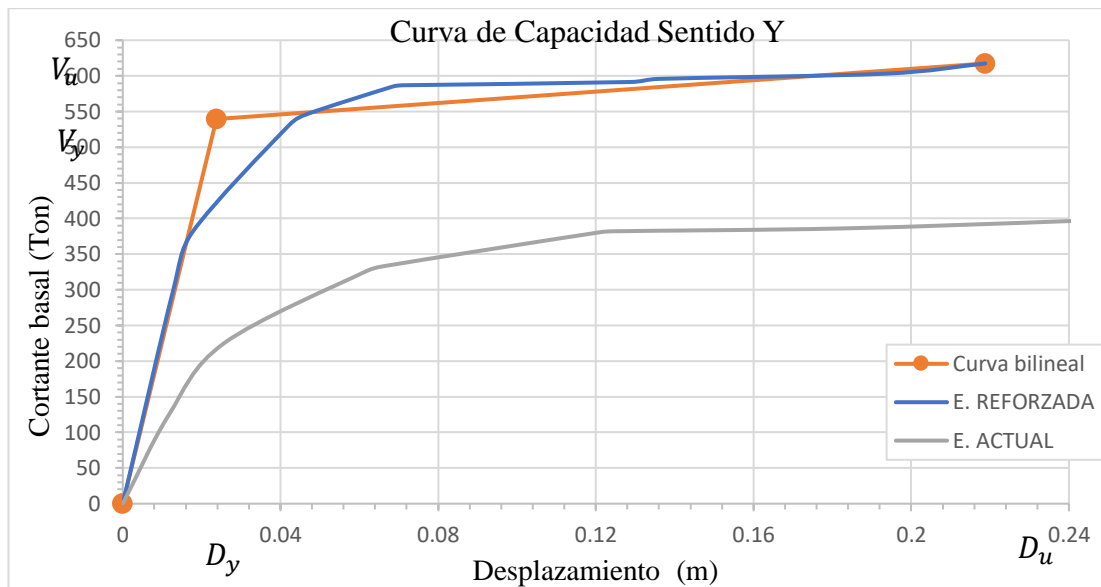
Tabla 141: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad sentido Y Bloque 2 – Reforzada

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
2.37	539.446
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
21.87	617.4401
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	23425.536
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	22749.818
Rigidez post-elástica	
α	0.017605

Fuente: Elaboración Propia.

Como indica la tabla 101 la estructura en estado actual en la dirección Y, tiene un cortante último de 401.533Tn, mientras que la estructura reforzada presenta un aumento de resistencia, ya que el cortante último es de 617.44Tn. Para una óptima interpretación de los resultados la Figura 183 muestra el aumento de resistencia que aporta el reforzamiento planteado

Figura 183: Representación bilineal de la curva de capacidad Estado Actual – Reforzada



Fuente: Elaboración Propia.

3.1.8.3 Evaluación del desempeño sísmico

De igual forma que el Bloque 1, las estructuras de ocupación especial deben cumplir los siguientes parámetros, tiene una demanda de 20% en 50 años con un nivel de desempeño (3-C) es decir debe cumplir con el nivel de seguridad de vida, además el 10% en 50 años cumplirá con el nivel (5-E) nivel de prevención al colapso

Se determinará la respuesta sísmica de la estructura ante diferentes niveles de amenaza sísmica como se indicó con anterioridad, el análisis se realizará en las direcciones principales de la estructura

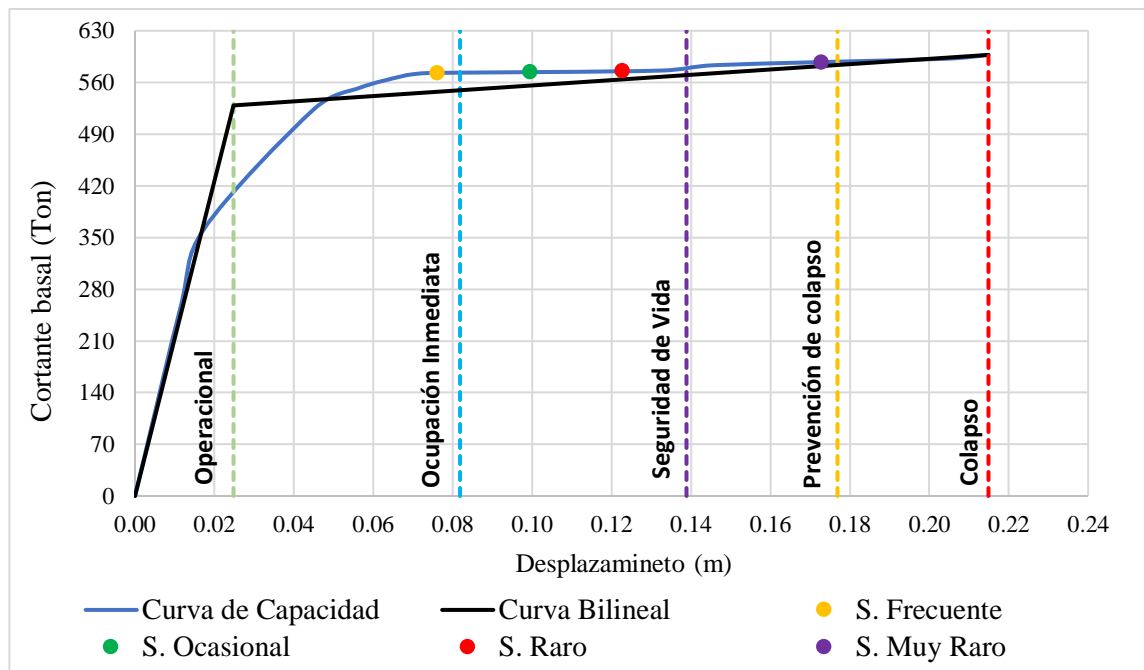
➤ **Bloque 2, dirección X**

Para un sismo frecuente, la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, es decir los elementos estructurales presentan un daño leve, los elementos no estructurales daños moderados, no se compromete la seguridad de la estructura, es decir puede ser ocupada inmediatamente después del sismo

Para un sismo ocasional y Sismo Raro se encuentra en un nivel de desempeño de seguridad de vida, es decir los elementos estructurales presentan un daño moderado, los elementos no estructurales daños graves, la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en un gran porcentaje, se garantiza la vida de los ocupantes, los daños pueden o no ser reparables

En sismo Muy raro, la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de Prevención de colapso, es decir el sistema estructural está al límite del colapso parcial o total, la rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales ha sufrido una significativa degradación, existe un elevado peligro para los ocupantes

Figura 184: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 –
Bloque 2 – Reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 142: Niveles de desempeño calculados para la dirección X – Bloque 2 –
Reforzado

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple

Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro				X		Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 143: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 2

SISMO	HABITABLE	EVACUACIÓN
Frecuente Tr=72 años	X	
Ocasional Tr=225 años	X	
Raro (Diseño) Tr=475 años	X	
Muy raro Tr=2500 años		X

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 144: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 2 Sentido X

Sentido X	Estado Actual					Con Refuerzo estructural				
	Niveles de desempeño					Niveles de desempeño				
Niveles de amenaza	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencción al colapso	Colapso	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencción al colapso	Colapso
Frecuente		X					X			
Ocasional			X				X			
Raro (Diseño)			X					X		
Muy raro					X				X	

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 144 demuestra que la estructura, obtuvo un nivel de desempeño optimo en la dirección X, con el reforzamiento estructural sugerido

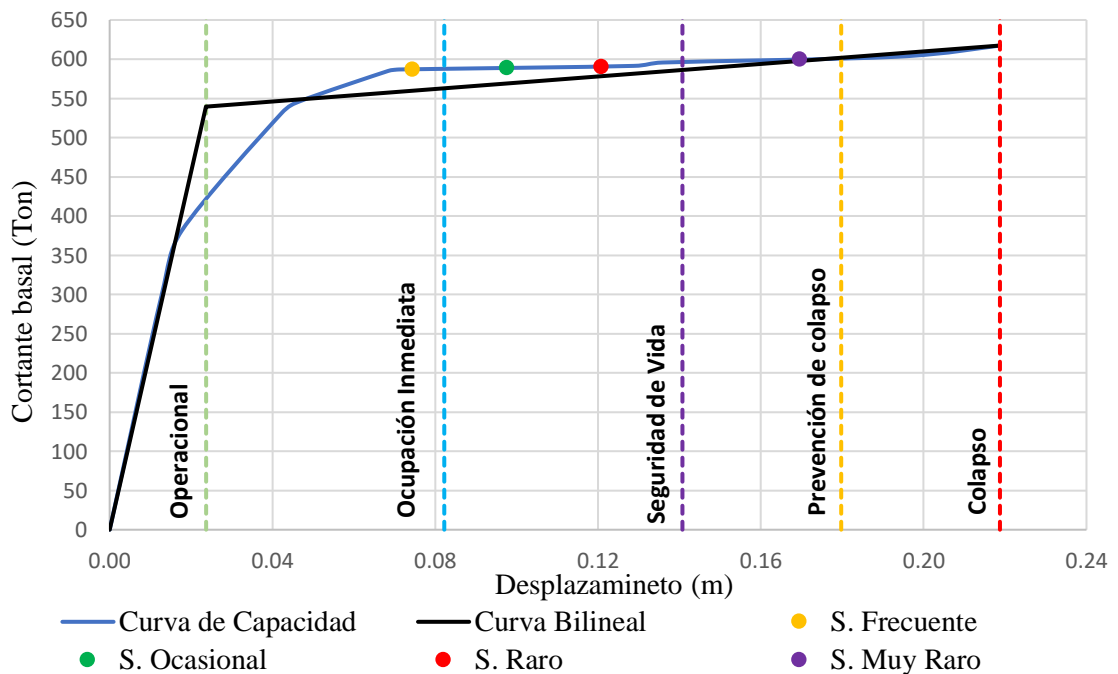
➤ **Bloque 2, dirección Y**

En un sismo frecuente, la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir los elementos estructurales presentan un daño leve, los elementos no estructurales daños moderados, no se compromete la seguridad de la estructura, es decir puede ser ocupada inmediatamente después del sismo

Para un sismo Ocasional y Raro se encuentra en un nivel de desempeño de seguridad de vida, es decir los elementos estructurales presentan un daño moderado, los elementos no estructurales daños graves, la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en un gran porcentaje, se garantiza la vida de los ocupantes, los daños pueden o no ser reparables

Para un sismo Muy raro, la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de Prevención de colapso, es decir el sistema estructural está al límite del colapso parcial o total, la rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales ha sufrido una significativa degradación, existe un elevado peligro para los ocupantes

Figura 185: Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 –
Bloque 2 – Reforzado



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 145: Niveles de desempeño calculados para la dirección Y – Bloque 2 – Reforzado

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño					Objetivo de desempeño
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	
Frecuente		X				Cumple
Ocasional			X			Cumple
Raro			X			Cumple
Muy Raro				X		Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 146: Estado de la estructura sometida a niveles de amenaza para la dirección X, Bloque 2

Tabla 147:

SISMO	HABITABLE	EVACUACIÓN
Frecuente Tr=72 años	X	
Ocasional Tr=225 años	X	
Raro (Diseño) Tr=475 años	X	
Muy raro Tr=2500 años		X

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 148: Resumen Modelo 1 - Modelo 2, Bloque 2 Sentido Y

Sentido Y	Estado Actual					Con Refuerzo estructural				
	Niveles de desempeño					Niveles de desempeño				
Niveles de amenaza	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso	Operacional	O. Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente		X					X			
Ocasional			X					X		
Raro (Diseño)			X					X		
Muy raro					X				X	

Fuente: Elaboración Propia.

La Tabla 148 demuestra que la estructura, obtuvo un nivel de desempeño óptimo en la dirección X, con el reforzamiento estructural sugerido

Según la NEC SE DS la filosofía de diseño sismo resistente, garantiza que, en estructuras de ocupación esencial el nivel de desempeño de la estructura, es de seguridad de vida ante un sismo raro (Diseño $T_r= 475$ años), y prevención de colapso ante sismos muy raros ($T_r= 2500$ años). La Tabla 145 y 142, indica los datos obtenidos de análisis en las dos direcciones principales (X-Y) se determinó que la estructura cumple con los niveles de desempeño esperados

3.1.8.4 Punto de desempeño

Como se indicó con anterioridad se empleó el método de Linealización equivalente del FEMA 44, la tabla 149 y 150 muestra los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica, con sus respectivas desplazamientos y valores de cortante, para las dos direcciones

➤ Dirección X

Tabla 149: Puntos de desempeño en la dirección X – Bloque 2 - Reforzado

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.076	572.969
	Ocasional	0.099	574.244
	Raro	0.123	575.517
	Muy Raro	0.173	587.449

Fuente: Elaboración Propia.

➤ Dirección Y

Tabla 150: Puntos de desempeño en la dirección Y – Bloque 1

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	Frecuente	0.074	587.166
	Ocasional	0.098	589.009
	Raro	0.121	590.847
	Muy Raro	0.170	600.110

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.5. Medición de vibraciones ambientales.

Como se indicó en el Capítulo I, las estructuras vibran de acuerdo a sus propiedades dinámicas, es de vital importante identificar estos movimientos ya sea por sismo o viento, estos modos de vibración están definido por medio de tres parámetros: periodo natural (T), amortiguamiento (β) y forma modal. [17]

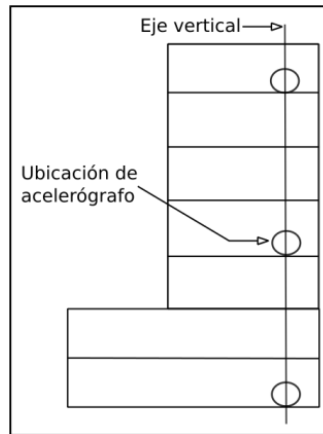
Con los datos obtenidos de MVA, se determinará parámetros en el rango elástico. El objetivo para ejecutar la medición de vibraciones ambientales es la verificación de los modelos matemáticos, monitorear la salud estructural, detección de daños e inspección basada en vibraciones [44]

El periodo que se obtiene mediante el MVA, es significativamente menos en comparación con el periodo fundamental ocasionado por un evento sísmico. Como de indico en el Capítulo I en la actualidad existen varios estudios sobre la MVA, entre ellos se destaca el estudio realizado en Chile, por Midorikawa, para determinar el periodo emplea la siguiente expresión: $P = 0.05 N$, al contrario, para la Ciudad de México se empleará la siguiente expresión: $P = 0.11 N$, y en Japón: $P = 0.06$. Cabe mencionar que las expresiones varían de acuerdo al sistema estructural.

3.1.8.5 Metodología para la MVA con instrumentación temporal

Como se indicó en el capítulo I, las mediciones ambientales se llevarán a cabo mediante sensores, entre ellos, acelerógrafos estos serán ubicados entre los ejes de la estructura, los ejes de medición son líneas verticales que atraviesan la estructura de análisis con indica la Figura 186. [17]

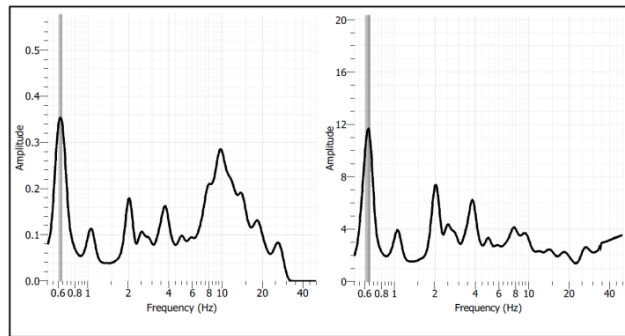
Figura 186: Elevación esquematizada de la estructura.



Fuente: L. Esquivel y V. Schmidt (2016).

Se recomienda emplear tres ejes verticales con la finalidad de comparar resultados, cabe mencionar que, en las esquinas, se tiene una mayor participación de los modos torsionales. Para estimar el periodo natural, los registros de mediciones se calcularán mediante la técnica peak-picking, este se basa en la transformada rápida de Fourier, el dominio de frecuencia se obtiene mediante una señal en el dominio del tiempo [44]

Figura 187: Espectro de Fourier y función de transferencia



Fuente: L. Esquivel y V. Schmidt (2016).

3.1.8.6 Periodos de vibración fundamental

Como ya se mencionó con anterioridad uno de los estudios mejor ejecutado de la MVA, fue el realizado por Midorikawa (1990), así como también de Bard et al (1992). Se determinará el periodo fundamental empleando las siguientes formulas empíricas Midorikawa (1990),

- Chile: Edificios con muros de contante $\longrightarrow T= 0.05N$
Periodo fundamental 0.20seg
- México: Edificios aporticados $\longrightarrow T= 0.11N$
Periodo fundamental 0.44seg

- Japón: edificios aporticados con muros de cortante → $T = 0.06 N$
Periodo fundamental 0.24seg

Donde:

N: número de pisos

Bard et al (1992)

- Muro de corte → $P = 0.081\sqrt{H}$
Periodo fundamental: 0.292 seg
- Aporticados → $P = 0.036\sqrt{H}$
Periodo fundamental: 0.467 seg
- Acero → $P = 0.040\sqrt{H}$
Periodo fundamental: 0.518 seg
- Muro de cortante + misto + mampostería → $P = 0.019\sqrt{H}$
Periodo fundamental: 0.246 seg

La Tabla 151 y 152, indica los datos del periodo de vibración del Bloque 1 y Bloque 2 respectivamente obtenidos mediante el Software, se realizará una comparación con los periodos fundamentales obtenidos de las fórmulas empíricas

Tabla 151: Comparación de periodos fundamentales Bloque 1

Sistema estructural	Midorikawa (1990)	Bard et al (1992)	Bloque 1 Estado actual	Bloque 1 Estructura reforzada
Aporticados	0.44	0.467	0.598	
Aporticados con muros de cortante	0.24	0.246		0.527

Fuente: Elaboración Propia

El periodo de vibración fundamental del estado actual de la estructura obtenido mediante el modelo analítico es un 78.09% mayor que el periodo obtenido de la formula empírica proporciona por Bard et al, al contrario, con el modelo reforzado es un 46.68% mayor. Por otra parte, el periodo de vibración fundamental del estado actual de la estructura es un 73.6% mayor que el periodo obtenido de la formula empírica proporciona por Midorikawa, al contrario, con el modelo reforzado es un 45.57% mayor

Tabla 152: Comparación de periodos fundamentales Bloque 2

Sistema estructural	Midorikawa (1990)	Bard et al (1992)	Bloque 2 Estado actual	Bloque 2 Estructura reforzada
Aporticados	0.44	0.467	0.713	
Aporticados con muros de cortante	0.24	0.246		0.589

Fuente: Elaboración Propia

De igual forma que el Bloque 1 se determinara el periodo de vibración, del estado actual de la estructura, se concluyó que es mayor con un 65.50% que el periodo obtenido de la formula empírica proporciona por Bard et al, al contrario, con el modelo reforzado es un 41.77% mayor. Por otra parte, el periodo de vibración fundamental del estado actual de la estructura es un 61.71% mayor que el periodo obtenido de la formula empírica proporciona por Midorikawa, al contrario, con el modelo reforzado es un 40.75% mayor

3.1.8.7 Análisis de la frecuencia fundamental de la estructura

La vulnerabilidad de la estructura se la puede estimar a partir de un índice de rigidez que se obtiene de la relación H/T (m/s), cabe mencionar que el periodo de vibración es el parámetro decisivo. Guendelman & Lindenberg (1997) clasifica a las estructuras según la rigidez por medio del valor de H/T

Las fórmulas empíricas de Bard et al, se considerará una altura de H= 14.4 m, para el Bloque 2 y para el Bloque 1 se tomará una altura de H= 16.2m

Tabla 153: Indicadores de rigidez, H/T

Relación H/T (m/s)	Índice
$H/T < 20$	Demasiado flexible
$20 < H/T < 40$	Flexible
$40 < H/T < 70$	Normal
$70 < H/T < 150$	Rígido
$150 < H/T$	Demasiado rígido

Fuente: Guendelman & Lindenberg (1997)

Tabla 154: Nivel de daño esperado en función de H/T

Relación H/T	Índice
30 a 40	Daños estructurales moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

Fuente: Moroni y Astroza, 2002

Otros autores como Guendelman et al (1997), establece que para valores menores a 20m/s las estructuras ha sufrido daños en el cual el sistema estructural está al límite, es decir la estructura es muy flexible, la rigidez y resistencia se ven reducidos, por ende, presentan problemas de cumplimiento en normas de diseño sísmico. Por otra parte, Cevallos et al (2018), las estructuras que presentan valores de H/T de 10 o menos se puede producir daño excesivo y hasta probablemente colapso

La Tabla 155 muestra a vulnerabilidad sísmica de la estructura, determinado por el parámetro H/T, como se indicó con anterioridad el periodo es un parámetro decisivo. La estructura se clasifico mediante el periodo obtenido de las fórmulas empíricas de Midorikawa y el periodo obtenido de los análisis de la estructura actual y reforzada para el Bloque 1 y Bloque 2

Tabla 155: Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T, Bloque 1

Parámetro	Sistema estructural Bloque 1	H/T(m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
Midorikawa	Aporticados T= 0.44	29.45	Flexible	Daños estructurales moderado
	Aporticados con muros de cortante T= 0.24	54	Normal	Daño no estructural
Análisis Software	Estado actual T= 0.598	27.09	Flexible	Daños estructurales moderado
	Estructura reforzada T= 0.568	28.52	Flexible	Daños estructurales moderado

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 156: Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T, Bloque 2

Parámetro	Sistema estructural Bloque 2	H/T(m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
Midorikawa	Aporticados T= 0.44	29.45	Flexible	Daños estructurales moderado
	Aporticados con muros de cortante T= 0.24	54	Normal	Daño no estructural
Análisis Software	Estado actual T= 0.713	20.20	Flexible	Daños estructurales moderado
	Estructura reforzada T= 0.589	24.45	Flexible	Daños estructurales moderado

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 155 y Tabla 156, muestra la medición de vibraciones ambientales y el daño estructural que este ocasiona al Bloque 1 y Bloque 2 respectivamente.

El periodo fundamental determinado por formulas empíricas, basados en la MVA con la relación H/T, para el Bloque 1 y Bloque 2, en estructuras aporticadas se obtuvo un índice de rigidez flexible, con daños estructurales moderados, por otra parte, las estructuras aporticados con muros de cortante tienen un índice de rigidez normal, con daños no estructurales,

El periodo de vibración del Bloque 1-2, en su estado actual, con relación H/T se determinó que el índice de rigidez es flexible, con daños estructurales moderados, como se demostró en el Capítulo III en el análisis lineal, la estructura presento derivas excesivas, torsión en plata, por otra parte, con el análisis estático no lineal el nivel de desempeño de la estructura fue de colapso, por ende, tiene un alto grado de vulnerabilidad. Al contrario, para la estructura con reforzamiento estructural tanto para el Bloque 1-2, se obtuvo un nivel de rigidez flexible, con daños estructurales moderados es decir la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en gran porcentaje lo que presentara problemas para cumplir con las disposiciones de desplazamientos de análisis y diseño sísmico. Mediante el análisis lineal se verifico el cumplimiento de las derivas de piso según la NEC SE DS estas no deben ser mayores a 2%, además con el análisis estático no lineal se determinó que el nivel de desempeño de la estructura es de prevención al colapso ante un sismo muy raro ($T_r=2500$ años)

3.2.Verificación de hipótesis

Con los resultados del análisis lineal y no lineal realizados, en el presente trabajo aplicando las metodologías descritas, el edificio de Diseño, Arquitectura y Artes de la Universidad Técnica de Ambato, presento distintos grados de vulnerabilidad los cuales dependen de la metodología que se empleó. Para ejecutar la evaluación visual rápida, se empleó un método cualitativo, mediante el cual se determinó el grado de vulnerabilidad la estructura en estudio, el cual depende de la normativa empleada. Por otra parte, el método cuantitativo con un análisis estático no lineal en X -Y, se determinó que el nivel de desempeño de la estructura en estudio, varía dependiendo el nivel de amenaza sísmica aplicada. Por otra parte, la medición de vibraciones con la relación H/T se determinó que, para la estructura en estado actual y con reforzamiento el índice de rigidez es flexible, por tanto, se pudo confirmar la hipótesis anteriormente planteada.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1 Conclusiones

- El grado de vulnerabilidad de la estructura en estudio se determinó mediante la evaluación visual rápida, este método cualitativo depende de la normativa empleada, según el FEMA 154 la estructura se considera de alta vulnerabilidad sísmica ya que obtuvo una puntuación de 0.3, es decir existe una posibilidad de colapso de 1 en 2. Al contrario, con la metodología de la NEC 2015 se determinó que la estructura posee baja vulnerabilidad con una puntuación de 3.5
- Podemos ver que los resultados obtenidos de la metodología cualitativa son diferentes tanto en el FEMA 154 y NEC 2015, esto se debe a que el primer formato consta de dos niveles de evaluación el cual permite ratificar el porqué de las penalizaciones, a diferencia de la norma local, la cual consta de un solo nivel de investigación en el cual las estructuras de hormigón armado, construidas en un post código moderno tienen altos puntajes, la experiencia y conocimiento del evaluador garantizaran el éxito de la evaluación
- Para comprobar la resistencia a compresión del hormigón se realizó ensayos in situ con el martillo esclerométrico, para obtener un valor real y fundamentado algebraicamente se determinó la mediana, obteniendo un valor de 240 kg/cm^2 , y con los datos obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT), se determinó que el perfil del suelo en el área de estudio es tipo D, según la NEC-SE-DS-2015, el cual tiene una velocidad de onda de corte entre $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$, y una velocidad media de onda de cortante V_{s30} de 263.59 m/s , por otra parte el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) lo clasifica como un SM, Arena limosa, ya que más del 12% en masa pasa la malla N°200
- En las condiciones actuales de la estructura se realizó un análisis lineal en el que se concluye que el Bloque 1 y Bloque 2, no cumplen con los criterios

establecidos por la NEC 2015, además se realizó un análisis no lineal, del cual se determinó las curvas de capacidad, evaluación de desempeño sísmico en las dos direcciones principales ante diferentes niveles de amenaza sísmica, y punto de desempeño de la estructura.

- Del análisis lineal realizado en el Bloque 1 en las condiciones actuales, se concluye que, no cumple con el periodo fundamental, que es 0.598, en la estructura predomina un comportamiento torsional, se determinó las derivas de pisos tanto para el ámbito estático y dinámico en las dos direcciones principales, se obtuvo una deriva máxima de 1.86% cumpliendo con la deriva permitida que especifica la NEC SE DS que es el 2% para estructuras de hormigón armado en relación a lo antes expuesto, podemos deducir que la estructura es flexible y requiere de un reforzamiento global.
- Del análisis no lineal realizado en el Bloque 1 podemos deducir que la estructura exterioriza una baja probabilidad de sufrir daños extensos en sus principales elementos estructurales, el nivel de desempeño se determinó para las dos direcciones principales ante diferentes niveles de amenaza sísmica, de las cuales se determinó que para la dirección X, la estructura no cumple con los niveles de desempeño esperados, debido a que la estructura ante un sismo Muy Raro presento colapso, y para la dirección Y la estructura con el sismo presenta una prevención de colapso, según la NEC-SE-DS en estructuras de ocupación especial el nivel de desempeño es de prevención al colapso ante sismos muy raros, y seguridad de vida ante sismo raros.
- Del análisis lineal realizado en el Bloque 2 en las condiciones actuales, se concluye que, no cumple con el periodo fundamental, el mismo que se determinó por el caso modal más crítico que es 0.713, en la estructura predomina un comportamiento traslacional, se determinó las derivas de pisos tanto para el ámbito estático y dinámico en las dos direcciones principales, se obtuvo una deriva máxima de 2.35%, esto indica que la estructura es muy flexible y requiere de un reforzamiento global.
- Dentro del análisis no lineal expuesto, del Bloque 2 podemos deducir que la estructura muestra una alta probabilidad de sufrir daños extensos en sus elementos estructurales, el nivel de desempeño se determinó para las dos

direcciones principales ante diferentes niveles de amenaza sísmica, de las cuales se determinó que para las dos direcciones la estructura no cumple con los niveles de desempeño esperados, que es de prevención al colapso ante sismos muy raros, y seguridad de vida ante sismo raros, debido a que la estructura ante un sismo muy raro presentó colapso.

- Se planteó un reforzamiento a nivel de la estructura, con la implementación de muros de corte con el propósito de controlar desplazamientos laterales, e incrementar la resistencia lateral de la misma, tanto para el Bloque 1 y Bloque 2, en relación a lo antes expuesto, podemos deducir que los bloques cumplen con los criterios establecidos por la NEC 2015, ya que el periodo fundamental del Bloque 1 es de 0.527 y del Bloque 2 es de 0.589, asimismo presentan un comportamiento traslacional, solucionando el problema de torsión en planta, y derivas excesivas ya que en las dos direcciones principales las derivas son menores al 2%, de igual forma cumplen con el valor del cortante dinámico tanto para la estructura regular como para la irregular.
- Mediante el reforzamiento planteado en el Bloque 1, podemos deducir que las derivas presentaron una disminución notoria ya que la deriva máxima del estado actual fue de 1.86% mientras que la estructura reforzada presentó una deriva máxima de 1.46%, es decir se obtuvo una reducción del 20%.
- Se puede concluir que con el reforzamiento propuesto en el Bloque 2, la deriva máxima es de 1.41% mientras que en el estado actual la deriva máxima fue de 2.35% es decir se redujo un 47%.
- Mediante el análisis no lineal realizado en el Bloque 1 y Bloque 2, con reforzamiento estructural es posible deducir que la estructura presenta un incremento en la capacidad de resistencia de los principales elementos estructurales, esto indica que la estructura reforzada tiene un buen desempeño sísmico ya que cumple con lo establecido en los objetivos de Visión 2000
- Con el reforzamiento planteado podemos deducir que el Bloque 1 y Bloque 2, tiene un buen desempeño sísmico en sus dos direcciones principales, ya que cumplen con los niveles de desempeño esperados, establecidos por la NEC-SE DS, que es de prevención al colapso ante sismos muy raros, y seguridad de vida ante sismo raros.

- En relación a lo antes expuesto, podemos deducir que el periodo fundamental del Bloque 1 obtenido por el modelo analítico de Bart de la estructura actual es 78.09% mayor que el periodo obtenido por las fórmulas empíricas empleando vibración ambiental, al contrario, para la estructura reforzada es un 46.68% mayor.
- De igual forma el periodo fundamental del Bloque 2 en condiciones actuales es 65.50% mayor que el periodo obtenido por fórmulas empíricas proporcionadas, por otra parte, para la estructura reforzada es 41.77% mayor.
- El periodo de vibración del Bloque 1-2, en su estado actual, con relación H/T se determinó que el índice de rigidez es flexible, con daños estructurales moderado, por otra parte con un reforzamiento estructural tanto para el Bloque 1-2, se mantuvo el nivel de rigidez flexible, con daños estructurales moderados es decir la rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en gran porcentaje, lo que presentara problemas para cumplir con las disposiciones de desplazamientos de análisis y diseño sísmico de la normativa vigente

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda para futuras investigaciones emplear un método más preciso como el Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia, aunque la NEC 15 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 de la Universidad Técnica de Ambato para contrastar las demandas que cada uno infiere a estas estructuras.
- Se recomienda implementar una instrumentación sísmica en los edificios de la Universidad, de esta forma se podrá hacer una evaluación

cuantitativa de los daños causados por sismos y modificar los criterios del diseño sísmico

- Se recomienda realizar un monitoreo continuo con acelerógrafos para determinar la medición de vibraciones ambientales y obtener valores de aceleración máxima a los que ha sido sometida la estructura.
- Se recomienda realizar el ensayo de pacómetro para determinar los aceros de los elementos estructurales con mayor precisión, con el fin de ejecutar un análisis más preciso
- 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

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*, n.º August 2003. Quito: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 2016.
- [2] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena, n.º 23, 2018.
- [3] FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* -, n.º June. United State of America, 2005.
- [4] J. Daniel, B. Hernández, S. Antonio, and L. Castro, “Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente (Methodology for the evaluation of seismic vulnerability in reinforced concrete buildings),” *Vol. XXXVI*, 2011.
- [5] T. Guendelman, M. Guendelman, J. Lindenberg, F. Leyton, and A. Eisenberg, “Desempeño sísmico implícito de edificios diseñados con la norma sísmica chilena,” *An. las VIII Jornadas Chil. Sismol. e Ing. Antisísmica*, vol. 2000, n.º 28, 2002.
- [6] M. A. P. Handana, R. Karolina, and Steven, “Performance evaluation of existing building structure with pushover analysis,” *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.*, vol. 309, n.º 1, 2018.
- [7] M. Mouzzoun, O. Moustachi, A. Taleb, and S. Jalal, “Seismic performance assessment of reinforced concrete buildings using pushover analysis,” *J. Mech. Civ. Eng.*, vol. 5, n.º 1, pp. 44–49, 2013.
- [8] G. G. Penelis and V. K. Papanikolaou, “Nonlinear static and dynamic behavior of a 16-story torsionally sensitive building designed according to eurocodes,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 14, n.º 5, pp. 706–725, May 2010.
- [9] R. Rana, L. Jin, and A. Zekioglu, et al, “Pushover Analysis of A 19 Story Concrete Shear Wall Building,” en *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004, n.º 133
- [10] J. Campbell, "Procedimiento Demanda-Capacidad Multimodal A10-05", n.º November 2005, 2015.
- [11] B. Fija, “Evaluación del Desempeño de un Edificio con Base Fija Convencional y con Aisladores Sísmicos en la Base,” 2017.
- [12] J. Campbell, H. Norda, and K. Meskouris, “Improved methods for multimodal

- pushover analysis,” en 14th european Conference on Earthquake Engineering, 2006, n.º 2001.
- [13] E. Forcael, V. González, A. Opazo, F. Orozco, and R. Araya, “Modeling the performance impacts caused by an earthquake to the construction industry: Case study on the 2010 Chile earthquake,” *Rev. la Constr.*, vol. 16, n.º. 2, pp. 215–228, 2017.
- [14] Ó. Ortiz, “Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador,” *Madrid*, , 2013.
- [15] Federal Emergency Management Agency, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Washington: FEMA 154, 2015.
- [16] C. Velásquez, “Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas,” Universidad Politécnica de Catalunya, 2017.
- [17] L. C. Esquivel and V. Schmidt, “Mediciones de Vibraciones Ambientales en Tres Edificios de Concreto Reforzado de 28, 11 y 6 pisos,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 103, n.º. 95, 2016.
- [18] 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,” Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [19] A. Luna, “Evaluación de los niveles de desempeño en estructuras existentes mediante el uso de un espectro determinista obtenido a partir de un estudio de peligro sísmico en el sector la floresta ii, cantón Ambato, provincia de Tungurahua,” Universidad Técnica de Ambato, 2018.
- [20] D. Bonnet y R. León, Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada., Barcelona : Universidad Politécnica de Cataluña, 2003.
- [21] L. P. Viera Arroba, “Diseño Sísmico Basado En Desempeño De edificios De Hormigón Armado.,”, 2004,
- [22] G. R. Torres, “V1N2a1,” 2010.
- [23] G. Ludeña and J. Zarate, “Estudio de vulnerabilidad sísmica del Colegio 9 de Octubre aplicando la Norma Ecuatoriana de Construcción mediante metodología FEMA 154,” 2017.
- [24] O. Panamericana De La Salud, “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud Serie Mitigación de Desastres,” pp. 1–128, 2000.

- [25] Ministerio de desarrollo Urbano y Vivienda., Guía Práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, Quito: MIDUVI, 2016.
- [26] J. Melorose *et al.*, *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-RE - Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*, 2014.
- [27] Federal Emergency Management Agency , Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Washington: FEMA 155, 2015.
- [28] FEMA356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, 2000.
- [29] O. A. López and G. Del Re Ruíz, “Evaluación de los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporricadas de concreto armado,” *Bol. Tec. Bull.*, vol. 46, n.º. 3, pp. 1–28, 2008.
- [30] A. G. Sextos and G. K. Balafas, “Using the new SAP2000 open application programming interface to develop an interactive front-end for the modal pushover analysis of bridges,” en 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, vol. 2011, n.º May, pp. 25-28.
- [31] M. Mora, J. Villalba, and E. Maldonado Rondón, “Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal,” *Rev. Ing. Univ. Medellín*, vol. 5, n.º. 9, pp. 59–74, 2006.
- [32] S. López and G. Ayala Milián, “Método De Diseño Sísmico Basado En Desplazamientos Para Marcos De Concreto Reforzado,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 111, n.º. 88, pp. 91–111, 2013.
- [33] B. Namuche, I. Civil, P. Pozo, I. Civil, and D. Ph, “Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060.”
- [34] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente, Quito: Dirección de Comunicación Social, Miduvi, 2014.
- [35] A. Sánchez Badillo and A. Terán Gilmore, “Diseño Por Desempeño De Estructuras Dúctiles De Concreto Reforzado Ubicadas En La Zona Del Lago Del Distrito Federal: Ejemplo De Aplicación,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 71, n.º. 78, p. 47, 2008.
- [36] A. J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, "Theoretical stress-

- strain model for confined concrete", J. Struct. Eng., vol. 114, n.º 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [37] Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda, NEC-SE-AC Estructuras de Acero, Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [38] R. Pekelnicky and C. Poland, "Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings," San Francisco: ASCE 41 - 13, 2012.
- [39] A. T. COUNCYL, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California: ATC 40, 1996.
- [40] E. D. E. Ingeniería and E. N. Geología, "Escuela politécnica nacional," 2013.
- [41] P. D. Quinde Martínez and E. Reinoso Angulo, "Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca," *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 26, n.º. 94, pp. 1–26, 2016.
- [42] B. Serrano-Lanzarote and R. Temes-Córdovez, "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de los edificios residenciales estudiados dentro del Plan Especial de evaluación del riesgo sísmico en la Comunidad Valenciana," *Inf. la Constr.*, vol. 67, n.º. 539, 2015.
- [43] D. Muri, "en instrumentacion sismica," n.º. March 2010, 2016.
- [44] I. Luis and C. Esquivel, "Metodología Propuesta para Ejecutar y Procesar Mediciones de Vibraciones Ambientales Utilizando Acelerógrafos Triaxiales En Edificios De Concreto Reforzado De Menos De 100m De Altura" vol. 21, pp. 61–77, 2016.
- [45] E. O. Schmidt, "DIGI-SCHMIDT Martillo para ensayos de hormigón," 1950.
- [46] C. Martinez, Estadística y Muestreo, Bogotá: ECOE Ediciones, 2012.
- [47] INEN 689, Ensayo de Penetración Estándar, Quito.
- [48] H. Aguay and T. Dranichnikov. Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional, El caso del puentesobre el río Maicito. Quito: Universidad Politécnica Saleciana, 2012.
- [49] P. Caiza Sánchez and P. Viera Arroba, *Diseño De Columnas, Muros Estructurales Y Diafragmas En Hormigón Armado*, vol. 1, no. 1. 2019.

5 ANEXOS

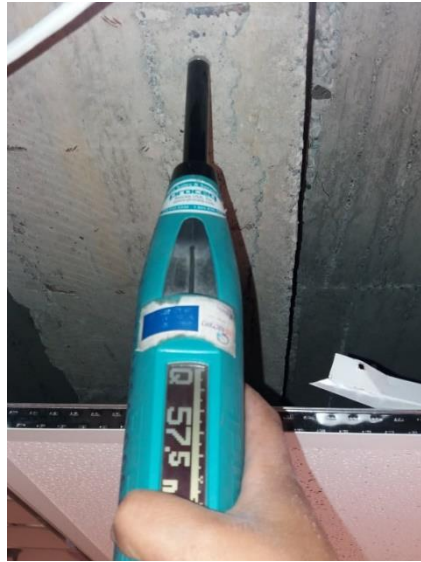
ANEXO A

INSPECCIÓN VISUAL



ANEXO B

ENSAYO DEL MARTILLO ESCLERÓMETRO.



ANEXO C

TABLAS DE DATOS OBTENIDOS

DEL ENSAYO

ESCLEROMÉTRICO.

VIGA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	41.0	
2	47.1	
3	40.0	
4	49	
5	41.5	
6	50.5	
7	42	
8	45.9	
9	53.4	
10	43.6	
Media Q	45.4	
Resistencia	255	kg/cm^2

LOSA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	42	
2	40.4	
3	46.6	
4	41.5	
5	48	
6	46	
7	45.5	
8	48.3	
9	45.5	
10	37.5	
Media Q	44.13	
Resistencia	230	kg/cm^2

COLUMNA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	42.6	
2	45.5	
3	43.6	
4	45.5	
5	45	
6	46.4	
7	47.1	
8	45.3	
9	45	
10	45	
Media Q	45.1	
Resistencia	241	kg/cm^2

LOSA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	41.5	
2	47.5	
3	48.5	
4	46.9	
5	45.5	
6	45.5	
7	46	
8	44.9	
9	46	
10	43.5	
Media Q	45.58	
Resistencia	246	kg/cm^2

VIGA	
N° Golpe	Q (Indice de rebote)
1	48.9
2	44.1
3	43.3
4	38
5	40.0
6	37.7
7	44.1
8	49
9	38
10	47.0
Media Q	43.1
Resistencia	240 kg/cm^2

VIGA	
N° Golpe	Q (Indice de rebote)
1	39.0
2	40.0
3	44.1
4	40.5
5	41.0
6	47.0
7	38.2
8	42.0
9	41.3
10	45.1
Media Q	41.82
Resistencia	232 kg/cm^2

LOSA	
N° Golpe	Q (Indice de rebote)
1	49.5
2	49
3	50
4	45.5
5	50
6	45
7	47.5
8	47
9	51.5
10	53
Media Q	48.8
Resistencia	253 kg/cm^2

COLUMNA	
N° Golpe	Q (Indice de rebote)
1	48.5
2	45
3	48
4	53
5	44.5
6	49
7	48.5
8	47.5
9	45
10	49
Media Q	47.8
Resistencia	246 kg/cm^2

VIGA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	40.0	
2	47	
3	41.0	
4	39.0	
5	40.5	
6	39.0	
7	45	
8	41.5	
9	42.0	
10	38.0	
Media Q	41.8	
Resistencia	215	kg/cm^2

VIGA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	43.5	
2	38.0	
3	39.0	
4	40.0	
5	37.0	
6	39.0	
7	37.0	
8	41.0	
9	39.0	
10	38.5	
Media Q	39.2	
Resistencia	200	kg/cm^2

COLUMNA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	51	
2	46	
3	53	
4	45.5	
5	45.5	
6	46.5	
7	48	
8	45.5	
9	46	
10	48.5	
Media Q	47.55	
Resistencia	247	kg/cm^2

LOSA		
N° Golpe	Q (Indice de rebote)	
1	53.5	
2	52	
3	51.5	
4	45	
5	44.5	
6	45	
7	47.5	
8	49	
9	52	
10	45	
Media Q	48.5	
Resistencia	249	kg/cm^2

ANEXO D

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT



Cálculo de velocidad media de la onda de cortante.

➤ Según varios autores

Datos: N= 38

➤ Shibata (1970)

$$V_s = 31.7 * N^{0.54} \quad \text{Ec. 19}$$

$$V_s = 31.7 * 38^{0.54}$$

$$V_s = 226.01$$

➤ Ohta et. al. (1972)

$$V_s = 87.2 * N^{0.30} \quad \text{Ec. 20}$$

$$V_s = 87.2 * 38^{0.30}$$

$$V_s = 259.68$$

➤ Imai (1977)

$$V_s = 80.6 * N^{0.331} \quad \text{Ec. 21}$$

$$V_s = 80.6 * 38^{0.331}$$

$$V_s = 248.46$$

➤ Seed et al. (1983)

$$V_s = 56.4 * N^{0.5} \quad \text{Ec. 22}$$

$$V_s = 56.4 * 38^{0.5}$$

$$V_s = 347.67$$

➤ Sykora and Stokoe (1983)

$$V_s = 100.5 * N^{0.29} \quad \text{Ec. 23}$$

$$V_s = 100.5 * 38^{0.29}$$

$$V_s = 288.604$$

➤ Fumal and Tinsley (1985)

$$V_s = 152 + 5.1 * N^{0.27} \quad \text{Ec. 24}$$

$$V_s = 152 + 5.1 * 38^{0.27}$$

$$V_s = 165.617$$

➤ Okamoto et al. (1989)

$$V_s = 125 * N^{0.3} \quad \text{Ec. 25}$$

$$V_s = 125 * 38^{0.3}$$

$$V_s = 372.258$$

➤ Lee (1990)

$V_s = 57.4 * N^{0.49}$	Ec. 26
$V_s = 57.4 * 38^{0.49}$	
$V_s = 341.197$	
➤ Pitilakis et al. (1992)	
$V_s = 162 * N^{0.17}$	Ec. 27
$V_s = 162 * 38^{0.17}$	
$V_s = 300.661$	
➤ Raptakis et al. (1995)	
$V_s = 100 * N^{0.24}$	Ec. 28
$V_s = 100 * 38^{0.24}$	
$V_s = 239.41$	
➤ Kayabali (1996)	
$V_s = 175 + (3.75 * N)$	Ec. 29
$V_s = 175 + (3.75 * 38)$	
$V_s = 317.50$	
➤ Pitilakis et al. (1999)	
$V_s = 145 * N^{0.178}$	Ec. 30
$V_s = 145 * 38^{0.178}$	
$V_s = 277.057$	
➤ Hasancebi and Ulusay (2006)	
$V_s = 90.82 * N^{0.319}$	Ec. 31
$V_s = 90.82 * 38^{0.319}$	
$V_s = 289.822$	
➤ Hasancebi and Ulusay (2006)	
$V_s = 131 * N^{0.205}$	Ec. 32
$V_s = 131 * 38^{0.205}$	
$V_s = 276.138$	
➤ Dikmen (2009)	
$V_s = 73 * N^{0.33}$	Ec. 33
$V_s = 73 * 38^{0.33}$	
$V_s = 242.466$	
➤ Uma Maheshwari et al. (2010)	
$V_s = 100.53 * N^{0.265}$	Ec. 34

$$V_s = 100.53 * 38^{0.265}$$

$$V_s = 263.595$$

Dónde:

N: Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

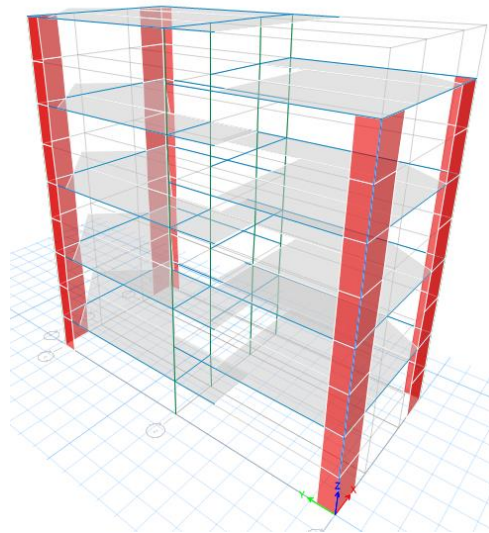
Vs30: Velocidad media de la onda de cortante.

Proceso constructivo.

Reforzamiento estructural con muros de corte.

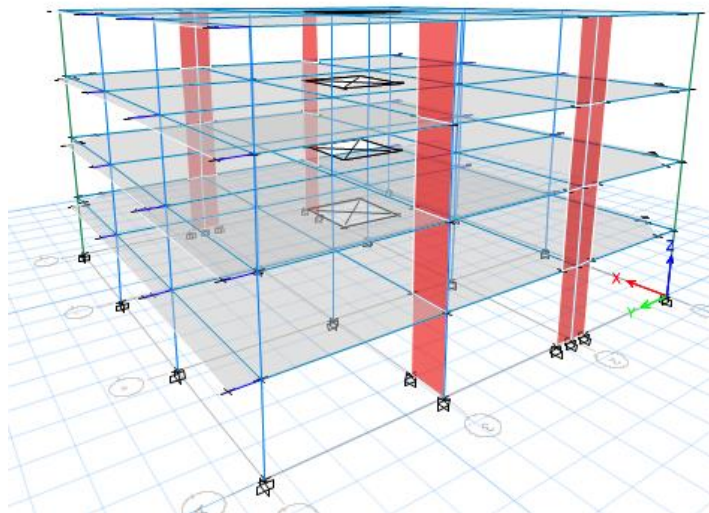
- Con los resultados obtenidos del análisis lineal se determinó la geometría, ubicación y espesor del muro, para el Bloque 1 y Bloque 2 como indican las siguientes figuras

Figura: Muros de corte Vista Isométrica Bloque 1



Fuente: ETABS 2016

Figura: Muros de corte Vista Isométrica Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

A continuación, se presenta el proceso constructivo para incluir muros de corte en la estructura de estudio.

- Se realizará una evaluación completa de la estructura existente. El pórtico a ser reforzado debe estar en buenas condiciones tanto físicas y químicas ya que debe existir una buena conexión entre el pórtico existente y el muro de corte.

Figura: Ubicación de muros - Bloque 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura: Ubicación de muros – Bloque 2



Fuente: Elaboración propia.

- Se realizará el derrocamiento de mampostería en los pórticos que se ubicarán los muros.

Figura: Derrocamiento de mampostería.



Fuente: Aguiar et al. 2016

- Para el anclaje del muro a la cimentación, se excavará hasta llegar a los cimientos de cada columna, a la vez se reforzará este cimiento construyendo un nuevo emparrillado de acero se empleará barra de $\varnothing 14@20$ en las dos direcciones principales tendrá un espesor de 30cm, a la vez servirá para colocar el acero longitudinal del muro dando continuidad a este acero, se empleará aditivos químicos para la adherencia del elemento nuevo y el existente.

Figura: Excavación para anclar refuerzos de acero de columnas y muros de corte



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

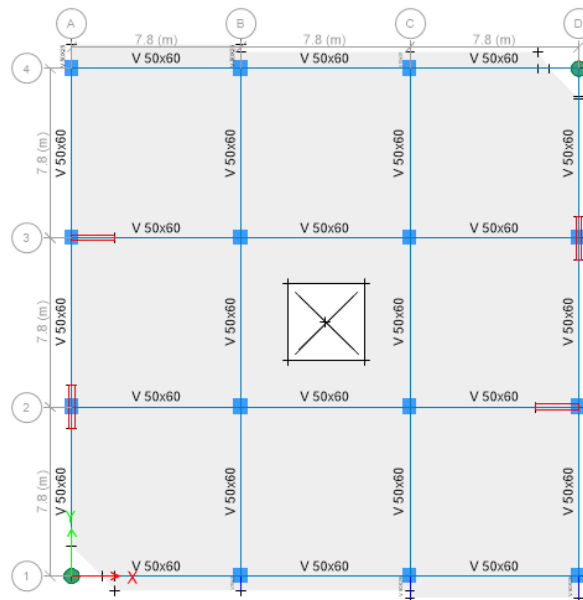
Figura: Excavación para nuevo emparrillado



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

- Los muros de corte tienen una dimensión de 1.5m de largo por 25 cm de ancho, como indica la siguiente figura

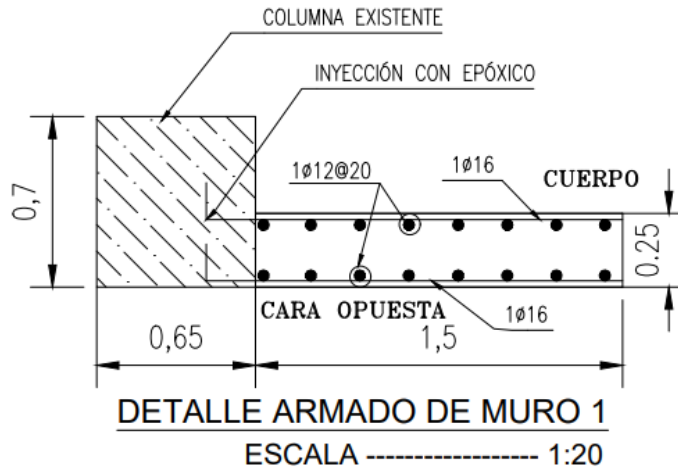
Figura: Ubicación de muros - Bloque 2



Fuente: ETABS 2016

- Se emplea para el refuerzo longitudinal del muro, barras de 16 mm de diámetro y para el refuerzo transversal barras de 12 mm de diámetro, como indica la siguiente figura.

Figura: Detalle del armado del muro- Bloque 2



Fuente: Elaboración propia.

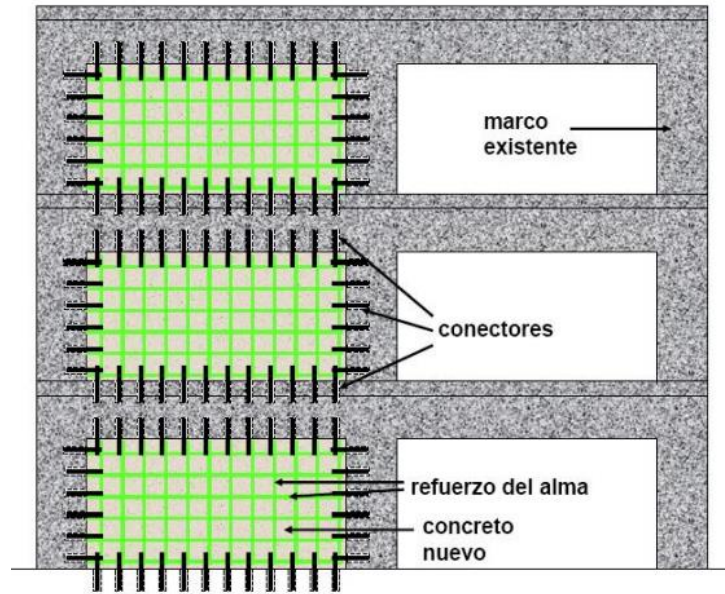
- Se realizará perforaciones de 20cm de profundidad tanto en vigas como en columnas para la colocación del acero de refuerzo.

Figura: Demolición de tramos de vigas de amarre, para dar paso a la continuidad del acero longitudinal del muro



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

Figura: Colocación de conectores.



Fuente: Maldonado. D.

- El anclado del refuerzo transversal de la columna deberá cumplir con las longitudes de traslape especificados en el ACI318, así mismo se procederá a la fundición del plinto y el encofrado hasta el nivel de la losa del primer piso.

Figura: Armado del acero de refuerzo de columna y del muro de corte



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

- Una vez realizados los trabajos de excavación y demolición, se procederá al armado del acero de refuerzo del muro y el anclado del acero transversal en la

columna y luego la fundición del plinto de refuerzo y el encofrado hasta el nivel de la losa del piso 1.

Figura: Anclaje de refuerzo vertical a las vigas con aditivo químico



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

Figura: Armadura inferior anclado a viga inferior y armadura superior a viga superior



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

Figura: Armadura de continuidad del refuerzo vertical.



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

Figura: Armado de encofrados de columna y muro.



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

- Este procedimiento se repitió para el armado de los muros de los pisos siguientes y de similar forma para el reforzamiento de los otros pórticos.

Figura: Columnas del pórtico antes y después de fundir el hormigón



Fuente: J. Palacios, M. Zevallos, L. García, C. Villacreses

ANEXO E

RESULTADOS DE LABORATORIO ENSAYO SPT



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEPERO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

SECTOR: CANTON AMBATO

UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

MUESTRA N°: 2

PROFUNDIDAD: 2,00 metros

USO:

YACIMIENTO:

FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698

ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres

CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas

FECHA: 20/11/2020

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
GRANULOMETRIA SERIE GRUESA						
3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						

CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. - SUELO HUMEDO	PESO CAP. - SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
X		30,24	29,45	15,70	5,74
7		30,12	29,44	16,30	5,18

N°	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
SERIE FINA		
N° 4		
8		
10	5	1
16		
20		
30		
40	65	17
50		
60		
100		
200	235	62
PASA N° 200	144	38

LIMITE LIQUIDO					

LIMITE PLASTICO					

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.

PESO INICIAL SECO 379 gr.

LP=

LL=

IP=

W% 5,46 %

N-P SUCS= SM NO PLASTICO



TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO

ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE
SR. BRAYAN BEDON BASSANTES
SRA. PAMELA TAMAY TIXE

Paulina Salas G.
Ing. Paulina Salas G.
TECNICA LABORATORIO CEDICONS



Los Álamos 2, Leopoldo Ormaza Mz. G # 18
RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
09871 70820 - 032306621
paulinasalasg@yahoo.com.mx



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
SECTOR: CANTON AMBATO
UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
MUESTRA N°: 1

PROFUNDIDAD: 1,00 metros
USO:
YACIMIENTO:
FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698
ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres
CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas
FECHA: 20/11/2020

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
GRANULOMETRIA SERIE GRUESA						
3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						
SERIE FINA						
N° 4						
8						
10			0	0	100	
15						
20						
30						
40			25	7	93	
50						
60						
100						
200			265	69	31	
PASA N° 200			118	31		
		383				

W%: 4,36 %
SUCS= SM
NO PLASTICO

PESO INICIAL HUMEDO: 400 gr.
PESO INICIAL SECO: 383 gr.

LIMITE LIQUIDO:
LIMITE PLASTICO:

HUMEDAD NATURAL:

CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
XLD		33,20	32,52	15,70	4,04
22		36,13	35,24	16,20	4,67

HUMEDAD vs N° DE GOLPES:

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO
ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE
 SR. BRAYAN BEDON BASSANTES
 SRA. PAMELA TAMAY TIXE

Ing. Paulina Salas G.
 TECNICA LABORATORIO CEDICONS

CEDICONS
 CENTRO NACIONAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18
 RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
 0987170820 - 032306621
 paulinasalasg@yahoo.com.mx



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO:	ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO				PROFUNDIDAD:	3,00 metros		ORDEN DE TRABAJO No. 001698
SECTOR:	CANTON AMBATO				USO:			ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres
UBICADO:	UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO				YACIMIENTO:			CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas
MUESTRA N°:	4				FECHA DE RECEPCIÓN:	18/11/2020		FECHA: 20/11/2020
TAMIZ	N°	PESO RETENIDO (GRAMAS)	PESO RETENIDO (ACUMULADO)	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO		
GRANULOMETRIA SERIE GRUESA								
3"								
2"								
1 1/4"								
1"								
3/4"								
3/8"								
N° 4								
PASA N° 4								
SERIE FINA								
N° 4								
8								
10		10		3	96			
16								
20								
30								
40		90		24	74			
50								
60								
100								
200		230		62	36			
PASA N° 200		132		36				
		368						
		PESO INICIAL HUMEDO		400	gr.			
		PESO INICIAL SECO		368	gr.			
LP=								
LL=								
IP=		N-P		SUCS=	SM			
W% =		8,69 %			NO PLASTICO			

CAPSILO N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSILA	W %
0		35,45	33,85	16,00	8,96
9		38,48	36,68	15,30	8,42
					8,69

HUMEDAD NATURAL					
0		35,45	33,85	16,00	8,96
9		38,48	36,68	15,30	8,42
					8,69

LIMITE LIQUIDO					

LIMITE PLASTICO					

HUMEDAD vs Nº DE GOLPES

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO
 ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE
 SR. BRAYAN BEDON BASSANTES
 SRA. PAMELA TAMAY TIXE



Los Álamos 2. Leopoldo Ormazá Mz. G # 18
 RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
 0987170820 - 032306621
 paulinasalas@yahoo.com.mx



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

SECTOR: CANTON AMBATO

UBICADO: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

MUESTRA N°: 3

PROFUNDIDAD: 2.50 metros

USO:

YACIMIENTO:

FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698

ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres

CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas

FECHA: 20/11/2020

TAMBE	N°	PESO RETENIDO ORIGINAL	PESO RETENIDO RECALIBRADO	N° RETENIDO	N° PASA	N° PASA ESPECIFICADO
GRANULOMETRIA SERIE GRUESA						
3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						
SERIE FINA						
N° 4						
8						
10		20		6		94
16						
20						
30						
40		75		21		79
50						
60						
100						
200		215		59		41
PASA N° 200		147		41		
		362				

CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
HUMEDAD NATURAL					
1001		29,95	28,66	15,90	10,11
20		28,47	27,26	16,20	10,94
					10,53

LIMITE LIQUIDO					

LIMITE PLASTICO					

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.
PESO INICIAL SECO 362 gr.

LP= _____
LL= _____
IP= _____

W% 10,53 %

N-P _____ SUCS= _____ SM _____
NO PLASTICO



TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO
ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE
SR. BRAYAN BEDON BASSANTES
SRA. PAMELA TAMAY TIXE

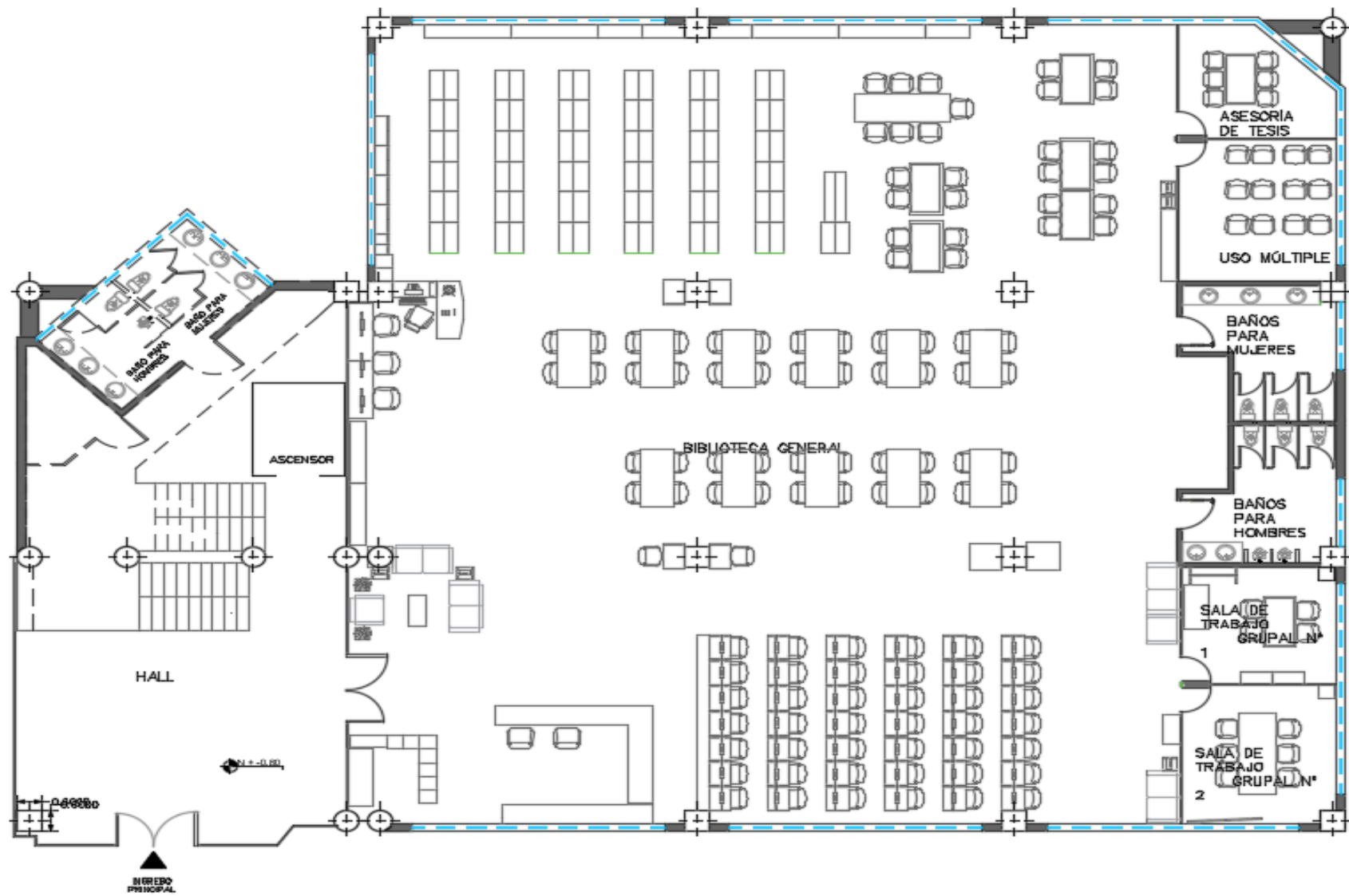
Paulina Salas
Ing. Paulina Salas G.
TECNICA LABORATORIO CEDICONS



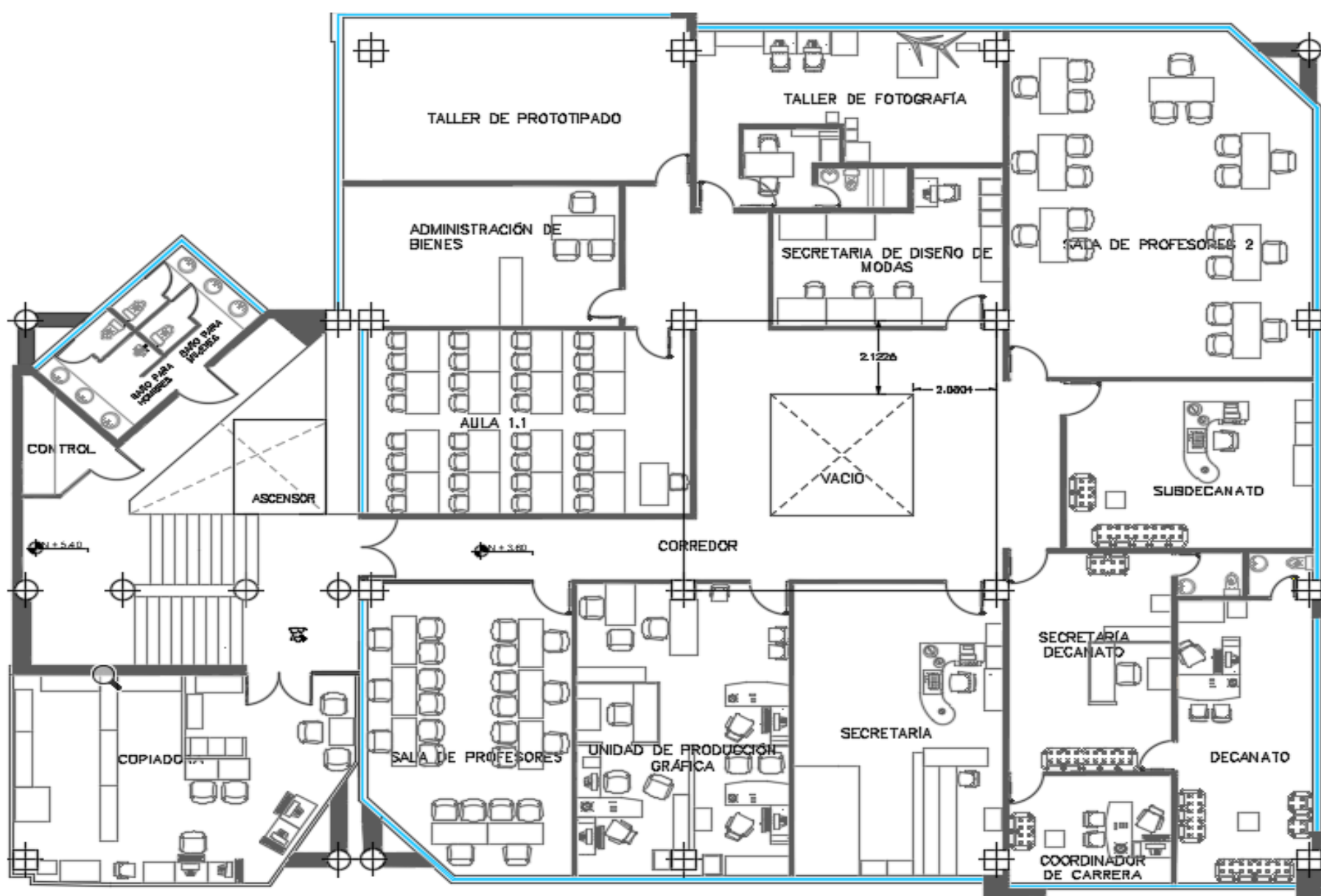
Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18
RIOBAMBA – CHIMBORAZO – ECUADOR
0987170820 - 032306621
paulinasalasg@yahoo.com.mx

ANEXO F

PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

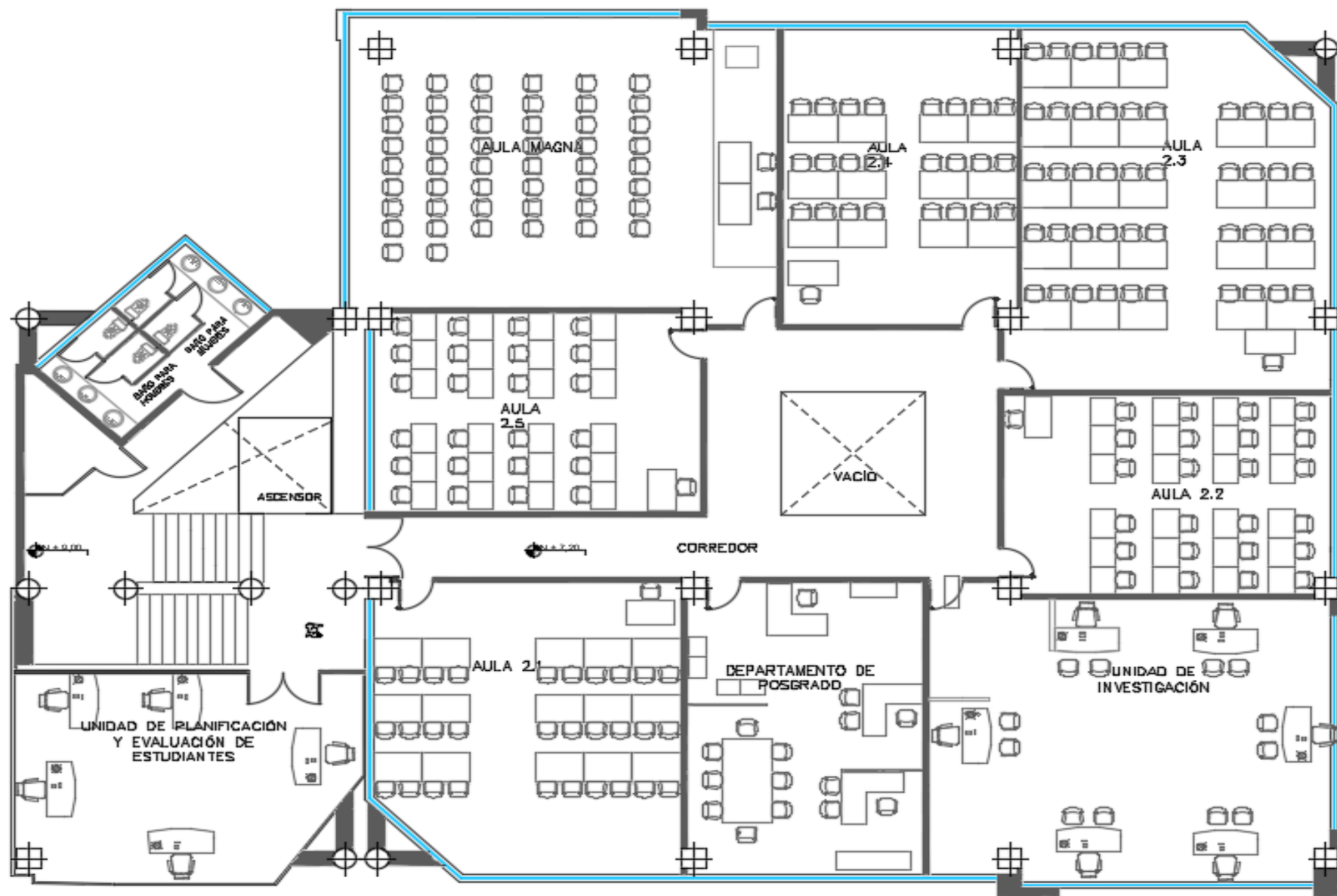


PLANTA BAJA



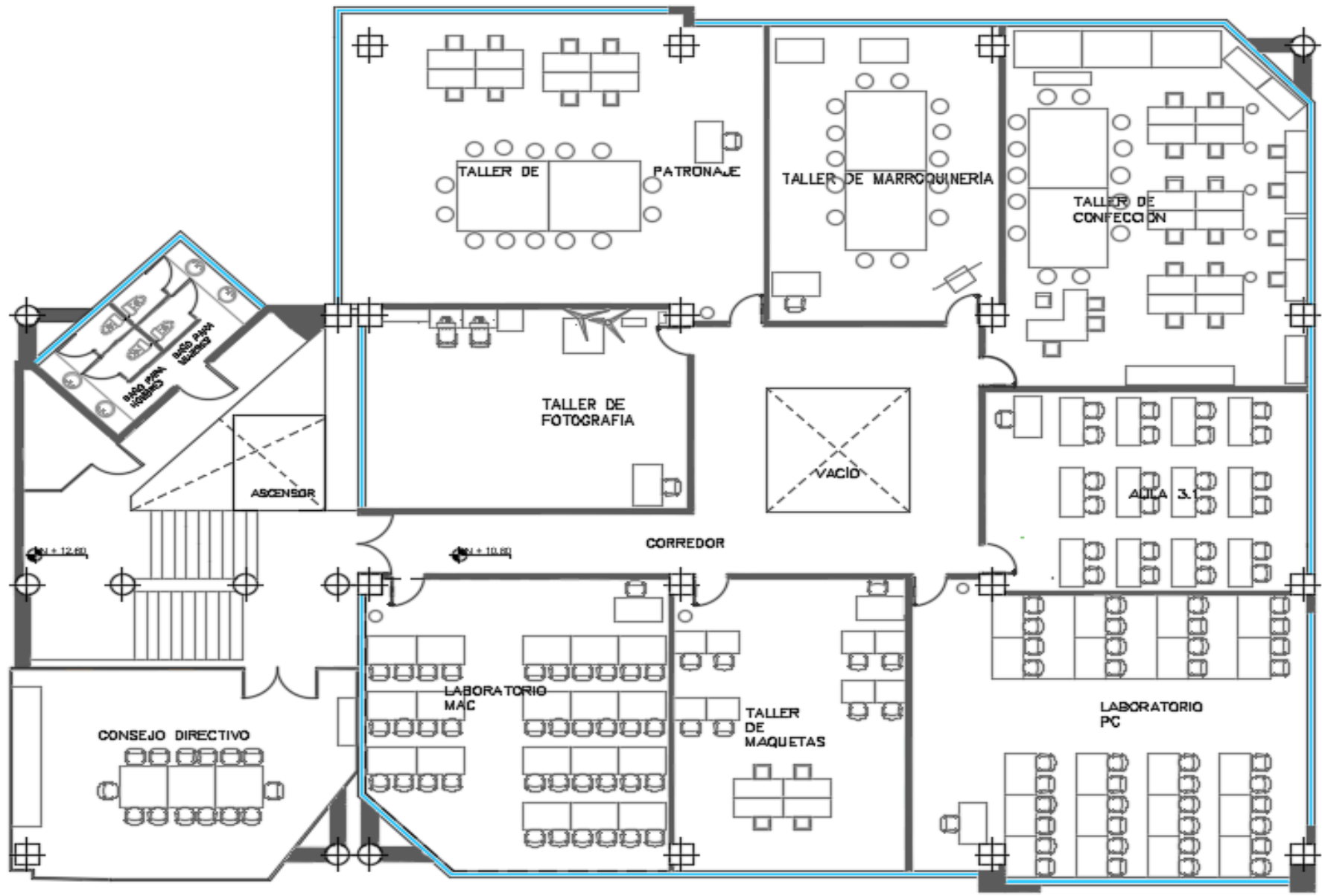
N: + 2.80

PRIMER PISO



N: +6,40

SEGUNDO PISO

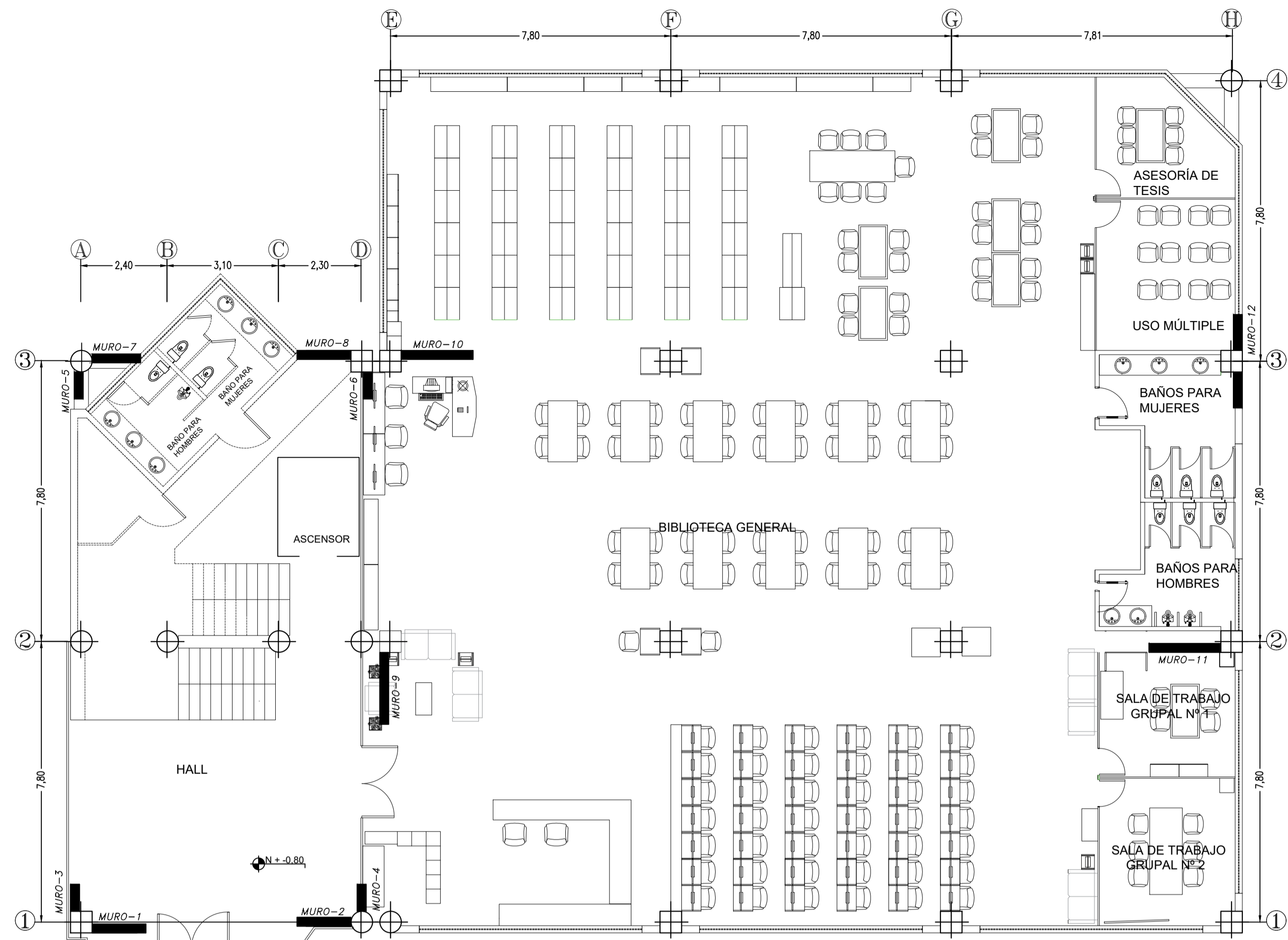


N +10,00

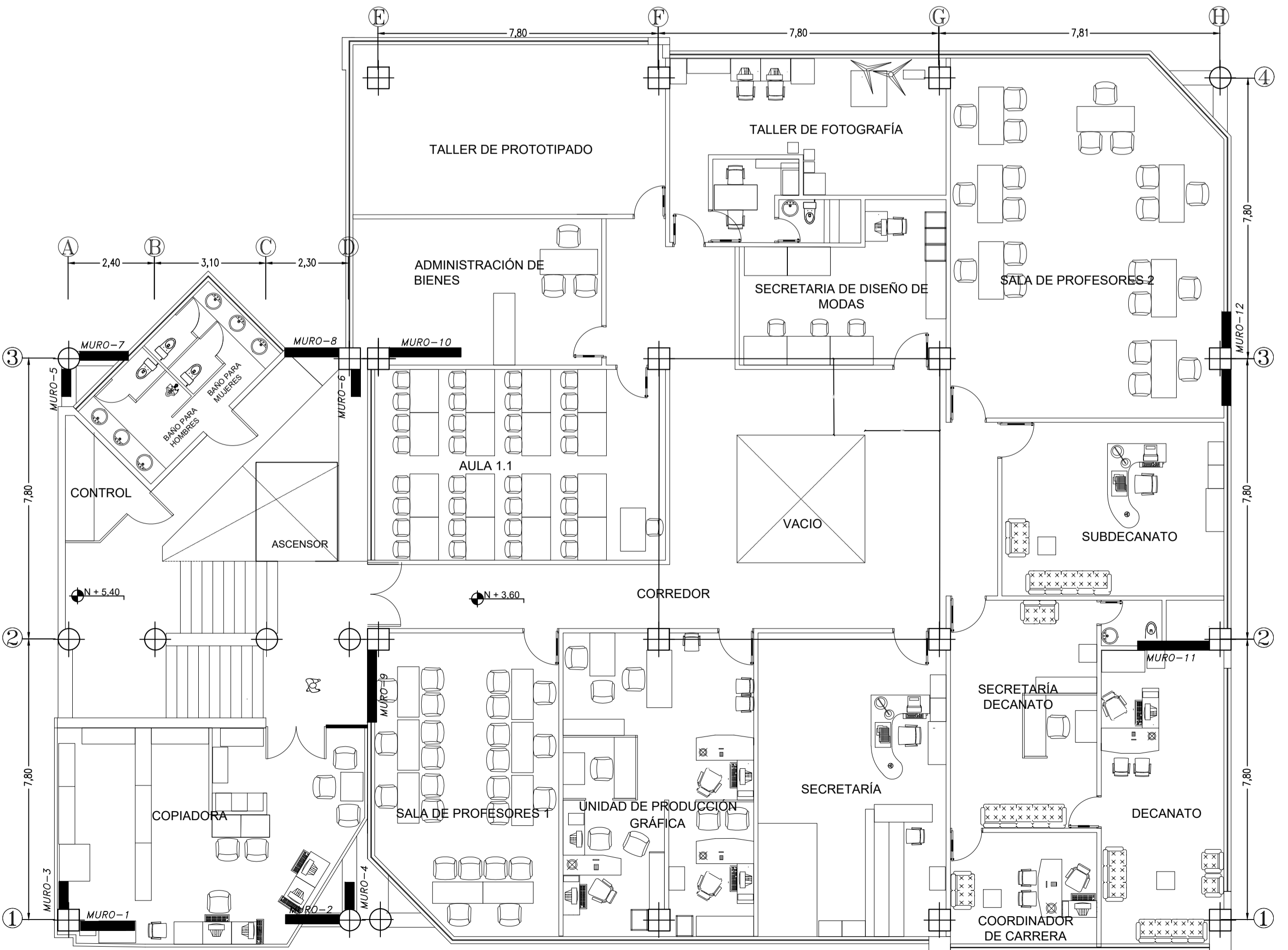
TERCER PISO

ANEXO G

PLANOS ESTRUCTURALES DEL REFORZAMIENTO

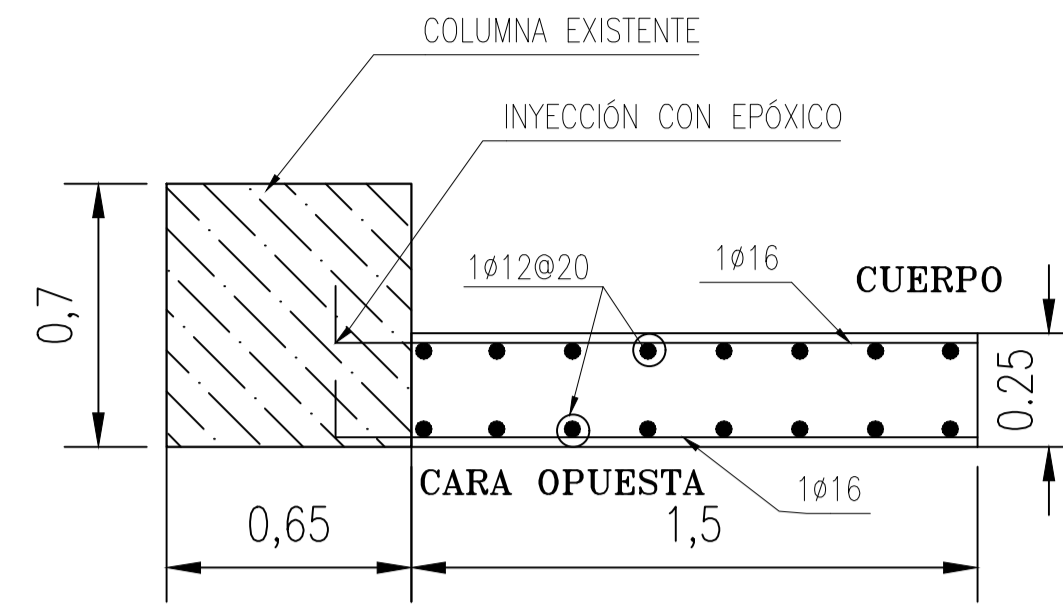


PLANTA BAJA
ESCALA ----- 1:100

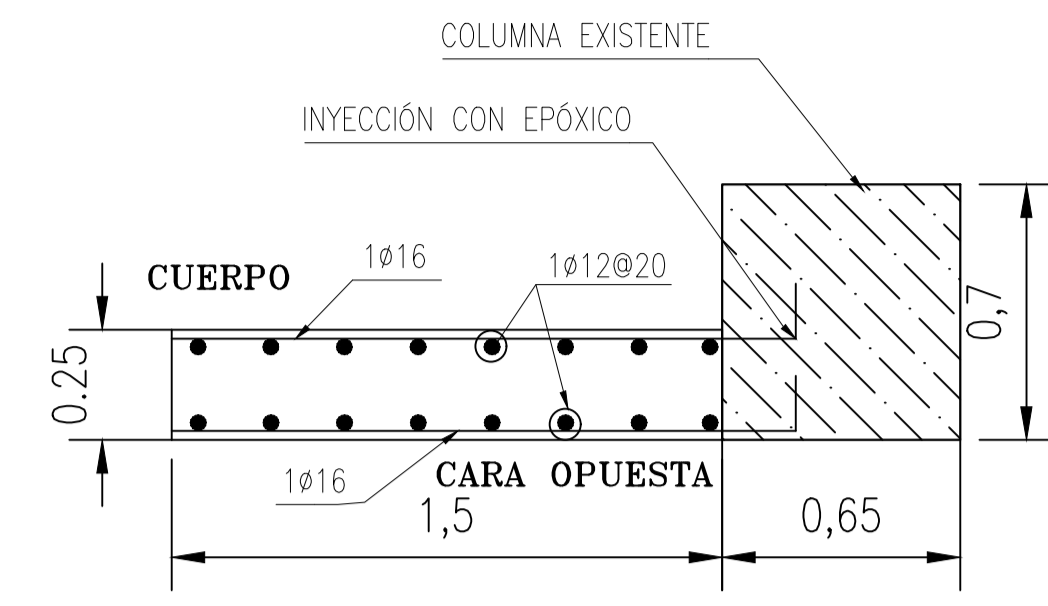


PRIMER PISO
ESCALA ----- 1:100

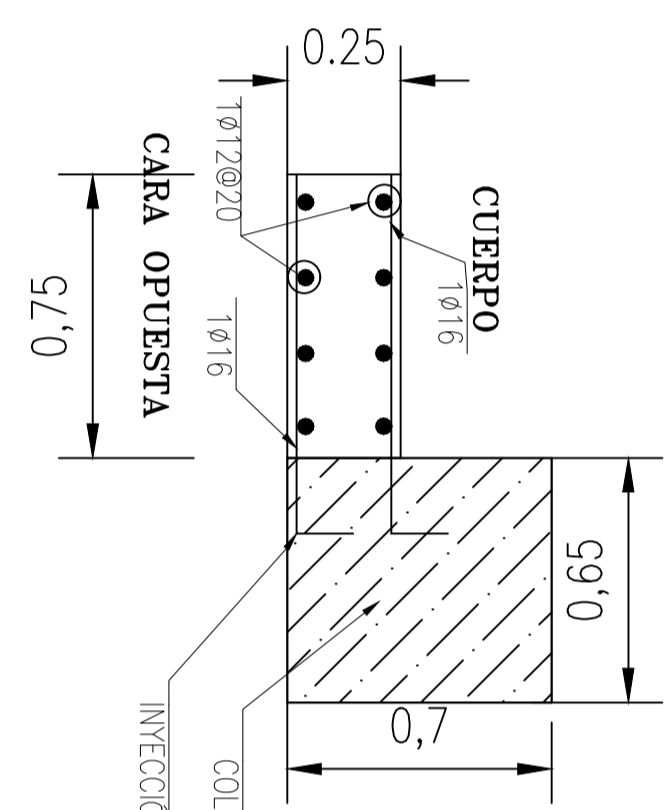
REFORZAMIENTO CON MUROS DE CORTE



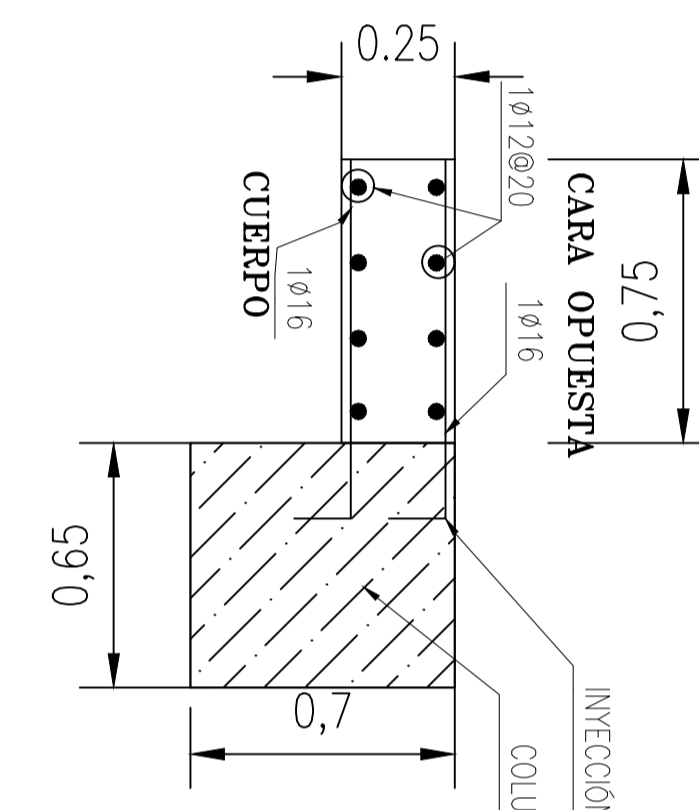
DETALLE ARMADO DE MURO 1
ESCALA ----- 1:20



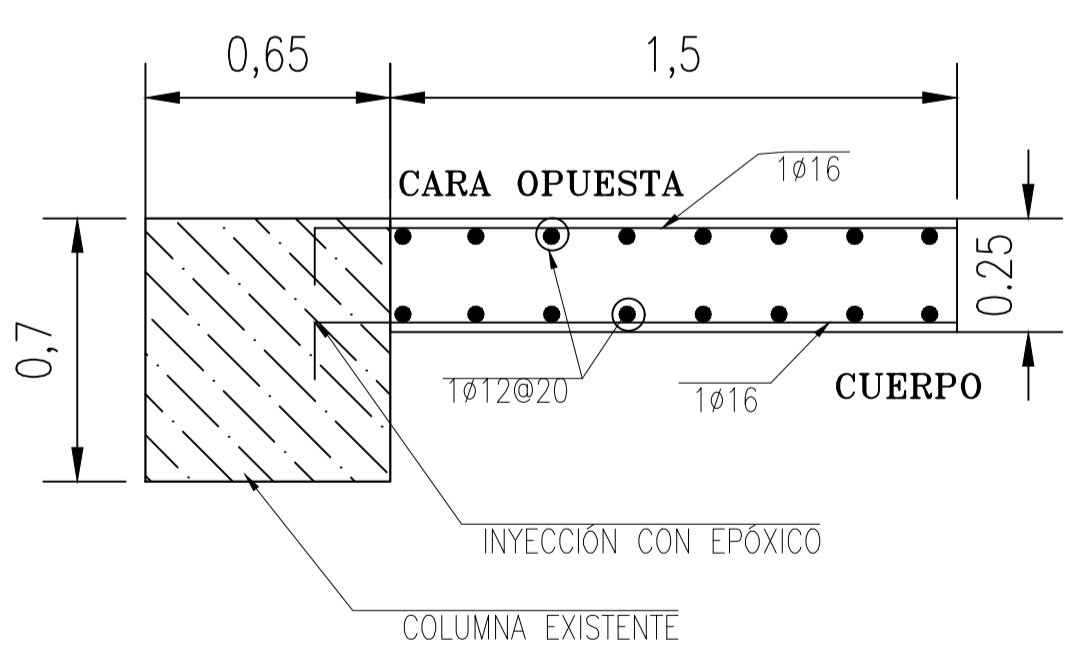
DETALLE ARMADO DE MURO 2
ESCALA ----- 1:20



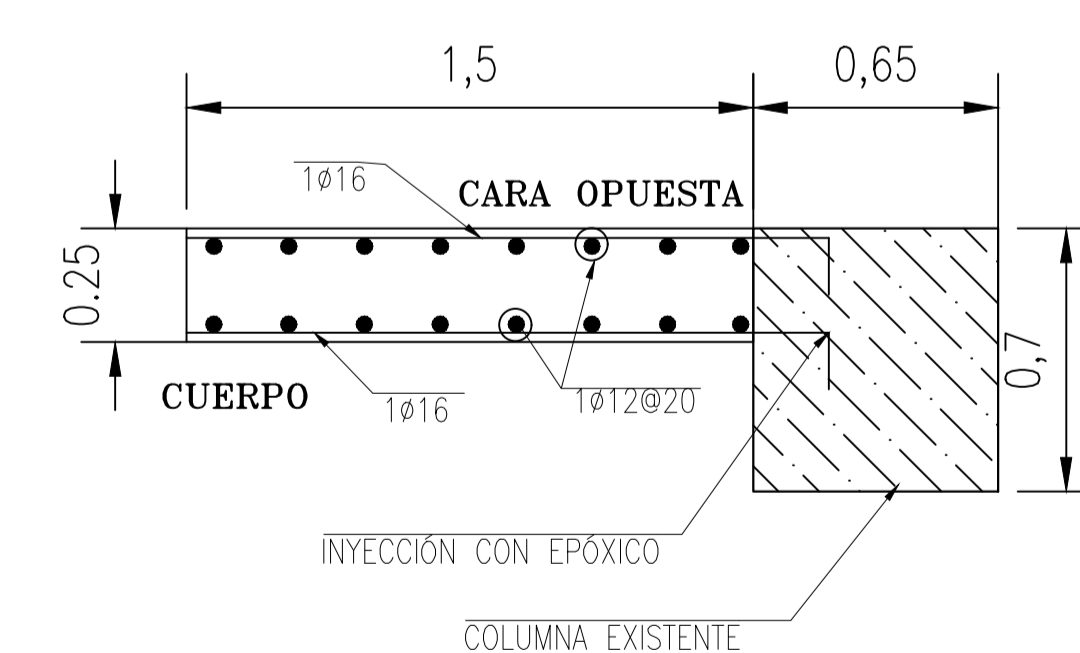
DETALLE ARMADO DE MURO 3
ESCALA ----- 1:20



DETALLE ARMADO DE MURO 4
ESCALA ----- 1:20



DETALLE ARMADO DE MURO 7
ESCALA ----- 1:20



DETALLE ARMADO DE MURO 8
ESCALA ----- 1:20



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



EDIFICACIÓN EN ESTUDIO

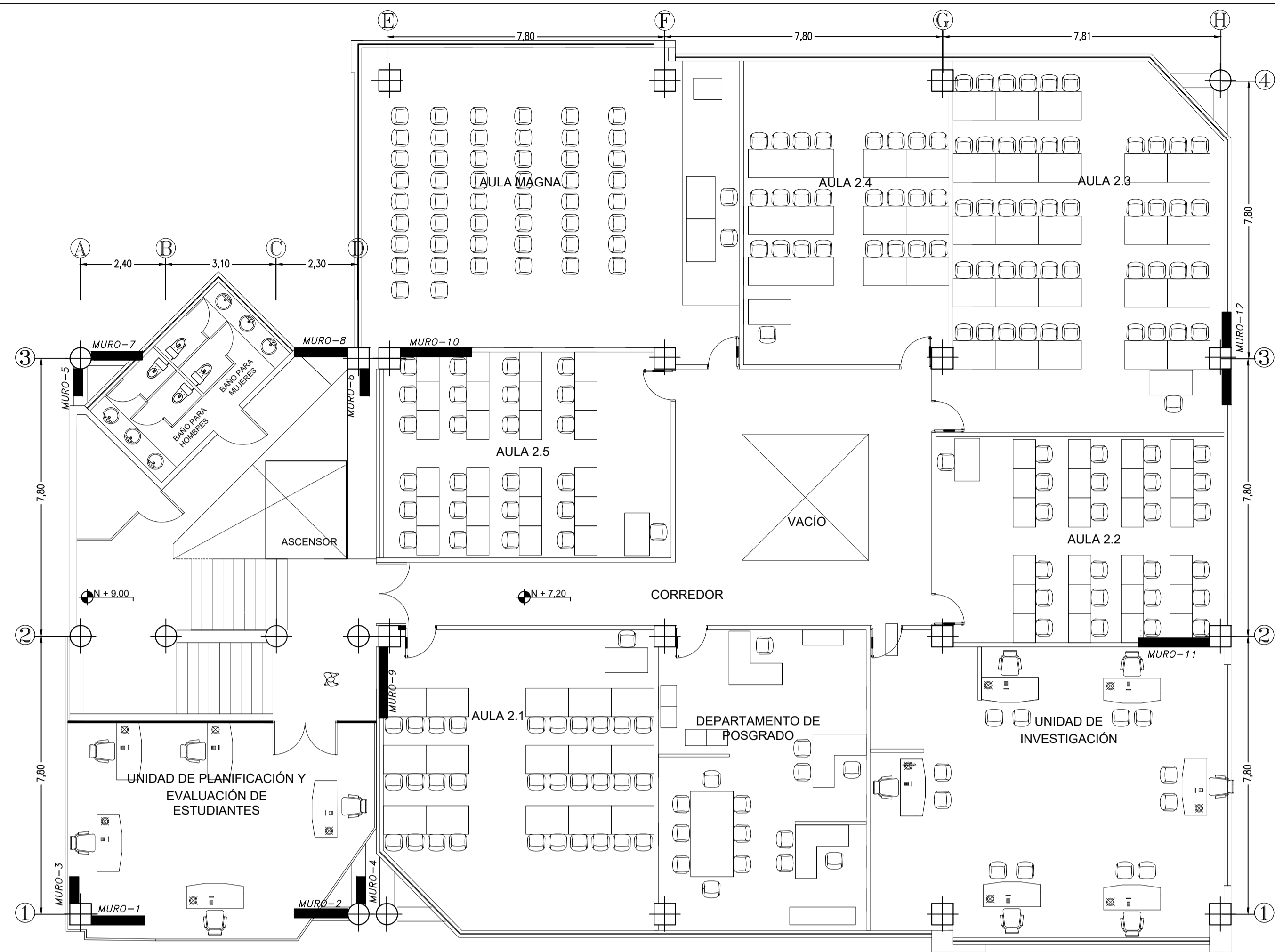
PROYECTO:
REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA, Y ARTES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

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

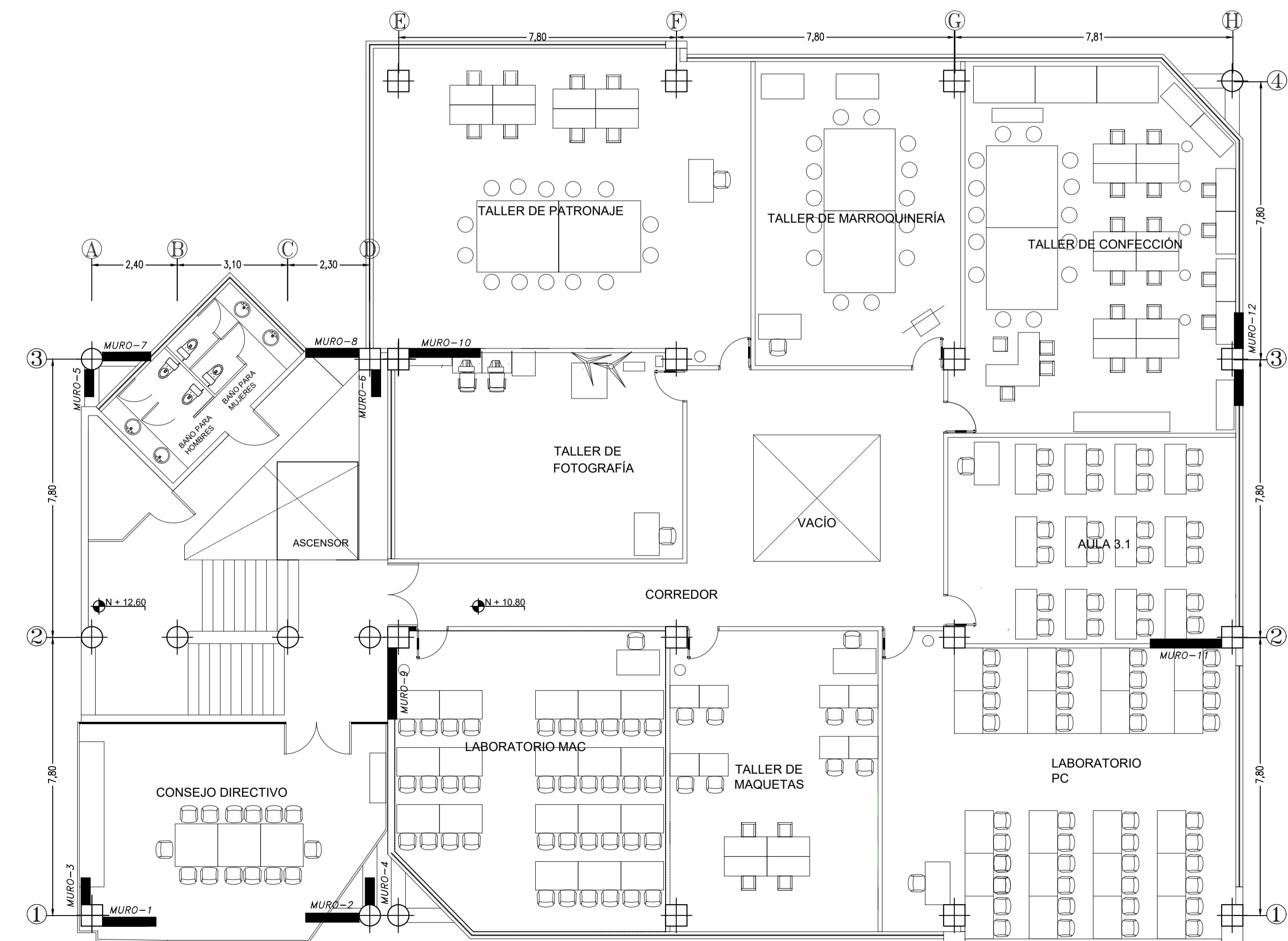
Diseño Estructural:	APROBÓ:
Tesisista: Pamela Tamay	Ing. M. Sc. Betzabeth Suquillo Tutora del Proyecto

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

ESCALA: INDICADA	FECHA: JULIO 2021	LÁMINA: E1 / 2
---------------------	----------------------	-------------------

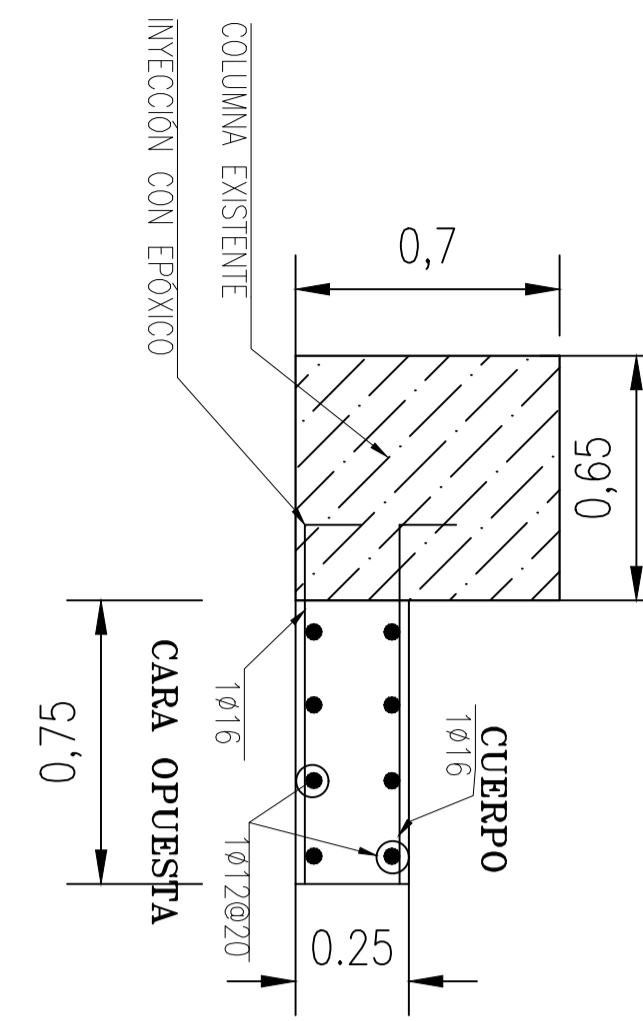


SEGUNDO PISO
ESCALA ----- 1:100

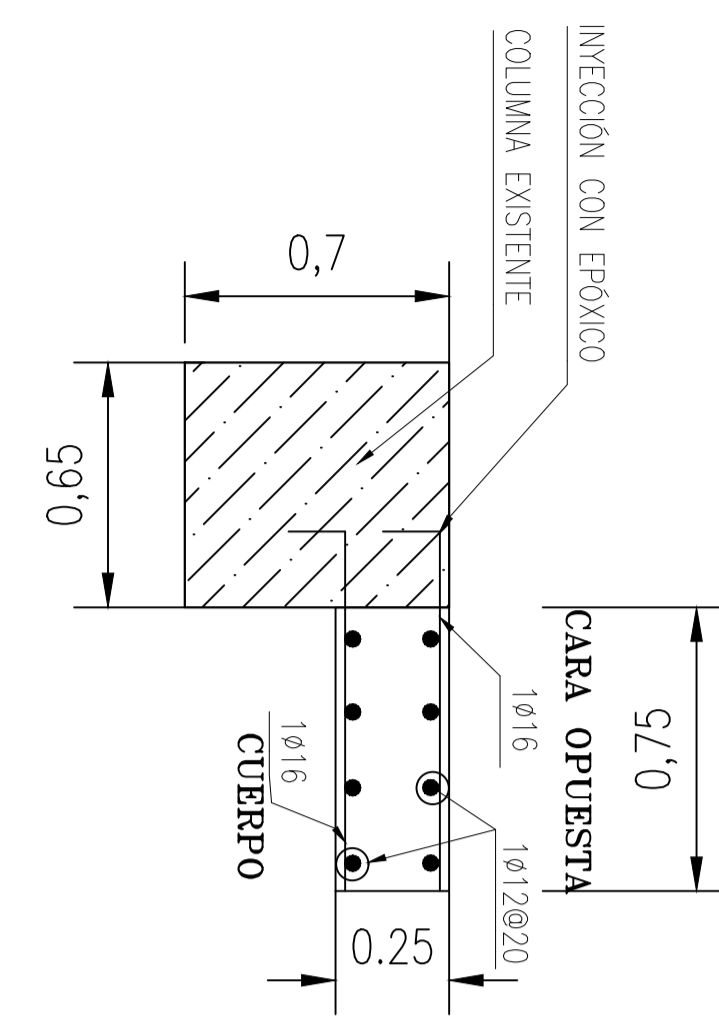


TERCER PISO
ESCALA ----- 1:100

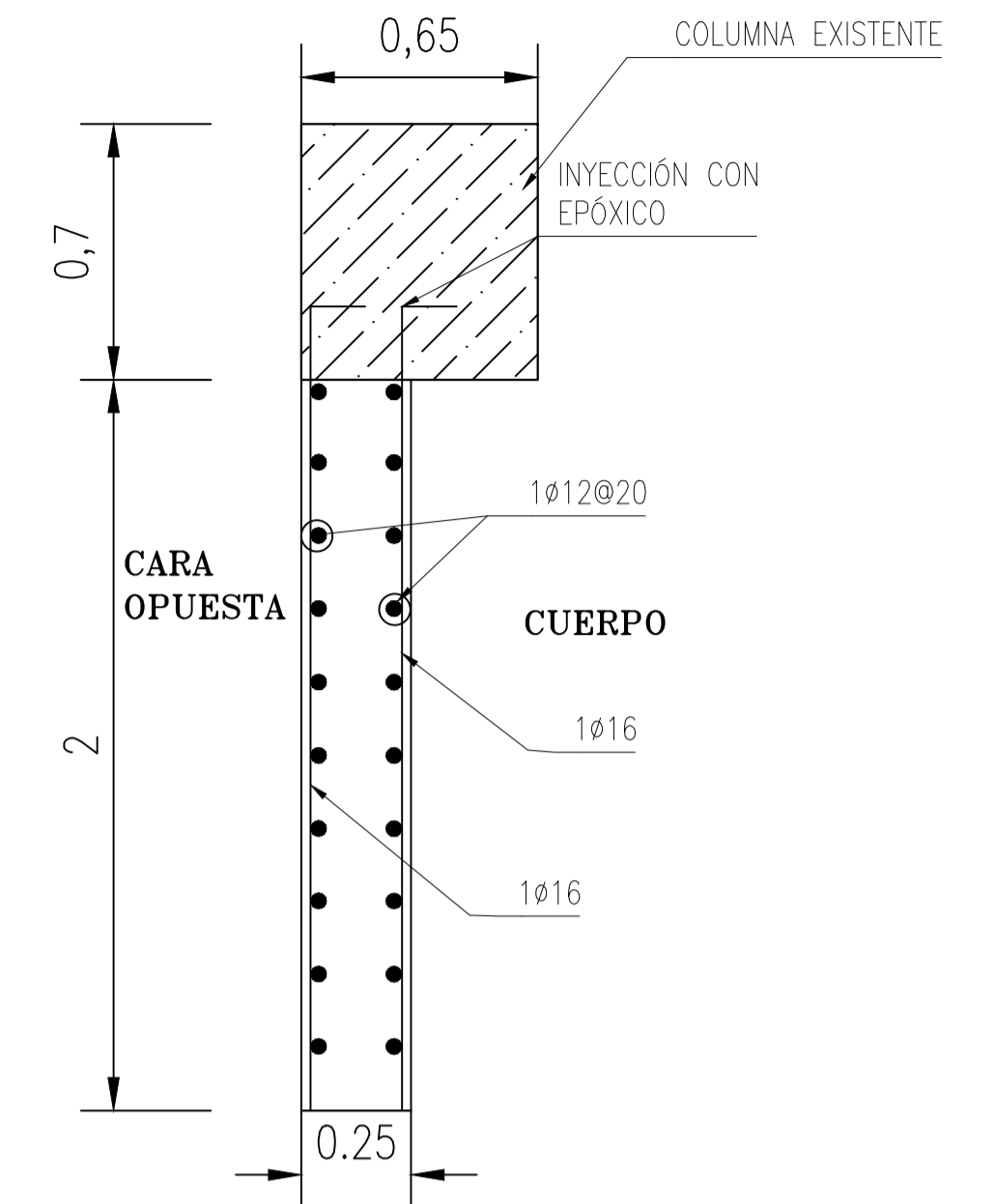
REFORZAMIENTO CON MUROS DE CORTE



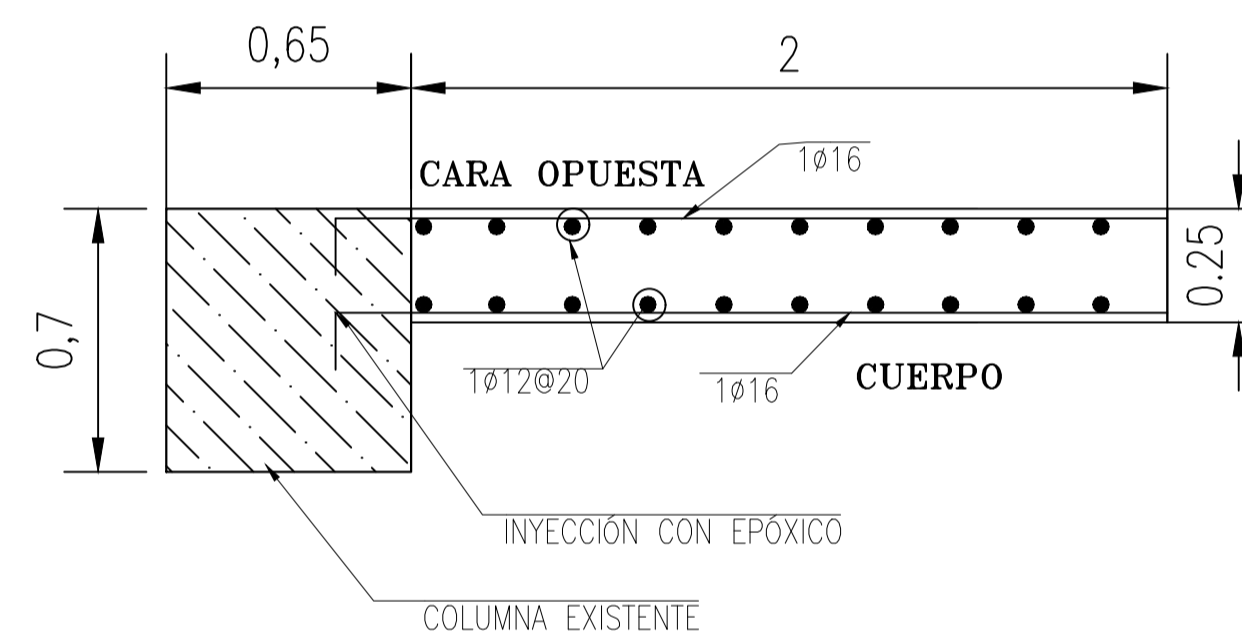
DETALLE ARMADO DE MURO 5
ESCALA ----- 1:20



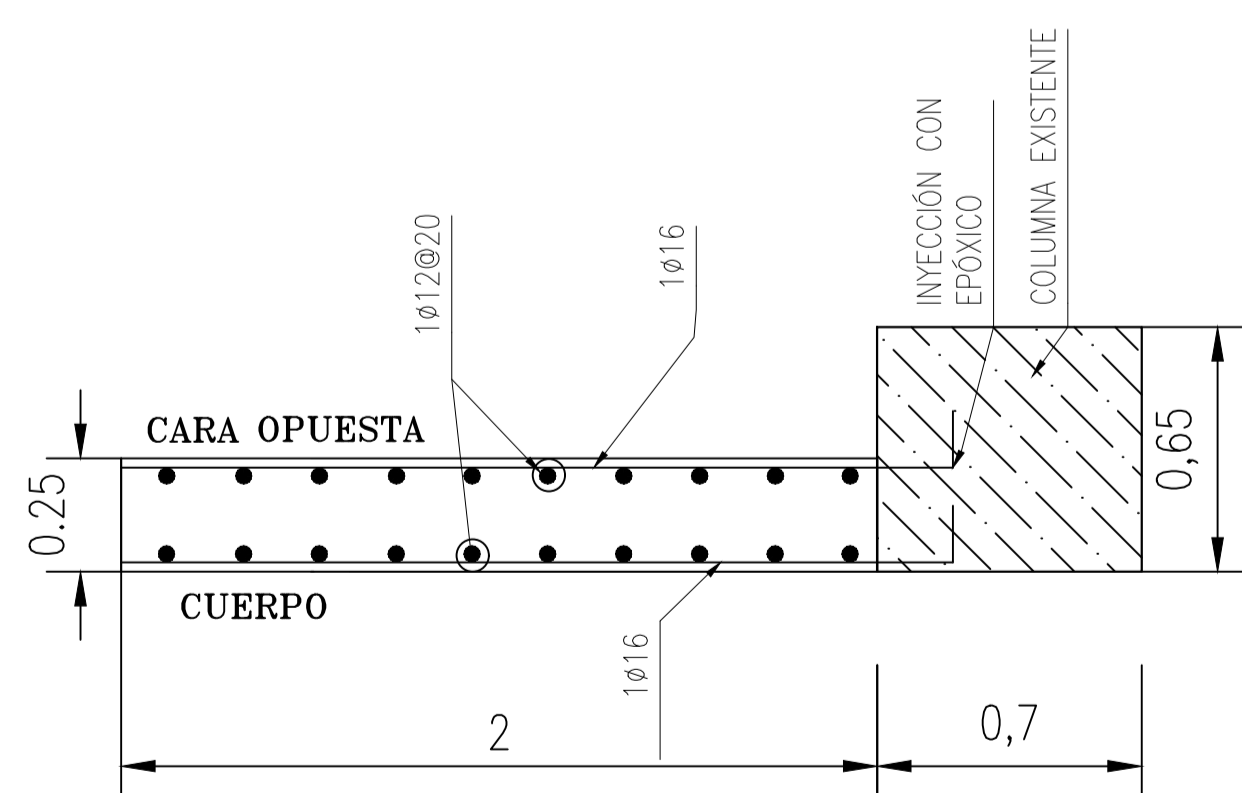
DETALLE ARMADO DE MURO 6
ESCALA ----- 1:20



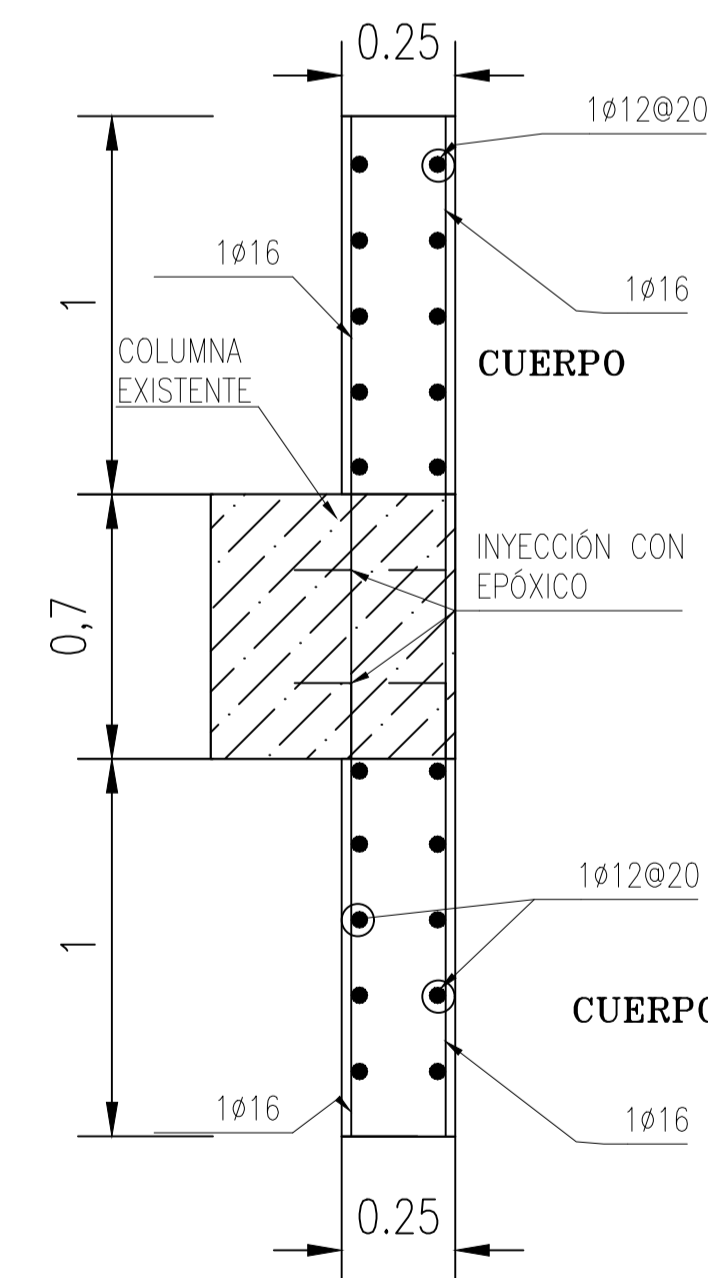
DETALLE ARMADO DE MURO 9
ESCALA ----- 1:20



DETALLE ARMADO DE MURO 10
ESCALA ----- 1:20



DETALLE ARMADO DE MURO 11
ESCALA ----- 1:20



DETALLE ARMADO DE MURO 4
ESCALA ----- 1:20



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



EDIFICACIÓN EN ESTUDIO

PROYECTO:
REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE DISEÑO, ARQUITECTURA, Y ARTES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

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

Diseño Estructural:	APROBÓ:
Tesisista: Pamela Tamay	Ing. M. Sc. Betzabeth Suquillo Tutora del Proyecto

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

ESCALA: INDICADA	FECHA: JULIO 2021	LÁMINA: E2 / 2
---------------------	----------------------	-------------------