



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO
DEL HONORABLE CONSEJO UNIVERSITARIO MEDIANTE LA
MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**

AUTOR: Santiago Alejandro Tovar Molina

TUTOR: Ing. Mg. MBA. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

Ambato – Ecuador

Enero - 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HONORABLE CONSEJO UNIVERSITARIO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, elaborado por el **Sr. Santiago Alejandro Tovar Molina**, portador de la cedula de ciudadanía: C.I 0550053458, 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.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, enero 2022

Ing. Mg. MBA. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

TUTOR

AUTORÍA

Yo, **Santiago Alejandro Tovar Molina**, con C.I: 0550053458, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente Trabajo Experimental con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HONORABLE CONSEJO UNIVERSITARIO 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, enero 2022



Santiago Alejandro Tovar Molina

C.I: 0550053458

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

Cedo 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, enero 2022



Santiago Alejandro Tovar Molina

C.I: 0550053458

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Santiago Alejandro Tovar Molina de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: "**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HONORABLE CONSEJO UNIVERSITARIO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**".

Ambato, enero 2022

Para constancia firman:

Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

Miembro Calificador

Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación, principalmente a Dios por permitirme culminar una etapa importante de mi vida. A mis padres Byron Tovar y Gioconda Molina por ser parte fundamental en mi vida y gracias a su esfuerzo constante y apoyo permanente, puedo seguir adelante cumpliendo cada meta propuesta en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme lo necesario para poder lograr uno de los objetivos en mi vida. A mis padres Gioconda Molina, Byron Tovar y a mis hermanos Daniel y Evelyn que han estado junto a mí de manera incondicional en todo momento al igual que Pamela, acompañándome y apoyándome en cada aspecto.

A mis amigos con los que he compartido gratos momentos dentro y fuera de las aulas y con los que hemos luchado para llegar a un mismo objetivo.

A la Ing. M. Sc. Betzabeth Suquillo, siendo mi tutora quien me ha brindado su apoyo y conocimientos para el desarrollo de este presente trabajo.

ÍNDICE GEERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA.....	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTOS	vii
ÍNDICE GEERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes Investigativos	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.1.2. Justificación.....	2
1.1.3. Fundamentación teórica	4
1.1.3.1. Peligrosidad Sísmica	4
1.1.3.2. Peligrosidad sísmica en el Ecuador	4
1.1.3.3. Vulnerabilidad Sísmica	5
1.1.3.3.1. Vulnerabilidad estructural.....	5
1.1.3.3.2. Vulnerabilidad No Estructural	10
1.1.3.4. Métodos para la Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.....	10
1.1.3.5. Métodos Cualitativos.....	11
1.1.3.5.1. Evaluación visual rápida (RVS) – FEMA 154	12
1.1.3.5.2. Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras (NEC-2015)	15
1.1.3.6. Métodos Cuantitativos.....	20
1.1.3.6.1. Análisis Estático No Lineal (NSP)	20
1.1.3.6.2. Capacidad Estructural	22
1.1.3.6.2.1. Curva de Capacidad.....	22
1.1.3.6.2.2. Espectro de capacidad	23

1.1.3.6.3.	Modelos de comportamiento de los materiales de construcción. .	24
1.1.3.6.4.	Rotulas plásticas	25
1.1.3.6.4.1.	Rotulas plásticas por el modelo de las fibras.....	29
1.1.3.6.5.	Demanda	31
1.1.3.6.5.1.	Espectro de Diseño	32
1.1.3.6.5.2.	Curvas de peligro sísmico	33
1.1.3.6.6.	Desempeño.....	34
1.1.3.6.6.1.	Niveles de Desempeño	34
1.1.3.6.6.2.	Punto de desempeño	38
1.1.3.7.	Método de Análisis de Colapso (Pushover)	39
1.1.3.7.1.	Método del Espectro-Capacidad (CSM).....	39
1.1.4.	Acero como material estructural	44
1.1.4.1.	Ventajas y desventajas del acero estructural	44
1.1.4.2.	Tipologías de miembros estructurales en acero.....	45
1.1.4.3.	Estructuras de Marcos Rígidos.....	46
1.1.4.4.	Comportamiento sísmico de estructuras de acero	47
1.1.4.5.	Conexiones en estructuras de acero.....	47
1.1.4.6.	Reducción de resistencia en elementos estructurales de acero.....	48
1.1.5.	Hipótesis.....	49
1.2.	Objetivos	49
1.2.1.	Objetivo General	49
1.2.2.	Objetivos Específicos.....	49
CAPÍTULO II		50
METODOLOGÍA		50
2.1.	Materiales y Equipos	51
2.1.2.	Materiales.....	51
2.1.3.	Equipos.....	51
2.2.	Métodos	52
2.2.1.	Plan de recolección de datos.	52
2.2.2.	Plan de procesamiento y análisis de información.	53
2.2.3.	Recolección de datos.....	53
2.2.3.3.	Ensayo de materiales	55
2.2.3.3.1.	Resistencia a compresión del hormigón.	55
CAPÍTULO III.....		64

3.1.	Análisis de la información.....	64
3.1.1.	Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo.....	64
3.1.1.1.	Inspección Visual Rápido – FEMA 154.....	64
3.1.1.2.	Inspección Visual Rápida según NEC-15.	72
3.1.1.3.	Resultados obtenidos por el método cualitativo.....	75
3.1.2.	Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo.....	75
3.1.2.1.	Parámetros iniciales para modelación y análisis de la estructura	75
	Definición de Materiales	76
3.1.2.2.	Análisis Lineal Pseudo-Dinámico o Modal Espectral.....	82
3.1.2.1.1.	Verificación de elementos estructurales	91
3.1.2.2.	Análisis Estático No Lineal (Push-over).....	100
3.1.2.2.1.	Parámetros para el Análisis Estático No Lineal.....	100
3.1.2.2.2.	Resultados del Análisis Estático No Lineal (Pushover)	107
3.1.2.2.3.	Curva de Capacidad.....	110
3.1.2.2.4.	Evaluación del desempeño sísmico	112
3.1.2.2.5.	Factor de reducción de respuesta estructural (R).....	121
3.1.3.	Propuesta de reforzamiento estructura.....	124
3.1.3.1.	Reforzamiento estructura	124
3.1.4.	Análisis de resultados.....	141
3.1.5.	Vibración Ambiental.....	159
3.1.5.1.	Periodo medido con vibraciones ambientales y sísmicas.....	160
3.1.5.2.	Métodos de medición para vibraciones ambientales	161
3.1.5.3.	Fórmula empírica para el cálculo del periodo fundamental	162
3.1.5.4.	Determinación del periodo fundamental de la estructura.....	162
3.1.5.5.	Análisis de frecuencia fundamental de la estructura	163
3.2.	Verificación de la hipótesis.....	165
CAPÍTULO IV.....		166
4.1.	Conclusiones	166
4.2.	Recomendaciones	169

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Configuración Óptima - NEC 2015.....	6
Tabla 2: Configuraciones estructurales no recomendadas- NEC 2015.....	7
Tabla 3: Coeficiente de irregularidad en planta.....	8
Tabla 4: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	9
Tabla 5: Valoración del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	13
Tabla 6: Formado de evaluación NIVEL 1 (Alta Sismicidad) FEMA 154.....	14
Tabla 7: Formado de evaluación NIVEL 2 (Alta Sismicidad) FEMA 154.....	15
Tabla 8: Formulario de evaluación sísmica NEC-15.....	16
Tabla 9: Clasificación de sistemas estructurales según FEMA 154.....	17
Tabla 10: Clasificación de sistemas estructurales según NEC 2015.....	17
Tabla 11: Puntuación Básico, Modificadores y Puntaje final Nivel.....	19
Tabla 12: Puntaje Básico, Modificadores y Puntaje final S, NEC 2015.....	19
Tabla 13: Criterios y parámetros de aceptación para elementos de acero conformado al frío.....	28
Tabla 14: Coeficiente sísmico para sistemas estructurales.....	46
Tabla 15: Coordenadas de la estructura.....	54
Tabla 16: Ocupación y uso de cada Nivel del Bloque Kappa.....	55
Tabla 17: Resistencia de hormigón (Esclerométrico).....	56
Tabla 18: Resultados del ensayo a tracción.....	56
Tabla 19: Resultados finales del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	57
Tabla 20: Cálculo de Velocidad de Onda de Corte (m/s).....	58
Tabla 21: Determinación del Tipo de Suelo.....	58
Tabla 22: Cálculo de peso propio de paredes.....	59
Tabla 23: Cuantificación de carga muerta de losa alivianada.....	61
Tabla 24: Cargas vivas - NEC15.....	62
Tabla 25: Niveles de vulnerabilidad determinados.....	75
Tabla 26: Resistencia de materiales.....	76
Tabla 27: Dimensionesde elementos estructurales.....	77
Tabla 28: Verificación del periodo fundamental de la estructura.....	82
Tabla 29: Chequeo de movimiento estructural (Torsional-Traslacional).....	83
Tabla 30: Acumulación de la masa modal.....	85
Tabla 31: Cortante basal Dinámico Vs Estático - NEC-15.....	86
Tabla 32: Límites permisibles para derivas de pisos.....	87
Tabla 33: Derivas inelásticas generadas por cortante basal estático.....	88
Tabla 34: Derivas inelásticas generadas por cortante basal dinámico.....	89
Tabla 35: Demanda - Capacidad parciales de columnas (cargas gravitacionales) ..	92
Tabla 36: Demanda-Capacidad total de columnas (cargas gravitacionales).....	93
Tabla 37: Demanda-Capacidad parciales de vigas (cargas gravitacionales).....	93
Tabla 38: Demanda-Capacidad total de vigas (cargas gravitacionales).....	94
Tabla 39: Demanda-Capacidad parciales de correas (cargas gravitacionales).....	95
Tabla 40: Demanda-Capacidad total de correas (cargas gravitacionales).....	95
Tabla 41: Demanda - Capacidad parciales de columnas (cargas sísmicas).....	96
Tabla 42: Demanda - Capacidad total de columnas (cargas sísmicas).....	97

Tabla 43: Demanda - Capacidad parciales de vigas (cargas sísmicas).	98
Tabla 44: Demanda - Capacidad total de vigas (cargas sísmicas).	98
Tabla 45: Demanda - Capacidad parciales de correas (cargas sísmicas).	99
Tabla 46: Demanda - Capacidad total de correas (cargas sísmicas).	99
Tabla 47: Niveles de Amenaza sísmica - NEC 2015.	101
Tabla 48: Factores de suelo para cada nivel de amenaza sísmica.	102
Tabla 49: Pasos y rotulas generadas -Push-X.	108
Tabla 50: Pasos y rotulas generadas -Push-Y.	110
Tabla 51: Desplazamientos, cortantes últimos y de fluencia.	111
Tabla 52: Objetivos de desempeño -NEC-SE-RE 2015.	112
Tabla 53: Objetivos de desempeño según Visión 2000.	113
Tabla 54: Puntos de desempeño para cada demanda sísmica – Dirección X-X.	116
Tabla 55: Puntos de desempeño para cada demanda sísmica – Dirección Y-Y.	119
Tabla 56: Niveles de desempeño esperados y determinados - Dirección X,Y.	120
Tabla 57: Dimensiones del perfil HEB 300.	127
Tabla 58: Valores de la Tabla 2-36 AISC.	129
Tabla 59: Dimensiones del perfil HEB 240.	130
Tabla 60: Valores de la Tabla 2-36 AISC.	130
Tabla 61: Periodo de vibración - Estructura reforzada.	141
Tabla 62: Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada.	142
Tabla 63: Chequeo de movimiento estructural reforzada (Torsional-Traslacional).	143
Tabla 64: Cortante basal Dinámico Vs Estático - NEC-15.	144
Tabla 65: Derivas inelásticas generadas por cortante basal estático (Estructura reforzada).	145
Tabla 66: Derivas inelásticas generadas por cortante basal dinámico (Estructura reforzada).	147
Tabla 67: Demanda - Capacidad parciales de columnas sin reforzar (cargas sísmicas).	149
Tabla 68: Demanda - Capacidad total de columnas sin reforzar (cargas sísmicas).	150
Tabla 69: Demanda - Capacidad parciales de columnas reforzada (cargas sísmicas).	150
Tabla 70: Demanda - Capacidad total de columnas reforzada (cargas sísmicas).	151
Tabla 71: Demanda - Capacidad parciales de vigas (cargas sísmicas).	152
Tabla 72: Demanda - Capacidad total de vigas (cargas sísmicas).	152
Tabla 73: Puntos de desempeño - Estructura reforzada - Dirección X.	157
Tabla 74: Niveles de desempeño esperados y determinados, Estructura reforzada - Dirección X,Y.	159
Tabla 75: Fórmulas empíricas propuestas por Bard (1992).	162
Tabla 76: Periodo fundamental mediante Bard.	163
Tabla 77: Indicadores de rigidez - Guendelman & Lindenberg.	163
Tabla 78: Niveles de daño según la relación H/T.	164
Tabla 79: Nivel de daño y clasificación en base a la relación H/T.	164

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: (a) Fuentes sísmicas tipo subducción - (b)Fuentes sísmicas tipo corticales.	4
Figura 2: Proceso para la vulnerabilidad sísmica.	11
Figura 3: Zonas sísmicas del Ecuador para diseño y valoración del factor Z.	13
Figura 4: Procedimientos estáticos no lineales.	21
Figura 5: Curva de capacidad.	23
Figura 6: Múltiples curvas de capacidad-Modelo de degradación de resistencia.	23
Figura 7: Modelo de comportamiento del Hormigón (Mander).	24
Figura 8: Modelo de comportamiento del Acero (Park)	25
Figura 9: Longitud de rotulas plásticas.	26
Figura 10: Relación Fuerza-Deformación para elementos de acero conformados en frío.	27
Figura 11: Espectro Elástico de Diseño.	32
Figura 12: Curva de peligro sísmico para Ambato (NEC-15).	34
Figura 13: Niveles principales de Desempeño de un Edificio.	38
Figura 14: Método grafico para estimación del punto de desempeño.	38
Figura 15: Sistema simple de un grado de libertad equivalente mediante la curva de capacidad.	39
Figura 16: Conversión del espectro de respuesta.	41
Figura 17: Conversión del espectro de capacidad.	42
Figura 18: Demanda y capacidad inicial del espectro ADRS.	43
Figura 19: Representación bilineal del espectro de capacidad.	43
Figura 20: Edificio del Honorable Consejo Universitario.	50
Figura 21: Ubicación de la estructura.	54
Figura 22: Definición de tipo de paredes.	59
Figura 23: Corte tipo de losa alivianada.	60
Figura 24: Corte tipo en planta de una losa alivianada.	61
Figura 25: Espectro de respuesta	63
Figura 26: Paso N°1- Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.	64
Figura 27: Paso N°2-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.	65
Figura 28: Paso N°3-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.	66
Figura 29: Paso N°4-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.	67
Figura 30: Formato FEMA 154 -Nivel 1	68
Figura 31: Paso N°1-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 2.	69
Figura 32: Paso N°2-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 2.	70
Figura 33: Paso N°3-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 2.	70
Figura 34: Formato FEMA 154 -Nivel 1	71
Figura 35: Paso N°1-Inspección Visual Rápida NEC 2015	72
Figura 36: Paso N°2-Inspección Visual Rápida NEC 2015	73
Figura 37: Paso N°3-Inspección Visual Rápida NEC 2015	73
Figura 38: Paso N°4-Inspección Visual Rápida NEC 2015	74
Figura 39: Inspección visual rápida-NEC 2015	74
Figura 40: Definición de Patrones de Carga.	78
Figura 41: Parámetros de cargas sísmicas estáticas.	78

Figura 42: Factores para la determinación del periodo de vibración - Método 1- NEC 2015.....	80
Figura 43: Determinación de la aceleración espectral.....	80
Figura 44: Determinación del valor K.....	81
Figura 45: Modos de vibración de la estructura.....	84
Figura 46: Cortante basal generado por el Análisis Estático Equivalente.....	86
Figura 47: Cortante basal generado por el Análisis Modal Espectral.....	86
Figura 48: Derivas Inelásticas generado por fuerzas estáticas.....	88
Figura 49: Derivas Inelásticas generadas por fuerzas sísmicas-aceleración espectral.....	90
Figura 50: Demanda Capacidad en columnas - cargas gravitacionales Eje 3.....	91
Figura 51: Demanda Capacidad en vigas - cargas gravitacionales Nv+6.48.....	93
Figura 52: Demanda Capacidad en correas - cargas gravitacionales.....	94
Figura 53: Porcentaje Demanda-Capacidad de elementos estructurales (cargas gravitacionales).....	95
Figura 54: Demanda-Capacidad en columnas - cargas sísmicas - Eje 1.....	96
Figura 55: Demanda-Capacidad en vigas - cargas sísmicas – Nivel 3.24.....	97
Figura 56: Demanda-Capacidad en correas - cargas sísmicas.....	99
Figura 57: Porcentaje Demanda-Capacidad de elementos estructurales (cargas sísmicas).....	100
Figura 58: Curva de Peligro Sísmico de Ambato.....	101
Figura 59: Espectros para cada nivel de amenaza sísmica.....	102
Figura 60: Definición de rotulas plásticas mediante fibras.....	103
Figura 61: Definición de la Carga Gravitacional No Lineal.....	105
Figura 62: Definición de cargas laterales.....	106
Figura 63: Definición de límite de desplazamiento y nodo de control.....	106
Figura 64: Formación de Rotulas Plásticas-Push-X.....	107
Figura 65: Formación de Rotulas Plásticas-Push-Y.....	109
Figura 66: Curva de Capacidad.....	111
Figura 67: Fraccionamiento por niveles de desempeño - Bilinealización de la curva capacidad.....	113
Figura 68: Sismo Frecuente - Punto de Desempeño - Dirección X.....	114
Figura 69: Sismo Ocasional - Punto de Desempeño - Dirección X.....	115
Figura 70: Sismo Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.....	115
Figura 71: Sismo Muy Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.....	116
Figura 72: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección X.....	117
Figura 73: Sismo Frecuente - Punto de Desempeño - Dirección Y.....	117
Figura 74: Sismo Ocasional - Punto de Desempeño - Dirección Y.....	118
Figura 75: Sismo Raro - Punto de Desempeño - Dirección Y.....	118
Figura 76: Sismo Muy Raro - Punto de Desempeño - Dirección Y.....	119
Figura 77: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección Y.....	120
Figura 78: Curva de Capacidad - Dirección X.....	121
Figura 79: Curva de Capacidad - Dirección Y.....	122
Figura 80: Contraventeo en forma de V.....	125
Figura 81: Disposición de Contraventeo de acero.....	126

Figura 82: Geometría de Contraventeos.	127
Figura 83: Conexión tipo 1.	132
Figura 84: Conexión tipo 2.	132
Figura 85: Definición de elementos - RAM Connection.	135
Figura 86: Definición de conexión superior Viga - Rigidizadores.	136
Figura 87: Definición de conexión superior Columna-Viga - Rigidizador.	136
Figura 88: Miembros compuestos rellenos.	137
Figura 89: Disposición de columnas rellenas.	137
Figura 90: Geometría de columnas rellenas.	138
Figura 91: Relación ancho-espesor.	139
Figura 92: Comparación del periodo de vibración estructural - Actual Vs Reforzada.	142
Figura 93: Modos de vibración de la estructura reforzada.	143
Figura 94: Cortante basal generado por el Análisis Estático Equivalente.	144
Figura 95: Cortante basal generado por el Análisis Modal Espectral.	145
Figura 96: Derivas Inelásticas generado por fuerzas estáticas (Estructura reforzada).	146
Figura 97: Derivas Inelásticas generadas por fuerzas sísmicas-aceleración espectral (Estructura reforzada).	147
Figura 98: Relación entre derivas de estructura actual y estructura reforzada.	148
Figura 99: Demanda-Capacidad en columnas - cargas sísmicas - Eje 1.	149
Figura 100: Demanda-Capacidad en columnas rellenas - cargas sísmicas - Eje 1.	150
Figura 101: Demanda-Capacidad en vigas - cargas sísmicas – Nivel 3.24.	151
Figura 102: Porcentaje Demanda/Capacidad de elementos estructurales (Estructura reforzada).	152
Figura 103: Curva de Capacidad – Estructura reforzada.	153
Figura 104: Comparación entres Curva de Capacidad – Estructura reforzada Vs Estructura Actual.	154
Figura 105: Sismo Frecuente - Punto de	155
Figura 106: Sismo Ocasional - Punto de Desempeño - Dirección X.	156
Figura 107: Sismo Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.	156
Figura 108: Sismo Muy Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.	156
Figura 109: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección X.	157
Figura 110: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección Y.	158
Figura 111: Esquema de las ubicaciones de cada acelerógrafo.	161

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se enfocó en implementar varios métodos para la determinación de vulnerabilidad de la estructura perteneciente al Honorable Consejo Universitario de la Universidad Técnica de Ambato, una de ellas es la inspección visual rápida, la cual es un método cualitativo que emplea formatos basados en el FEMA 154, como también normas locales como la Guía 5 de Evaluación y Rehabilitación de estructuras presentada por la NEC 2015. Mediante la implementación de estos métodos se determinó que la estructura en estudio tiene una alta vulnerabilidad. Con la finalidad de verificar los resultados de vulnerabilidad cualitativa obtenidos por los métodos de inspección visual, se utilizó metodologías cuantitativas, para ello se realizó un análisis lineal y no lineal (Pushover). El análisis lineal demostró que la estructura en su estado actual, no cumple con parámetros como el periodo de vibración, la participación torsional y derivas inelásticas, las mismas que se encuentran fundamentadas en la NEC 2015.

Por otra parte, mediante el análisis estático no lineal realizado a la estructura en su estado actual, se identificó que esta no posee la capacidad necesaria para poder cumplir con los criterios y niveles de aceptación para las diferentes demandas sísmicas, demostrando que tiene un alto grado de vulnerabilidad. Es por tal motivo que se propuso un reforzamiento con ayuda de la implementación de rigidizadores y un reforzamiento mediante el relleno de hormigón en columnas, para aumentar la capacidad de resistencia, tomando en cuenta que tiene perfiles tubulares cuadrados conformados en frío.

PALABRAS CLAVES: Análisis Estructural, Desempeño Sísmico, Vulnerabilidad Sísmica, Pushover, Medición De Vibraciones.

ABSTRACT

The present research work focused on implementing several methods for the determination of vulnerability of the structure belonging to the Honorable University Council of the Technical University of Ambato, one of them is the rapid visual inspection, which is a qualitative method that uses formats based in FEMA 154, as well as local regulations such as Guide 5 for the Evaluation and Rehabilitation of structures presented by the NEC 2015. Through the implementation of these methods, it was determined that the structure under study has a high vulnerability. In order to verify the qualitative vulnerability results obtained by visual inspection methods, quantitative methodologies were used, for this a linear and non-linear analysis (Pushover) was performed. The linear analysis showed that the structure in its current state does not comply with parameters such as the period of vibration, torsional participation and inelastic drifts, which are based on the NEC 2015.

On the other hand, through the non-linear static analysis carried out on the structure in its current state, it was identified that it does not have the necessary capacity to be able to meet the criteria and acceptance levels for the different seismic demands, showing that it has a high degree vulnerability. It is for this reason that a reinforcement was proposed with the help of the implementation of stiffeners and a reinforcement through the filling of concrete in columns, to increase the resistance capacity, taking into account that it has cold-formed square tubular profiles.

KEY WORDS: Structural Analysis, Seismic Performance, Seismic Vulnerability, Pushover, Vibration Measurement.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

1.1.1. Antecedentes

Ecuador pertenece a una zona con alta peligrosidad sísmica, ya que forma parte del “Cinturón de Fuego del Pacífico”, el cual posee la mayor actividad sísmica a comparación con el resto del planeta, todo esto gracias a los procesos de subducción que se producen en las costas del Pacífico. Tomando en cuenta el nivel de sismicidad de nuestro país es muy alta y que durante las últimas décadas las estructuras fueron diseñadas y construidas basadas en normas anteriores a la NEC-2015, los análisis de desempeño y vulnerabilidad deben ser considerados para su adecuada evaluación.[1]

La creciente necesidad de seguir aumentando y mejorando los recursos para el diseño de estructuras han hecho que determinadas agencias del mundo se dediquen a realizar investigaciones enfocadas a la “no linealidad” de las estructuras al verse sometidas a fuerzas sísmicas, publicando diferentes normas tales como: ATC-40, FEMA-356 y FMA-440 las cuales tienen como finalidad dotar de modelos aplicables para el diseño y evaluación de estructuras y conocer las limitaciones y capacidades de los modelos propuestos.[2]

El diseño por desempeño es una metodología que tiene por objetivo el de evitar el colapso de estructuras al ser sometidas a fuerzas sísmicas de gran intensidad para las cuales estas son diseñadas y de la misma manera que se pueda evitar los daños considerables para sismos moderados[3].

El sismo del 16 de abril del 2016 ocurrido en nuestro país demostró que muchas de las estructuras no fueron capaces de soportar las cargas provocadas por el sismo, de esta manera se observó las deficiencias tanto estructurales como constructivas en las edificaciones de nuestro país, tomando en cuenta que nuestra norma actual NEC-2015 proporciona parámetros para un diseño óptimo correspondiente a estructuras sismorresistentes ya sean estas de hormigón armado o de estructura metálica.[4] Un factor que se debe tomar en cuenta es que las edificaciones que colapsaron en el evento

anteriormente mencionado fueron construidas y diseñadas basándose en normativas anteriores de nuestro país.

Existen estudios enfocados en la determinación de la vulnerabilidad aplicando la metodología que propone el FEMA 154 como en el caso de La Universidad Técnica de Machala, que realizó la evaluación a la estructura del colegio “9 de Octubre” que se encuentra en un alto grado de vulnerabilidad, presentando aceros expuestos, humedad y agrietamientos en elementos estructurales y no estructurales lo que afecta directamente a un adecuado funcionamiento de la edificación.[5]

Por otra parte la Universidad de las Fuerzas Armadas realizó el estudio de vulnerabilidad de 8 estructuras del Complejo Ministerial de Defensa Nacional llegando a la conclusión que poseen un alto grado de vulnerabilidad ya que son estructuras muy flexibles y proponiendo una análisis estructural más detallada,[6] de la misma manera, La Universidad Central del Ecuador analizó una estructura de más de 30 años de funcionamiento con ayuda de los manuales propuestos por FEMA 154 y la NEC-SE-RE que detallan como realizar la inspección rápida visual en conjunto con un análisis estático no lineal y dinámico dando a conocer que su grado de vulnerabilidad es alto por no cumplir con las derivas máximas permisibles exigidas por nuestra norma vigente en el Ecuador.[7]

Para un mejor análisis estructural de las edificaciones es recomendable implementar la guía ofrecida por El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda para el análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras, usando el análisis estático no lineal (Pushover) para poder determinar la capacidad de la estructura de desplazarse según se incrementa las cargas laterales.[8]

1.1.2. Justificación

La ciudad de Ambato se ha visto afectada por uno de los eventos sísmicos más fuertes de nuestro país como el ocurrido en 1949 de 6.8 grados en la escala de Richter, es por eso que un estudio de vulnerabilidad de la estructura es indispensable para conocer si las estructuras son o no capaces de resistir un sismo. [6]

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca propia de las estructuras al ser sometidas a las acciones de un sismo, guiándose por una ley de causa-afecto, donde el sismo es la causa y el daño en las estructuras es el efecto. Existen dos métodos para

realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica, el primero es un método cualitativo planteado por La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de Norte América (FEMA 154), el cual es una inspección visual rápida que se desarrolló con el fin de identificar, inventariar y examinar edificios potencialmente peligrosos frente a sismos.[9]

Para realizar esta evaluación rápida se implementa un formulario para recolección de datos que incluye espacios para documentar la información tanto como su tamaño y uso, basándose en un levantamiento visual del exterior y si es posible del interior de edificio. El tiempo que se emplea en este método se encuentra entre 15 a 75 minutos aproximadamente dependiendo del edificio en interés, después de analizar cada uno de los datos recolectados se transforman en un sistema de puntos el cual determinará si la estructura es o no vulnerable y su respectivo grado de vulnerabilidad. [9]

El segundo método consiste en realizar una comprobación cuantitativa de la estructura con ayuda de análisis no lineales como: dinámico no lineal y estático no lineal. El análisis estático no lineal (Pushover) implica determinar la demanda máxima de los desplazamientos laterales en la estructura partiendo de un modelo simplificado de la estructura, incrementando la carga lateral hasta que la estructura llegue a niveles críticos en su desplazamiento o simplemente se vuelva inestables. Dicho método proporciona la curva de capacidad de la estructura y permite estimar el punto de desempeño de la estructura. [2][8]

Uno de los objetivos principales de una estructura es ser funcional durante un periodo de tiempo estimado en su diseño, y mientras transcurre este periodo la estructura se encuentra vulnerable a distintos factores que pueden provocar daños, uno de ellos y el que se toma más en cuenta al ser diseñado son los sismos ya que no se pueden prever cuando ni donde ocurrirán, por tanto, se vuelve necesario realizar una reevaluación de su desempeño. [10]

Gracias a los factores antes mencionados como la sismicidad que presenta nuestro país y la necesidad de asegurar el bienestar de nuestras estructuras y sus usuarios se propuso realizar un análisis estructural del desempeño sísmico y su vulnerabilidad de una Edificación de la Universidad Técnica de Ambato usando los métodos anteriormente

definidos para poder obtener el grado de vulnerabilidad y su desempeño con la finalidad de proponer un reforzamiento si es necesario.

1.1.3. Fundamentación teórica

1.1.3.1. Peligrosidad Sísmica

El peligro sísmico se define como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno físico, como consecuencia de haberse producido un sismo, lo que provoca efectos desfavorables para la actividad humana. Dichos fenómenos a más del movimiento del terreno pueden ser: fallas del terreno, licuefacción, deformación tectónica, inundaciones, tsunamis, etc. Por otra parte, al realizar un estudio de peligrosidad sísmica se puede obtener una caracterización precisa de los movimientos del suelo, los cuales deben ser resistidos por una estructura determinada. [11]

1.1.3.2. Peligrosidad sísmica en el Ecuador

El Ecuador es un país el cual posee una alta peligrosidad sísmica gracias a su ubicación y también a que se encuentra regido por dos tipos de fuentes sísmicas como son: subducción (interplaca e intraplaca) y corticales (superficiales). Definiendo cada uno de estos tipos de fuentes sísmicas se puede decir que las de subducción-interplaca (profundidad < 40 km) son las que involucra al roce de la placa de Nazca, la cual subduce bajo la placa Sudamericana, mientras que las de subducción-intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km), corresponde a los sismos generados por fallas normales de profundidad intermedia. Por otra parte, los sismos corticales (profundidad <40 km), corresponden a los sismos superficiales generados dentro de la placa Sudamericana. [12]

Figura 1:(a) Fuentes sísmicas tipo subducción - (b)Fuentes sísmicas tipo corticales.



Fuente: 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,”

1.1.3.3. Vulnerabilidad Sísmica

La vulnerabilidad sísmica se la puede definir como la predisposición que tiene un sistema a sufrir daño ante la presencia o la afectación de un sismo, y se encuentra directamente ligado a sus características físicas y estructurales, de acuerdo con los requisitos mínimos propuestos por una normativa. [13]

Para un buen estudio de vulnerabilidad es necesario tomar en cuenta aspectos importantes como los estructurales, funcionales, operativos y urbanos, los que ayudaran a obtener una mejor información para la prevención de desastres, planificación y organización del territorio. [13]

Al realizar un estudio de vulnerabilidad necesariamente se define la naturaleza y su alcance, tomando en cuenta que se encuentran establecidos por factores como el tipo de daño que se desea evaluar, el nivel de amenaza que predomina en la zona, la información obtenida de las estructuras y los datos vinculados a los daños observados al haber sido sometidos a sismos anteriores dentro de la zona de interés. [13]

Uno de los objetivos del estudio de vulnerabilidad sísmica es determinar en una edificación ya existente los puntos críticos que pudieran fallar al momento de ser sometidos a fuerzas sísmicas. La vulnerabilidad se debe evaluar tanto a elementos estructurales como para los no estructurales.[11]

1.1.3.3.1. Vulnerabilidad estructural

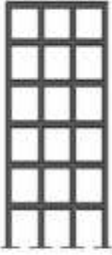
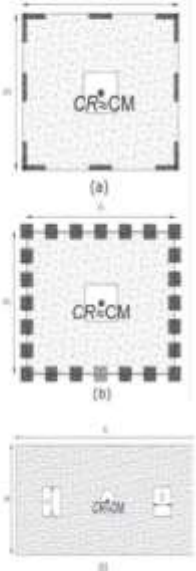

Este tipo de vulnerabilidad está relacionada directamente a la incidencia que provoca un sismo a los elementos del sistema estructural del cual está conformado la edificación, es decir los elementos que ayuda a mantener en pie a la estructura ante la ocurrencia de un sismo. [14]

Uno de los parámetros que rige este tipo de vulnerabilidad es la configuración de la estructura que posee las edificaciones, es por esto que, en la NEC-2015 se define las configuraciones más factibles y optimas, así como también las configuraciones estructurales complejas que se deberían evitar para prevenir una vulnerabilidad excesiva.[4]

- **Configuraciones óptimas (Recomendadas).**

Para que una estructura presente un rendimiento mucho mejor es recomendable que dicha estructura presente una configuración regular y en lo posible lo más simple que se pueda. En la Tabla 1 se presenta las configuraciones en planta y elevación recomendadas por la NEC-2015.[4]

Tabla 1: Configuración Óptima - NEC 2015.

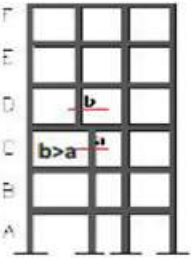
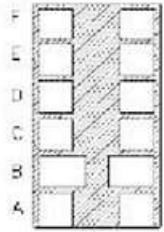
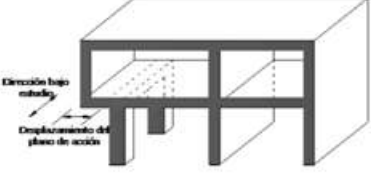
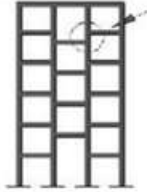
Configuración en Elevación $\text{OE}_i=1$		Configuración en Planta $\text{OP}_i=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas <u>aportados</u> , es constante en todos los niveles. $\text{OE}_i=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masas. $\text{OP}_i=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\text{OE}_i=1$			

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

- **Configuraciones complejas (No recomendadas).**

Este tipo de configuraciones presentan algunas irregularidades que producen que el sistema estructural no trabaje de una manera correcta o adecuada provocando diversos problemas que se presentan a continuación.[4]

Tabla 2: Configuraciones estructurales no recomendadas- NEC 2015.

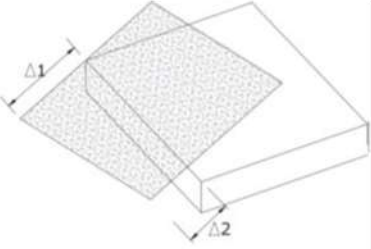
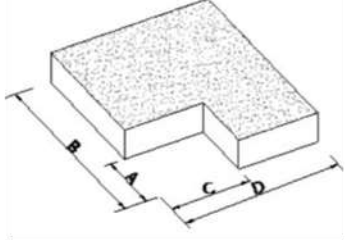
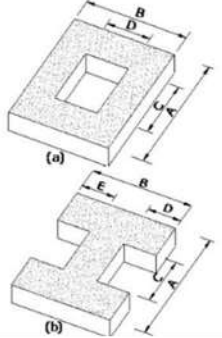
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente.

- **Irregularidades estructurales.**

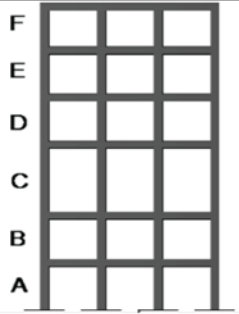
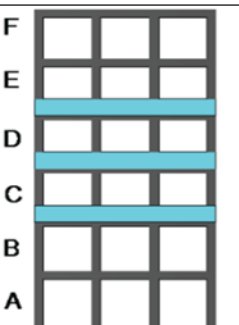
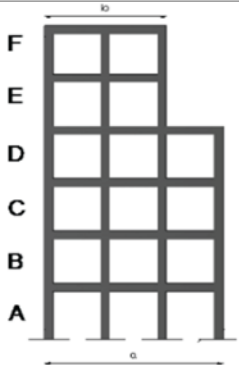
A continuación se presenta la caracterización de las irregularidades más comunes que se presentan en las construcciones y de la misma manera se presenta la manera de evaluación de cada una de estas.[4]

Tabla 3: Coeficiente de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 – Irregularidad torsional.</p> <p>$\phi_{Pi} = 0.9$</p> $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p>Tipo 2 – Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi} 0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 – Discontinuidades en el sistema de piso</p> <p>$\phi_{Pi}=0.9$</p> <p>a) $CxD > 0.5AxB$</p> <p>b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causas por</p>	

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente.

Tabla 4: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 – Piso flexible $\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D</p> <p>Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 – Distribución de masa $\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica $\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>$a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente.

Cada uno de estos coeficientes de irregularidad estructural penalizan a la estructura dependiendo de qué tipo y el número de irregularidades que se presenten en esta, tomando en cuenta que estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, de esta manera provee de mayor resistencia a la estructura pero no evitan el comportamiento deficiente de la estructura al presentar dichas irregularidades.[4]

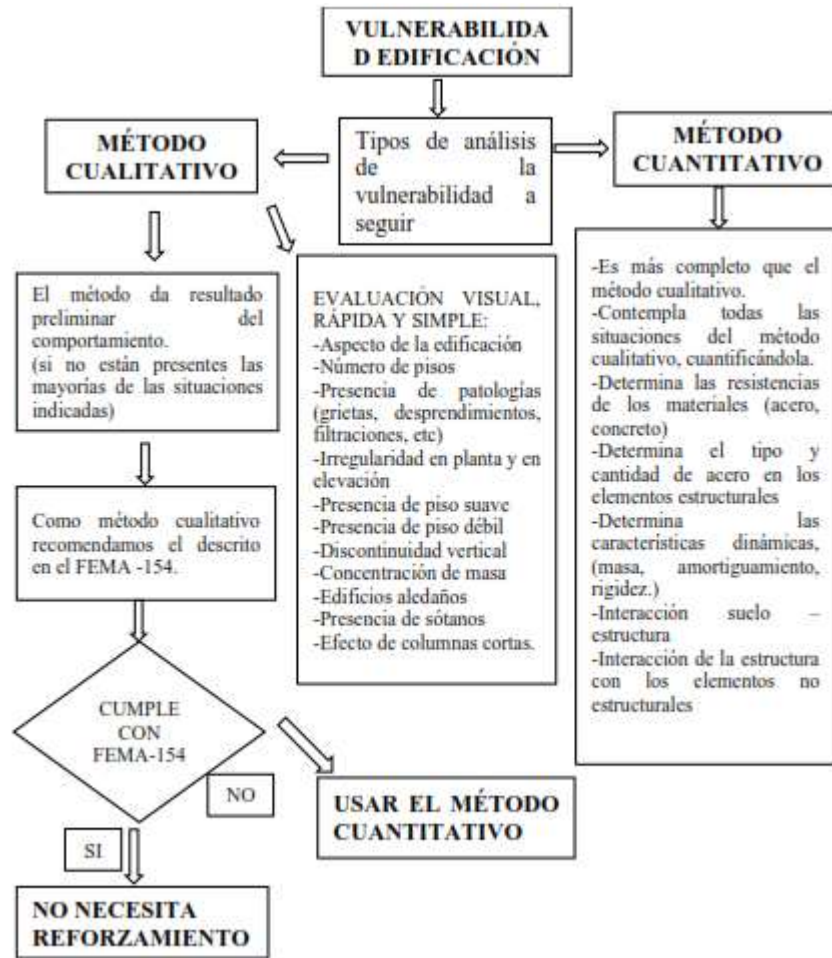
1.1.3.3.2. Vulnerabilidad No Estructural

Es una vulnerabilidad que se encuentra ligada a los daños que pueden aguantar los elementos no estructurales al momento de ocurrir un sismo, es decir que implica el daño o destrucción de los elementos que no conforman el sistema estructural de la edificación, pero tomando en cuenta que dichos elementos cumplen funciones importantes para el funcionamiento de la estructura tales como, elementos eléctricos, electrónicos, plomerías y algunos elementos que se encuentran unidos al sistema estructural como la mampostería, ventanas, puertas, cielos rasos, etc.[14]

1.1.3.4. Métodos para la Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica

En la actualidad se pueden encontrar diversas metodologías para poder determinar la vulnerabilidad sísmicas de las estructuras como: “FEMA-154 (1988), la ATC-13 (Applied Technology Council, 1985), el índice de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini (1984), Cardona y Hurtado (1990) y AIS (ASI y FOREC, 2001)”. Dichas normativas se basan en parámetros anteriormente mencionados destacando las más relevantes, siendo estas, el tipo y la capacidad del sistema estructural, la irregularidad en planta y elevación y el tipo de suelo. Cada uno de los métodos existentes para realizar estudios de vulnerabilidad tienen parámetros y metodologías que varían y es muy complicado poder agruparlos o acoplarlos. Por otra parte, el nivel en que las estructuras van deteriorándose se pueden describir mediante métodos cualitativos y cuantitativos.[5]

Figura 2: Proceso para la vulnerabilidad sísmica.



Fuente: J. Hernández, Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado existentes.

1.1.3.5. Métodos Cualitativos

Son métodos que fueron creados para poder evaluar de una manera rápida y eficaz la vulnerabilidad de las estructuras y se caracterizan principalmente por su facilidad y sencillez que poseen al ser aplicados. Estos métodos usan características muy generales de las estructuras, sirviendo como un análisis previo a un análisis con mayor detalle. Tienen una característica que, al momento de requerir la determinación de vulnerabilidad de una gran cantidad de estructuras, estos permiten realizar una evaluación extensa y rápida, pero tomando un nivel investigativo más subjetiva.[5]

El “FEMA 154” y la “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras”, prociónimo por la NEC-2015, son los formatos que se detallaran de una mejor manera.

1.1.3.5.1. Evaluación visual rápida (RVS) – FEMA 154

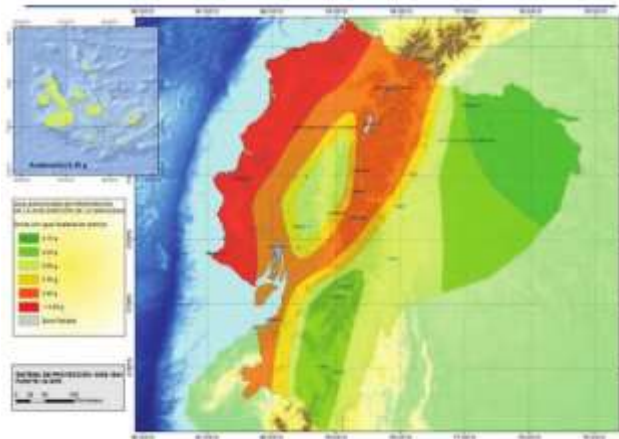
Esta inspección visual rápida, detallada en el “FEMA 154”, es una metodología que se usa para poder determinar si las estructuras se encuentran con algún grado de amenaza sísmica, y así poder identificar a las estructuras que posiblemente lleguen a sufrir un daño considerable al momento de verse sometidos a fenómenos sísmicos.

Para poder realizar la inspección visual rápida, el FEMA 154 proporciona algunos formularios para un mejor manejo de la información obtenida de la estructura que incluye: la ubicación de la estructura, nombre del edificio, número de pisos, área de construcción, año de construcción, fotografía de la edificación a evaluar, su uso y consta con un espacio para poder añadir un esquema de la edificación en planta y elevación.

Al momento de utilizar esta metodología es necesario tener en cuenta que se clasifican para las estructuras tomando en cuenta el grado de vulnerabilidad sísmica como: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta. De esta manera se puede determinar que estructuras se encuentran vulnerables, por tanto se debe seleccionar el formulario adecuado a la intensidad sísmica que tiene la zona en donde se encuentra la estructura que se desea evaluar.[9]

Para poder elegir de una manera adecuada uno de los formatos proporcionados por FEMA 154 anteriormente mencionados, es necesario saber en qué zona sísmica se encuentra ubicada nuestra estructura. Con ayuda de la NEC-2015, la cual brinda la información necesaria en el Capítulo 3 de la NEC-SE-DS correspondiente a Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, en el numeral 3.1 “Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico”, en donde proporciona los valores de un factor Z , que representa la aceleración máxima en roca para el sismo de diseño y se encuentra expresado en función de la gravedad.[4] A continuación se presentara las zonas sísmicas del Ecuador y los valores del factor Z correspondientes a las mismas en la Figura 3 y Tabla 5 respectivamente.

Figura 3: Zonas sísmicas del Ecuador para diseño y valoración del factor Z.



Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

Tabla 5: Valoración 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	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

El edificio del Honorable Consejo Universitario se encuentra ubicado en el campus de Ingahurco perteneciente a la Universidad Técnica de Ambato, zona que se encuentra considerada de alto peligro sísmico, tomando en valor de 0.4 e función de la gravedad. Por tanto, el formato correspondiente proporcionado por FEMA 154 será el segundo “HIGH Seismicity” (Alta Sismicidad) que se expondrá en la Tabla 6-7.

Tabla 6: Formado de evaluación NIVEL 1 (Alta Sismicidad) FEMA 154.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos												Nivel 1								
FEM A P - 154, Formulario de recolección de datos												ALTA SISMICIDAD								
FOTOGRAFÍA				Dirección: _____ Código Postal: _____																
				Otros Identificadores: _____																
CROQUIS				Uso: _____																
				Latitud: _____				Longitud: _____												
COMENTARIOS:				Evaluadores: _____ Fecha/Hora: _____																
				N° pisos: Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ EST				Área total en planta: (m²) _____				Año código: _____								
COMENTARIOS:				Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción: _____																
				Ocupaciones: Recreación Industrial Serv. Públicos				Comercial Oficinas Almacenamiento				Serv. Emerg. Educación Residencial, # Unidades: _____								
COMENTARIOS:				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 <input type="checkbox"/> DNK (Asumir Tipo D)																
				Peligros geológicos: Licuefacción: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK Golpeteo: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK								Deslizamientos: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK Ruptura de superficie: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK								
COMENTARIOS:				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"/> Antepedechos, barandas <input type="checkbox"/> Otros:				Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/>												
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				3.60	3.20	2.90	2.10	2.00	2.60	2.00	1.70	1.50	2.00	1.20	1.60	1.40	1.70	1.70	1.00	1.50
Irregularidad en elevación severa, VL1				-1.20	-1.20	-1.20	-1.00	-1.00	-1.10	-1.00	-0.80	-0.90	-1.00	-0.70	-1.00	-0.90	-0.90	-0.90	-0.70	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1				-0.70	-0.70	-0.70	-0.60	-0.60	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60	-0.40	-0.60	-0.50	-0.50	-0.50	-0.40	NA
Irregularidad en planta (PL1)				-1.10	-1.00	-1.00	-0.80	-0.70	-0.90	-0.70	-0.60	-0.60	-0.80	-0.50	-0.70	-0.60	-0.70	-0.70	-0.40	NA
Pre-Código				-1.10	-1.00	-0.90	-0.60	-0.60	-0.80	-0.60	-0.20	-0.40	-0.70	-0.10	-0.50	-0.30	-0.50	-0.50	0.00	-0.10
Post Referencia				1.60	1.90	2.20	1.40	1.40	1.10	1.90	NA	1.90	2.10	NA	2.00	2.40	2.10	2.10	NA	1.20
Tipo de suelo A o B				0.10	0.30	0.50	0.40	0.60	0.10	0.60	0.50	0.40	0.50	0.30	0.60	0.40	0.50	0.50	0.30	0.30
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)				0.20	0.20	0.10	-0.20	-0.40	0.20	-0.10	-0.40	0.00	0.00	-0.20	-0.30	-0.10	-0.10	-0.10	-0.20	-0.40
Tipo de suelo E (>3 pisos)				-0.30	-0.60	-0.90	-0.60	-0.60	NA	-0.60	-0.40	-0.50	-0.70	-0.30	NA	-0.40	-0.50	-0.60	-0.20	NA
Puntaje Mínimo, Smin				1.10	0.90	0.70	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	1.00
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL 1 ≥ Smin																				
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN				OTROS PELIGROS								ACCIÓN REQUERIDA								
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo <input type="checkbox"/> Ingreso				Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?								Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?								
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso				<input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos de SL2 > que el puntaje límite aceptable)								<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación								
Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No				<input type="checkbox"/> Peligro de objetos que pueden caer de edificaciones adyacentes								<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable.								
Fuente del tipo de suelo: _____				<input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F								<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes.								
Fuente de los Peligros Geológicos: _____				<input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural								<input type="checkbox"/> No								
Persona de contacto: _____												Se recomienda una Evaluación No Estructural?								
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?												<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados.								
<input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____ <input type="checkbox"/> No												<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada.								
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No												<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: Federal Emergency Management Agency, FEMA P-154

Tabla 7: Formado de evaluación NIVEL 2 (Alta Sismicidad) FEMA 154.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos. 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 diseño de edificios sísmicos.		Nivel 2 (Opcional) ALTA SISMICIDAD		
Nombre edificio: _____	Puntaje Final Nivel 2: SL2 = _____ (no se considera SM IN)			
Inspector: _____	Modificadores de irregularidad Ni 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	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto a otro	-1.2		
	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 arriestrada 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)	-0.6		
	Edificación W1A con aberturas frontales: 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, RM 1, RM 2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores a 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM 1, RM 2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que a mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
Nivel	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		
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 a 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		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más alta 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 a fina del bloque o manzana. El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-1		
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.	-1		
Edificación C1	Pocas 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 Readecuación)	0.3		
Edificación	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		
Readecuación	Una readecuación 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.				
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				
Se afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario de 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 no arriestrada 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 arriestrados. Otro pegro exterior observable no estructural que pueda caer.			
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de adirillo en gradas o corredores de salida			
	Otro pegro 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: Federal Emergency Management Agency, FEMA P-154

1.1.3.5.2. Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras (NEC-2015)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, proporciona una guía práctica para la evaluación sísmica “Guía 5”, en donde explica de una manera detallada como realizar una inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes denotado en el capítulo 5 de la misma guía. El formato para evaluación de la NEC

2015 está basado en los formatos del FEMA 154, que se presentará a continuación en la Tabla 8.[8]

Tabla 8:Formulario de evaluación sísmica NEC-15

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION DE LA 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 de construcción en m²:												
	DATOS DEL PROFESIONAL												
	Nombre del evaluador:												
	C.I.:												
Registro Senescyt:													
FOTOGRAFÍA													
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	W1	Portico Hormigón Armado					C1	Portico acero laminado					S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con					C2	Portico acero laminado con diagonales					S2
Mampostería reforzada	RM	Portico H. Armado con mampostería confinada sin					C3	Portico acero doblado en frío					S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado					PC	Portico acero laminado con muros					S4
								Portico acero con paredes mampostería					S5
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJES FINALES													
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
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0
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	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construcción 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
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-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 SÍSMICA													
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2.>S>2.5	Media vulnerabilidad												
S>2.5	Baja vulnerabilidad												
													Firma responsable de la Evaluación
OBSERVACIONES:													

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, NEC 2015.

Tanto el FEMA 154 como la NEC 2015 plantean una clasificación para los distintos sistemas estructurales que se deben tomar en cuenta al momento de realizar la evaluación con los distingos formatos ya presentados. En las Tablas 9 - 10 se presentará los sistemas establecidos por el FEMA 154 y la NEC 2015 respectivamente.

Tabla 9: Clasificación de sistemas estructurales según FEMA 154.

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

Fuente: Federal Emergency Management Agency, FEMA P-154

Tabla 10: Clasificación de sistemas estructurales según 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	S3
Mixta hacer-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero Laminado con diagonales de hormigón armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, NEC 2015.

Haciendo una comparación con respecto a las dos tablas anteriores, se puede observar que tanto el FEMA 154 como la NEC 2015, tienen sistemas similares como:

- (W): Sistema caracterizado por tener a la madera como principal material de construcción.
- (URM): Sistema constituido por mampostería sin reforzar como bloque o ladrillo, presentando una deficiencia en su comportamiento inelástico.
- (RM): Sistema de mampostería reforzada, que gracias a sus trabas entre la mampostería ayuda a resistir eventos sísmicos.
- (C): Sistema de Hormigón Armado, incluyendo a todos los tipos de estructura construidas con dicho material.
- (S): Sistemas estructurales construidos con Acero, incluyendo todas las estructuras sin tomar el tipo de Acero que se use.
- (PC): Sistemas de Concreto Prefabricado, tomando en cuenta que este tipo de concreto se lo realiza en laboratorios con todas las condiciones necesarias para posteriormente llevar al sitio en donde se lo requiere. [9]

Para poder dar una puntuación a la estructura es necesario de estas clasificaciones, las cuales están relacionadas con la tipología del sistema estructural, altura de la edificación, irregularidades que se presenten tanto en planta como elevación, un código de construcción, que se basa según la norma usada para el diseño de la estructura y el tipo de suelo en donde se encuentra emplazada la edificación.[9][8]

Tabla 11: Puntuación Básico, Modificadores y Puntaje final Nivel.

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		3.60	3.20	2.90	2.10	2.00	2.60	2.00	1.70	1.50	2.00	1.20	1.60	1.40	1.70	1.70	1.00	1.50	
Irregularidad en elevación severa, VL1		-1.20	-1.20	-1.20	-1.00	-1.00	-1.10	-1.00	-0.80	-0.90	-1.00	-0.70	-1.00	-0.90	-0.90	-0.90	-0.70	NA	
Irregularidad en elevación moderada VL1		-0.70	-0.70	-0.70	-0.60	-0.60	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60	-0.40	-0.60	-0.50	-0.50	-0.50	-0.40	NA	
Irregularidad en planta (PL1)		-1.10	-1.00	-1.00	-0.80	-0.70	-0.90	-0.70	-0.60	-0.60	-0.80	-0.50	-0.70	-0.60	-0.70	-0.70	-0.40	NA	
Pre-Código		-1.10	-1.00	-0.90	-0.60	-0.60	-0.80	-0.60	-0.20	-0.40	-0.70	-0.10	-0.50	-0.30	-0.50	-0.50	0.00	-0.10	
Post Referencia		1.60	1.90	2.20	1.40	1.40	1.10	1.90	NA	1.90	2.10	NA	2.00	2.40	2.10	2.10	NA	1.20	
Tipo de suelo A o B		0.10	0.30	0.50	0.40	0.60	0.10	0.60	0.50	0.40	0.50	0.30	0.60	0.40	0.50	0.50	0.30	0.30	
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)		0.20	0.20	0.10	-0.20	-0.40	0.20	-0.10	-0.40	0.00	0.00	-0.20	-0.30	-0.10	-0.10	-0.10	-0.20	-0.40	
Tipo de suelo E (>3 pisos)		-0.30	-0.60	-0.90	-0.60	-0.60	NA	-0.60	-0.40	-0.50	-0.70	-0.30	NA	-0.40	-0.50	-0.60	-0.20	NA	
Puntaje Mínimo, S _{min}		1.10	0.90	0.70	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	1.00	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, S _{L1} ≥ S _{min}																			

Fuente: Federal Emergency Management Agency, FEMA P-154

Tabla 12: Puntaje Básico, Modificadores y Puntaje final S, NEC 2015

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje 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 LA EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1		
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5		
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, NEC 2015.

Una vez terminada la Inspección Visual Rápida, se debe determinar el puntaje final S para la edificación que se evaluó, sumando o restando cada uno de los valores que el evaluador identificado en los modificadores de los formatos usados, posterior al

cálculo se debe señalar el grado de vulnerabilidad de la edificación y determinar los siguiente:

- Si S , es mayor a 2.5 ($S > 2.5$), se considera que la edificación tiene una vulnerabilidad baja.
- Si S esta entre 2 y 2.5 ($2 < S < 2.5$), se considera que la edificación tiene una vulnerabilidad media.
- Si S , es menor a 2 ($S < 2$), se considera que la edificación tiene una vulnerabilidad alta.[8]

El puntaje final S que se obtiene después de todo el procedimiento de evaluación, no es más que una apreciación o bien una probabilidad que tiene una estructura a colapsarse al momento de ser sometido a fuerzas sísmicas. [8]

1.1.3.6. Métodos Cuantitativos

Este tipo de métodos son mucho más detallados que los cualitativos, por tanto, requieren datos más precisos como la resistencia de los materiales con los que está conformada la estructura, establece una relación suelo – estructura y evalúa el comportamiento sismorresistente basándose en las normas del país con las que se rigen las construcciones. Dentro de estos análisis más detallados se encuentran los análisis lineales y no líneas, los mismos que se pueden subdividir en estáticos y dinámicos.[5][15]

1.1.3.6.1. Análisis Estático No Lineal (NSP)

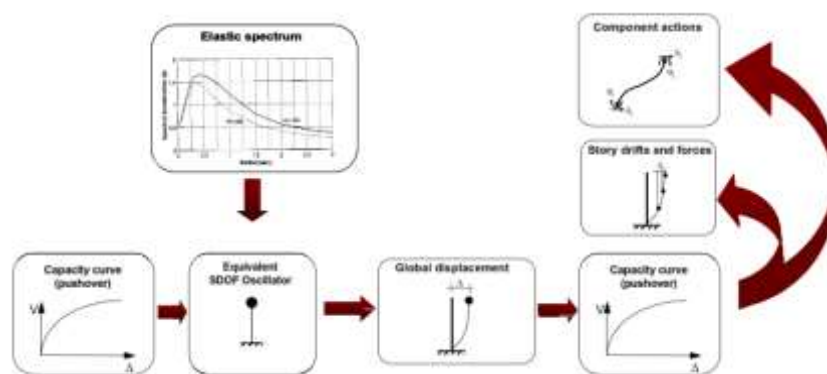
El un análisis en el cual se toma en cuenta directamente la respuesta inelástica que poseen los materiales para un desplazamiento objetivo, de esta manera poder establecer las deformaciones internas y cuantificarlas. Por otra parte, se necesita realizar un análisis no lineal cuando las estructuras han sido afectadas o sometidas a movimientos sísmicas, en donde presentan daños considerables lo cual lleva a que los elementos resistentes excedan su capacidad elástica. [16]

Con respecto a este tipo de análisis, se puede definir varios métodos para la evaluación de estructuras que ayudan a comparar la capacidad de la edificación con respecto a la demanda sísmica a la cual podría verse expuesta. El método de análisis estático no lineal tiempo-historia, es el método más completo y por consiguiente con mayor

complejidad volviéndolo impráctico con relación a métodos más simplificados como el denominado Push-over.[16]

Es un análisis el cual transforma modelos de sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF) a un modelo de sistemas simples de un grado de libertad (SDOF) equivalente y representa los sismos con espectros de respuesta que provocan desplazamientos máximos globales, derivas de piso, fuerzas y las acciones de los componentes están relacionadas con la demanda global de la curva de capacidad.[2]

Figura 4: Procedimientos estáticos no lineales.



Fuente: FEMA 440

Existe información indispensable que se debe obtener para poder realizar un Análisis Estático No Lineal como:

- Características de cada material.
- Geometría de las secciones de elementos estructurales y la disposición respectiva de los aceros de refuerzo.
- Acciones gravitacionales (carga muerta y carga viva).
- Resistencia de vigas y columnas.
- Ubicación de posibles formaciones de rotulas plásticas en elementos estructurales.

Basándose en la norma ATC-40 (Applied Technology Council), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, el desempeño de una estructura está ligada a su propia capacidad de resistir una demanda sísmica, y a la compatibilidad con los

objetivos de diseño. Es por eso que los procedimientos de análisis no lineal, necesita la determinación de 3 parámetros fundamentales como: capacidad, demanda y desempeño.[17]

1.1.3.6.2. Capacidad Estructural

Es una característica la cual depende directamente de la resistencia y capacidad de poder deformarse de cada uno de sus componentes individualmente. Para poder determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite plástico, es necesario realizar un análisis no lineal, en este caso el Pushover, que realiza una serie de análisis estáticos de manera repetitiva para luego ser sobrepuestos para determinar un diagrama fuerza-desplazamiento de toda la estructura.[17]

En cada paso de este método se van realizando modificaciones en su modelo matemático, para tomar en consideración la disminución de rigidez de los componentes que llegaron a su fluencia, posteriormente se realiza un incremento en la fuerza externa para provocar que otros elementos puedan llegar a su fluencia. Dicho procedimiento se realizará hasta que la estructura se vuelva inestable o llegue a sus límites establecidos. [17]

1.1.3.6.2.1. Curva de Capacidad

La Curva de Capacidad es una curva que relaciona las fuerzas generadas a nivel de la base de la estructura, es decir el Cortante Basal (V), con respecto a los desplazamientos (D) correspondiente a nivel superior de la estructura. Esta curva se la construye generalmente para poder representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante.[18] Tomando en cuenta que esto generalmente es válido para estructuras con periodos propios menores a 1s, mientras que para estructuras más flexibles se debe realizar un análisis donde se considere la influencia de los modos más altos de vibración.[17]

En la Figura 5 se encuentra representado la Curva Capacidad en donde se aprecia que el eje X (abscisas) corresponde a los desplazamientos del techo, mientras que en el eje Y (ordenadas) corresponde al cortante en la base, es decir a las cargas laterales aplicadas en la estructura.[18]

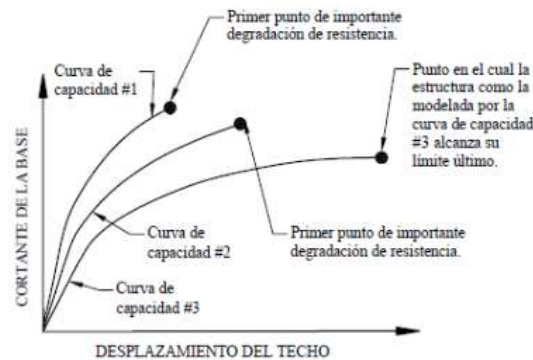
Figura 5: Curva de capacidad.



Fuente: Applied Technology Council ATC-40

Para poder representar de una mejor manera la degradación de la resistencia que se produce por el incremento de cargas laterales es necesario realizar o crear tantas curvas Pushover como sea posible. A continuación, se ilustra el proceso de pérdida de resistencia, en la cual se muestra una curva 1, en donde se detalla el primer punto de degradación de resistencia, en el cual se revisa el modelo para indicar los elementos que se han degradado y posteriormente comenzar una nueva curva de capacidad.[16]

Figura 6: Múltiples curvas de capacidad-Modelo de degradación de resistencia.



Fuente: FEMA 440

1.1.3.6.2.2. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad es un procedimiento el cual ayuda a la determinación del punto de desempeño que posee una estructura al momento de ser sometidas a fuerzas y movimientos sísmicos de diferente intensidad. Para poder obtener el espectro de capacidad es necesario cambiar cada punto que constituye la curva de capacidad

(Pushover) a un formato ADRS (Espectro de respuesta Aceleración - Desplazamiento).[19]

Para realizar la transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, principalmente se debe realizar un análisis modal de la estructura en estudio para conocer las propiedades dinámicas que presente dicha estructura como: el factor de participación modal y los modos de vibración.[20]

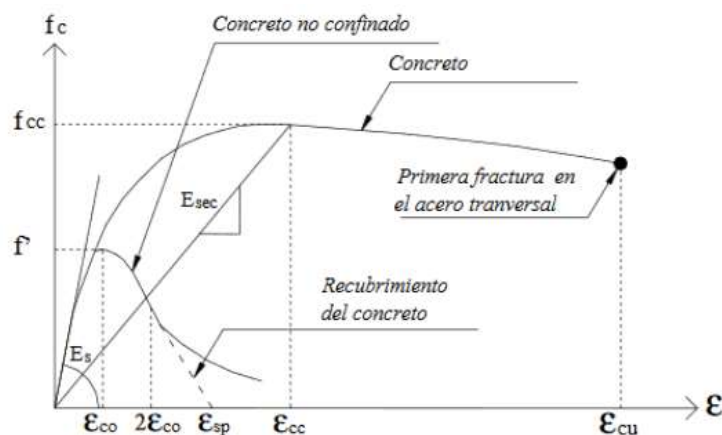
1.1.3.6.3. Modelos de comportamiento de los materiales de construcción.

Hormigón

Existen varios modelos para definir el comportamiento del hormigón, pero aquellos usados para el diseño en el rango lineal, no destellan el aumento favorable de ductilidad que proporciona el refuerzo transversal en elementos estructurales. Es decir que es necesario el aumento de refuerzo transversal en los elementos estructurales sabiendo que son elementos resistentes a sismos, en donde se espera se produzca formaciones de rotulas plásticas.[21]

El modelo propuesto por Mander si considera este aumento de ductilidad anteriormente mencionado, por lo que lo hace un modelo adecuado para ser usando en un análisis no lineal, en la Figura 7, se puede observar la variación de resistencia a compresión, entre hormigón confinado y hormigón no confinado.[21]

Figura 7: Modelo de comportamiento del Hormigón (Mander).

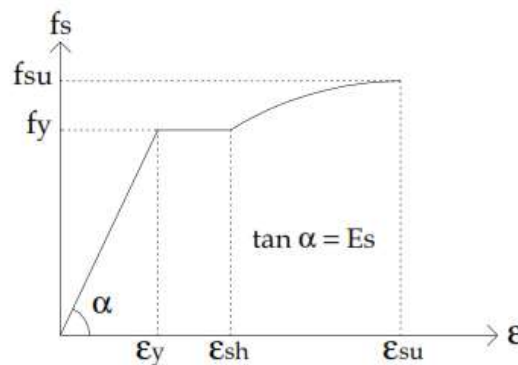


Fuente: J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, "THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE,"

Acero

De la misma manera que el hormigón, es necesario conocer de manera detallada la curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo para poder llegar a un mejor comportamiento de las estructuras ante una acción sísmica. El modelo de Park y Paulay a comparación de otros modelos, sí considera el endurecimiento por deformación que presenta el acero. En esta curva se encuentra formada por tres zonas: zona elástica lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por la deformación, tal como se presenta en la Figura 8. [22]

Figura 8: Modelo de comportamiento del Acero (Park)



Fuente: M. A. Escamilla García, “Estudio Comparativo de las Tendencias Actuales del Método del Empujón Para la Evaluación de Estructuras Reticulares”

1.1.3.6.4. Rotulas plásticas

Las rotulas plásticas con dispositivos de amortiguamiento de energía, las cuales permiten la rotación de la deformación plástica, la misma que se utiliza para poder representar la deformación de una sección donde se produce flexión.[23]

Para el método de análisis estático no-lineal (Pushover), es necesario asignar “Rotulas Plásticas” en los extremos de los elementos tanto en vigas como en columnas, las cuales ayudan a representar los mecanismos de falla que se generan por los incrementos de cargas laterales.[16]

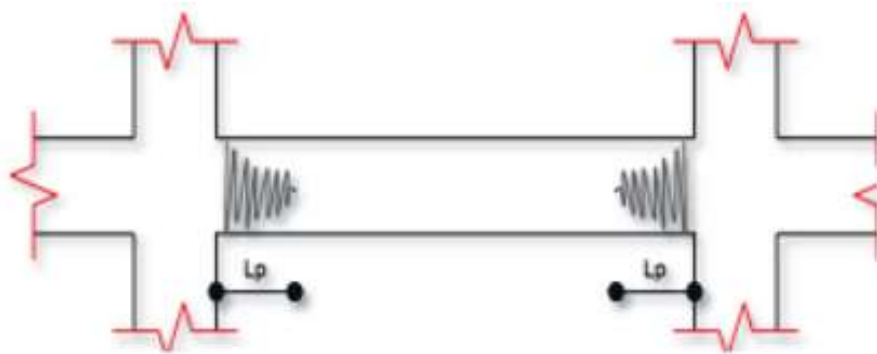
Definición de rotulas plasticas.

Es importante definir rotulas plasticas en cada uno de los elementos resistentes de la estructura (vigas, columnas) para poder indentificar los mecanismos de fallas que

presentará la estructura al ser sometidos a fuerzas sísmicas o fenómenos que afecten a la edificación. Para poder definir las rotulas plasticas en vigas es necesario guiarse por los diagramas de momento-curvatura, mientras que para definir las encolumnas se usa los diagramas de interacción.[16]

T. Paulay & M. Prensley (1992) presenta que se debe hacer una simplificación en los esfuerzos ocasionados en los extremos de los elementos sismorresistentes, ya que en los marcos sometidos a fuerzas sísmicas los mayores esfuerzos son generados en los extremos de dichos elementos, y por lo tanto se definen los posibles puntos de rotulas plasticas. Para poder definir las rotulas plasticas se debe considerar una longitud plastica de los elementos, la cual se puede asumir la mitad del peralte de la sección, $d/2$.

Figura 9: Longitud de rotulas plásticas.



Fuente: I. V. Centeno Reyes, “Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero,”

Para la definición de rotulas plasticas no existe un método fácil y directo para poder elegir la longitud plastica de cada una de los elementos, pero en la norma FEMA 356, proponen parámetros para dichas definiciones. Por lo general esta longitud es una fracción de una de las dimensiones del elemento como el peralte de cada sección.[16]

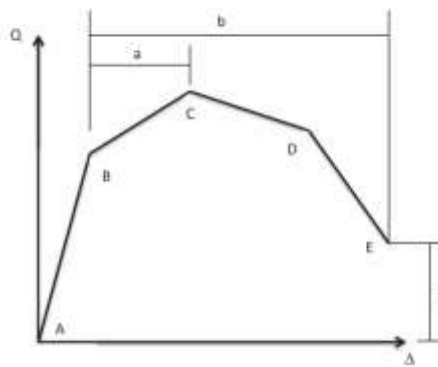
Tomando en cuenta que la estructura analizada en el presente trabajo es a mediados de 1980, y que es una estructura de acero conformada por perfiles conformados en frío se definirá las rotulas plasticas tanto en vigas como columnas al 5% y al 95% de la

longitud libre de los elementos, de esta manera se puede definir en el modelo que la unión iga columna llegue a fallar.

Curva de deformación plástica

Conocer comportamiento de los componentes y elementos de una estructura es fundamental para poder realizar un correcto modelamiento al momento de realizar un análisis estático no lineal, basándose en el uso de relaciones que definan el comportamiento de los elementos bajo deformaciones que van incrementado a medida que aumenta la carga aplicada. El FEMA 356 proporciona una representación de esta relación entre la fuerza y la deformación que se muestra en la Figura 10.

Figura 10: Relación Fuerza-Deformación para elementos de acero conformados en frío.



Fuente: FEMA 356 – ASCE 41-17

En la Figura 10, se puede observar que las deformaciones se pueden expresar de distintas maneras como curvatura, rotación o elongación y existen algunos parámetros como “a” y “b” que se refieren a la deformación que ocurre después de la fluencia, es decir representa las deformaciones inelásticas. Por otra parte el parámetro “c” define la resistencia reducida después del desenso comprendido entre C y D, cada uno de estos parámetros se encuentran definidos numéricamente en función del tipo de elemento estructural, su tipo de falla, el confinamiento, características geométricas y estructurales. [24]

Si la Figura 10 se encuentra asociada a tensión o a flexión, la resistencia definida por el parámetro $Q/Q_y=1$, define el valor de la fluencia después de que el elemento presenta un endurecimiento a medida que se va deformando. Por otra parte si se

encuentra relacionada con la compresión, $Q/Q_y=1$ representa el valor donde el concreto comienza a presentar agrietamientos seguidos de un endurecimiento por la deformación del refuerzo longitudinal y el homigón confinado. Por último si se encuentra relacionada con la resistencia a cortante, $Q/Q_y=1$, es la resistencia a cortante de diseño.[18] [24]

En la Tabla 13 se presentan los valores establecidos por el ASCE 41-17 para poder modelar cada parámetro del diagrama explicado anteriormente y los criterios de aceptación para los niveles de desempeño de acuerdo con el tipo de elementos estructurales, en este caso vigas y columnas de acero conformados en frío.

Tabla 13: Criterios y parámetros de aceptación para elementos de acero conformado al frío.

Table 9-10. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Cold-Formed Steel Light-Frame Components

		Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
		Δ/Δ_y	Residual Strength Ratio		Inelastic Deformation ($\Delta_{inelastic}/\Delta_y$)		
			a	b	c	IO	LS
CFS Light-Frame Construction, Shear Wall System^{a,b}	Height/Width Ratio (h/b)						
Wood Structural Panel							
Structural 1 Plywood	≤ 2	2.3	4.0	0.3	0.7	2.8	4.0
Oriented Strand Board (OSB)	≤ 4	3.4	6.5	0.3	1.2	4.6	6.5
Canadian Soft Plywood (CSP)	≤ 2	2.7	4.5	0.3	0.9	3.1	4.5
Canadian Soft Plywood (CSP)	4"	2.4	3.2	0.6	0.6	2.2	3.2
Douglas Fir Plywood (DFP)	≤ 2	2.3	4.0	0.3	0.7	2.8	4.0
Steel Sheet Sheathing	≤ 2	2.9	8.2	0.6	1.0	5.9	8.2
Steel Sheet Sheathing	4"	1.8	2.5	0.8	0.3	1.6	2.5
Gypsum Board Panel	≤ 2	5.2	13.8	0.6	2.1	10.1	13.8
Fiberboard Panel	≤ 2	2.0	3.9	0.4	0.5	2.7	3.9
Plaster on Metal Lath	≤ 2.0			0.2	1.1	3.0	4.0
CFS Light-Frame Construction, Strap-Braced Wall Systems^{a,b}	Height/Width Ratio (h/b)						
Flat strap	≤ 2	6.9	8.4	0.8	2.5	6.1	8.4
Flat strap	4"						
Dogbone strap	≤ 2	9.2	10.1	0.6	3.2	7.3	10.1
Flat strap with 1 or 2 plies of gypsum board	≤ 2	2.2	5.8	0.9	0.65	4.1	5.8
CFS Light-Frame Construction Diaphragms	Length/Width Ratio (L/b)						
Wood Structural Panel, unblocked, chorded	≤ 4						[Reserved]
Wood Structural Panel, blocked, chorded	≤ 4						[Reserved]
CFS Members							
CFS Member in Flexure		$\frac{\theta_x}{\theta_y} - \frac{\theta_z}{\theta_y}$	$\frac{\theta_x}{\theta_y} - \frac{\theta_z}{\theta_y}$	$\frac{M_x}{M_y}$	$\frac{\theta_x}{\theta_y} \leq 0.67 \frac{\theta_z}{\theta_y}$	$0.75 \frac{\theta_x}{\theta_y}$	$\frac{\theta_x}{\theta_y} - \frac{\theta_z}{\theta_y}$
CFS Member in Compression							[Reserved]
CFS Connections							
Screws—steel to steel (33 to 97 mil sheet)		5	25	0.9	2.0	18.5	25
Screws—wood to steel							[Reserved]
Bolts—steel to steel							[Reserved]

Notes: Median values are provided, and variation across sheet thickness and fastener size and type can be significant. CFS = Cold-formed steel.

^a Components are permitted to be classified as secondary components or nonstructural components, subject to the limitations of Section 7.2.3.3. Acceptance criteria need not be considered for walls classified as secondary or nonstructural.

^b Components with aspect ratios exceeding maximum listed values are not considered effective in resisting seismic forces.

^c Linear interpolation between aspect ratios for determination of m-factors is permitted.

FUENTE: Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificaciones Existentes. ASCE

1.1.3.6.4.1. Rotulas plásticas por el modelo de las fibras

El método de fibras para la asignación de rotulas plásticas se lo considera como un método mucho más exacto y realista en comparación con el método de rotulas fuerza-momento, tomando en consideración que su coste computacional se incrementa en un alto porcentaje. [25]

Este método también denominado “Método de las dovelas” expone que para cada uno de los puntos en el diagrama momento-curvatura, existe una curvatura, por lo tanto, para poder determinar los otros puntos necesariamente se incrementa la curvatura. Las bases para el desarrollo de este método fueron de los estudios realizados por Mander en 1984, que radica en dividir una sección de hormigón en un número finito de elementos tomando en cuenta que los refuerzos de acero se encuentran completamente definidas. La deformación de una sección se rige por: [26]

$$\epsilon(z) = d\epsilon_0 + zd\phi \quad \text{Ec.1}$$

Donde:

$d\epsilon_0$ = Deformación en el centroide de la sección.

z = Distancia medida desde el eje de referencia.

Z_i = Si la distancia va al centro de una dovela.

Z_j = Si la distancia va hasta una fila de acero.

$d\phi$ = Curvatura para la sección que se encuentra en evaluación.

Las resultantes de carga axial (N) y momento (M), basadas en:

$$N = \int E d \epsilon dA \quad \text{Ec.2}$$

$$M = \int E d \epsilon z dA \quad \text{Ec.3}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad.

$d\epsilon$ = Deformación de la fibra.

dA = Área de la dovela de hormigón, o áreas de fibras de acero.

$$\Delta N = \left(\sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} \right) d\epsilon_0 + \left(\sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} z_j \right) d\phi$$

Ec.4

Donde:

NCC= Número de dovelas en que se divide la sección.

NSS= Número de filas de acero a considerar.

f_{ci}, f_{si} = Esfuerzos de hormigón y acero.

Procedimiento de cálculo:

1. Para un nuevo incremento de curvatura, se tiene:

$$d\phi_{i+1} = d\phi_i + \Delta\phi \quad \text{Ec.5}$$

2. Se determina el cambio de centroide de deformación para el equilibrio de fuerzas con ayuda de la ecuación 4. Principalmente se considera que $\Delta N = P_0; \Delta N$, es decir que es igual a la carga axial que actúa en la sección y en los pasos posteriores tenemos que $\Delta N = P_0 - \Delta N$.

$$\Delta\epsilon_0 = \frac{(\Delta N^* - E_x \Delta\phi)}{E_a}$$

Ec.6

$$E_a = \sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj}$$

Ec.7

$$E_x = \sum_{i=1}^{NCC} f_{ci} A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{NSS} f_{sj} A_{sj} z_j$$

Ec.8

3. El aumento en la deformación centroidal calculado se va acumulando a la deformación $d\epsilon_0$, de esta manera se obtiene la deformación en cada dovela y fila de acero con ayuda de la ecuación 1.

$$d\epsilon_0 = d\epsilon_0 + \Delta\epsilon_0 \quad \text{Ec.9}$$

$$\epsilon(z) = d\epsilon_0 + zd\phi \quad \text{Ec.10}$$

4. Con ayuda de las ecuaciones 2 y 3, se obtiene la nueva carga axial y momento trabajando de una manera discreta, es decir primero con el hormigón y luego añadiendo el aporte del acero. Si la carga axial N calculada es aproximadamente igual que la carga P_0 , se continúa calculando, si no se deberá repetir el proceso de cálculo tomando como punto inicial el paso 2, $\Delta\phi = 0$. [26]

Para poder definir rotulas plásticas por medio de fibras con ayuda de una sucesión de puntos a lo largo de la sección transversal, cada punto simboliza un área tributaria y posee su propia curva de esfuerzo-deformación, y además existen varios modelos de histéresis disponibles pudiendo ser diferentes en cada material existentes en la rotura. Las rotulas por fibras son usadas para poder definir la fuerza axial aplicada y el comportamiento a flexión biaxial en una posición en la longitud de una sección armada. Es posible asignar rotulas plásticas de una manera manual o crease automáticamente para secciones armados, incluyendo el diseñador de secciones. [27]

Con ayuda del comportamiento de cada una de las fibras en una sección transversal y al ser multiplicados por la longitud de la rótula, se obtiene como resultado la relación fuerza-deformación axial y de la misma manera el momento de rotación biaxial. Hay que tomar en cuenta que el esfuerzo (σ) y la deformación (ϵ) será el mismo mientras que el material es uniaxial, isotrópico, orto trópico o anisotrópico, además el comportamiento a corte no se toma en cuenta en el método por fibras, pero se lo puede calcular comúnmente con ayuda del módulo de corte lineal. [25][27]

1.1.3.6.5. Demanda

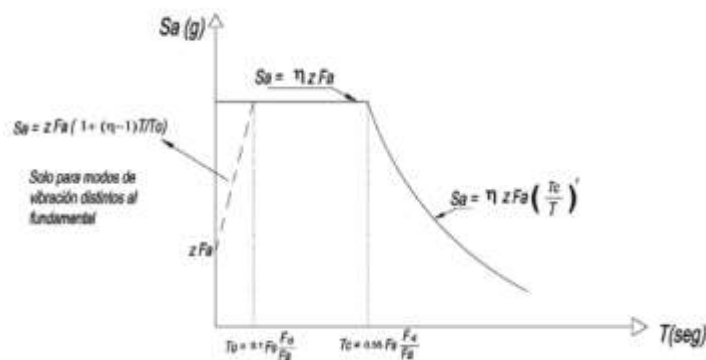
La demanda de la estructura es dependiente del sismo de diseño o del desplazamiento máximo (Derivas), y se la considera como una representación de la máxima respuesta esperada durante un sismo. Para los métodos no lineales es más eficiente el uso de un

conjunto de desplazamientos laterales tomándolos como condiciones de diseño.[28][22]

1.1.3.6.5.1. Espectro de Diseño

El Espectro de Diseño se basa en algunas condiciones como: geológicas, tectónicas, sismológicas y el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura, todas estas condiciones se encuentran definidas en las normas de cada país, en el caso del Ecuador la norma que provee todas estas condiciones o parámetros es la NEC 2015[29]

Figura 11: Espectro Elástico de Diseño.



Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismorresistente

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado, este depende de la región en donde se construirá.

$$\eta = 1.80 \text{ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)-}\zeta.$$

$$\eta = 2.48 \text{ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.}$$

$$\eta = 2.60 \text{ Provincias del Oriente.}$$

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que presenta el sismo de diseño.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g . [4]

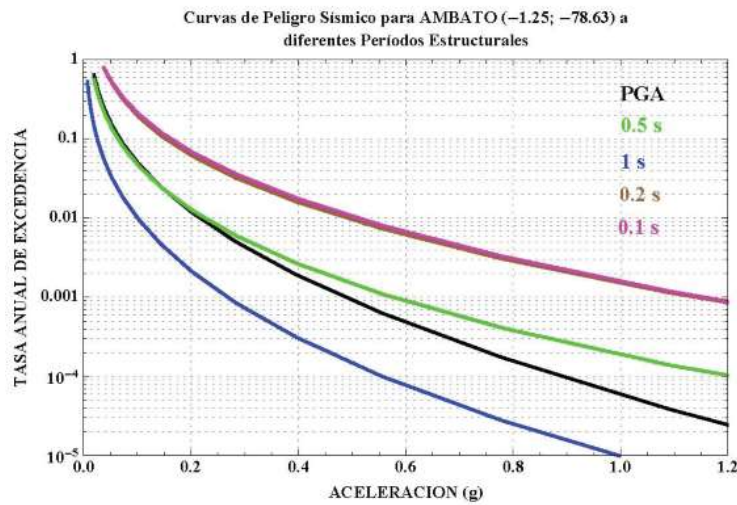
Zonificación sísmica y factor de zona Z

Es muy importante conocer el lugar en donde se pretende construir las estructuras, ya que es necesario determinar en que zona se va a trabajar para poder determinar el factor Z , anteriormente definido, en la Figura 3 y Tabla 5 se muestra con mejor detalle las zonas y el valor que tiene cada una de estas. [4]

1.1.3.6.5.2. Curvas de peligro sísmico

La NEC-15 proporciona una serie de curvas de peligro sísmico probabilística para las capitales de cada provincia de nuestro país, la cual relaciona la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. [4]

Figura 12: Curva de peligro sísmico para Ambato (NEC-15).



Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

Geología Local

Uno de los parámetros que se debe considerar, es el tipo de suelo que se encuentra en la zona de construcción y sus respectivos coeficientes, los cuales dependerán del tipo de suelo. Estos parámetros se detallan en el Anexo A y B respectivamente.[4]

1.1.3.6.6. Desempeño

El desempeño de una estructura se define como la manera en que la capacidad pueda manera la demanda sísmica. Es decir que la estructura debe ser capaz de resistir la demanda, de tal manera que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos del desempeño. Una vez verificado la capacidad y la demanda de la estructura, se puede evaluar el desempeño de la misma, la cual ayudara a verificar que los componentes estructurales y no estructurales no presenten daños más allá de los límites aceptables de los objetivos del desempeño.[30]

1.1.3.6.6.1. Niveles de Desempeño

Un nivel de desempeño describe una condición límite de daño que se la puede considerar satisfactoria para una estructura para un movimiento del suelo determinado. Esta condición límite se define por los daños físicos de la estructura, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes y el funcionamiento posterior al movimiento sísmico.[30]

El ATC-40 y el FEMA – 356, proponen una clasificación de los niveles de desempeño tomando en cuenta los componentes estructurales y no estructurales, de tal forma que la combinación de estos dos provee el nivel de desempeño de la estructura.[30]

Niveles de Desempeño Estructural

- **Ocupación Inmediata (S-1):** Es el estado de daño posterior al sismo en el cual solo se ha producido daños en elementos estructurales muy limitados, es decir que sistemas básicos de resistencia a la fuerza vertical y lateral conservan casi toda su rigidez natural.[31]
- **Daño Controlado (S-2):** Se define como el rango que se encuentra entre el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (SP-1) y el Nivel de Desempeño Estructural Seguridad de Vida (SP-3).[31]
- **Seguridad de Vida (S-3):** Es un estado posterior a la actividad sísmica, que incluye daños a los elementos estructurales, pero no agotan en su totalidad los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, pero el riesgo de vida de los ocupantes debido a los daños de los elementos estructurales es muy bajo.[31]
- **Seguridad Limitada (S-4):** Es un estado de daño que se encuentra entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, con un alto peligro a la vida de los ocupantes y algunas partes de la estructura pueden necesitar de un reforzamiento para poder llegar a garantizar el nivel de seguridad. [31]
- **Estabilidad Estructural (S-5):** Es un nivel que presentan daños sustanciales en el sistema, pérdida de la rigidez y resistencia en los elementos estructurales en el cual la estructura está muy cerca de mostrar un colapso total o parcial. Tomando en cuenta que el sistema de cargar verticales continua en funcionamiento, hay un alto riesgo de producirse el colapso gracias a las posibles replicas. Se consideran reparaciones estructurales muy significativas.[31]

- **No Considerado (S-6):** No es un nivel de desempeño estructural, por tanto, es utilizado en ocasiones para evaluar daños sísmicos no estructurales y poder realizar un reforzamiento.[31]

Niveles de Desempeño No Estructural

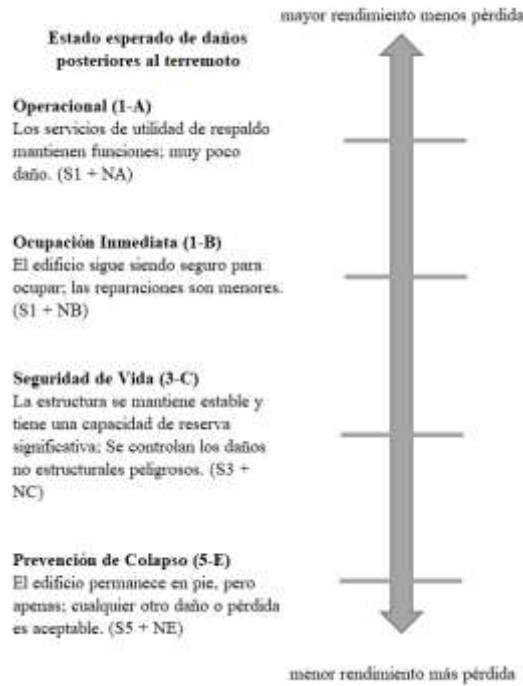
- **Operacional (N-A):** Definido como un estado de daño posterior al sismo, en el cual los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas de servicio de la estructura sigan en funcionamiento, aunque se pueda requerir de limpieza o de reparaciones menores en algunos elementos.[31]
- **Ocupación Inmediata (N-B):** Es un estado de daño posterior al sismo en el cual se presentan daños a elementos no estructurales, pero aún existe acceso a la estructura y a los sistemas de seguridad humana como puertas, alarmas contra incendios, luces de emergencia, ascensores, alarmas contra incendios, que generalmente seguirán disponibles mientras exista energía disponible. [31]
- **Seguridad de Vida (N-C):** Es un estado en donde se han producido daños significativos a los elementos no estructurales, pero no se han caído ni desprendido sin provocar amenaza a la vida de los ocupantes dentro o fuera de la estructura. Las rutas de salida no se encuentran totalmente bloqueadas y los sistemas de plomería y extinción de incendios se encuentran dañados provocando inundaciones y pérdida de funcionamientos.[31]
- **Amenaza Reducida (N-D):** Es un estado en el cual incluye daños a elementos no estructurales que podrían generar peligros de caída, pero se mantienen ambientes de seguridad. [31]
- **No Considerado (N-E):** Considera las operaciones de rehabilitación que toma en cuenta los componentes no estructurales.[31]

Niveles de Desempeño del Edificio

Para poder obtener los niveles de desempeño de la estructura en su totalidad, se realiza una combinación del desempeño estructural con el desempeño no estructural representados por un número y una letra respectivamente. Se puede realizar distintas combinaciones, pero existen cuatro niveles fundamentales constituidos por:

- **Operacional (1-A):** Es un nivel que está relacionado con la funcionalidad de la estructura ya que los daños presentados en el sistema estructural son mínimos o nulos, de igual manera los sistemas y elementos no estructurales siguen en funcionamiento. Por lo tanto, la edificación es adecuado para su ocupación y funcionamiento normal, [31]
- **Ocupación Inmediata (1-B):** En este nivel se presenta un daño mínimo o nulo a los elementos estructurales y daños menores a los elementos y sistemas no estructurales. Conservado la funcionalidad de la estructura y su funcionamiento inmediato, tomando en cuenta que se puede requerir de una limpieza o reparaciones menores a los elementos no estructurales. El riesgo para la seguridad de vida en este nivel es muy bajo. [31]
- **Seguridad de Vida (3-C):** Las estructuras que alcancen este nivel presentan daños significativos en los elementos estructurales como no estructurales y es posible que para poder ocupar nuevamente la estructura se necesiten reparaciones considerables. El riesgo para la seguridad de vida es bajo. [31]
- **Estabilidad Estructural (5-E):** Es un nivel el cual representa un gran peligro para la seguridad de vida de los ocupantes tomando en cuenta las fallas de elementos no estructurales. Por otra parte, ya que la estructura no se derrumba es posible evitar pérdidas de vida. Muchos de las estructuras que alcancen este nivel se las considerara como una pérdida económica total.[31]

Figura 13: Niveles principales de Desempeño de un Edificio.

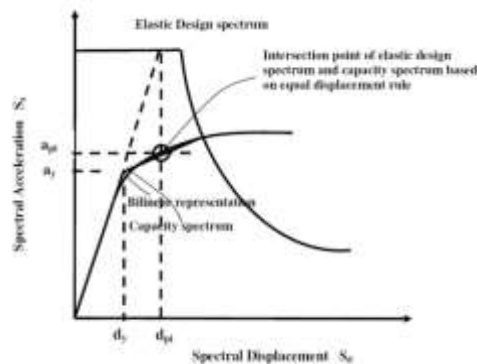


Fuente: FEMA 356 (REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS)

1.1.3.6.2. Punto de desempeño

Una vez obtenida la curva de capacidad (Curva Pushover) y el espectro de demanda (Diseño) tomando en cuenta que se debe tener ambos en un formato de aceleración-desplazamiento espectral, se procede a utilizar un método grafico que consiste en sobreponer ambos espectros, y el punto de corte o interseccion entre estos, representara el valor máximo de desplazamiento de la estructura producido por el sismo de demanda.[32]

Figura 14: Método grafico para estimación del punto de desempeño.



Fuente: A. Zabala and P. Marti, “Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero”

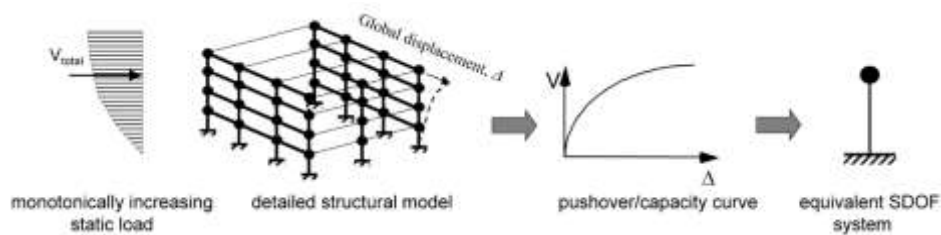
1.1.3.7. Método de Análisis de Colapso (Pushover)

El análisis de colapso, o también llamado Pushover, es una técnica del análisis estático no lineal, la cual se basa en el diseño por desempeño. Esta técnica ayuda a determinar la curva de fuerza – deformación también denominada curva de capacidad o Curva Pushover, la misma que se la obtiene al momento de llevar a la estructura a su rango inelástico mediante el uso de un modelo de cargas laterales repetitivas que van incrementando en cada una de las iteraciones. [32]

Para poder realizar este análisis existen varios métodos, los cuales los más populares se encuentran detallados en varias normas como:

- Método de Espectro Capacidad (ATC-40).
- Método N2 (EC8 o EN 1998).
- Método del Coeficiente de Desplazamiento (ASCE-41 y FEMA 273).

Figura 15: Sistema simple de un grado de libertad equivalente mediante la curva de capacidad.



Fuente: FEMA 440

1.1.3.7.1. Método del Espectro-Capacidad (CSM)

Este método fue introducido por Freeman (1975) en la década de los 70, el cual es un método muy conocido por su ayuda para la evaluación de vulnerabilidad sísmica y consiste en comparar la capacidad estructural con la demanda sísmica de la estructura para poder representarlo en forma de aceleración-desplazamiento (ADRS), de esta manera determinar el desempeño de una estructura bajo condiciones sísmicas, tomando en cuenta que se basa en el concepto del sistema “lineal equivalente”. [32]

Linealización Equivalente

El principio de esta técnica de linealización equivalente es que la deformación inelástica máxima de un sistema SDOF no lineal, se puede aproximar a la deformación máxima producida por un SDOF estático lineal, el cual tiene una rigidez reducida y un mayor amortiguamiento que otros sistemas.[2]

La linealización equivalente se basa en el método de Espectro - Capacidad, el cual se detalla en el ATC 40, el cual es un proceso para análisis estático no lineal para poder determinar la respuesta no lineal de la estructura como un oscilador, de esta manera determinar la respuesta máxima de desplazamiento no lineal con un sistema lineal equivalente usando dos parámetros; período efectivo "T eff" y el amortiguamiento efectivo "B eff", los cuales son funciones características de la curva de capacidad, el período inicial, la amortiguación correspondiente y la demanda de ductilidad (μ). [2][18]

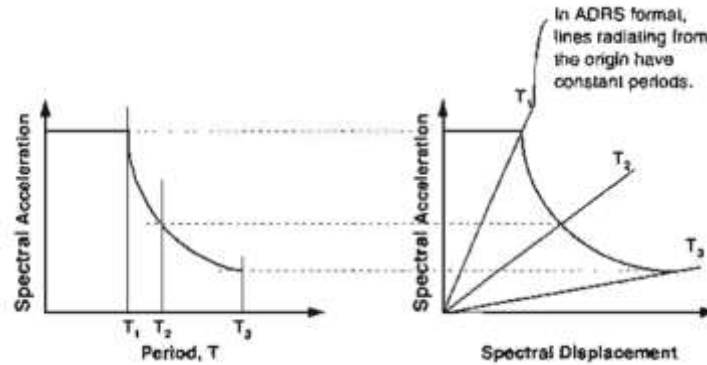
Procedimiento de la linealización equivalente

Tomando en cuenta que el amortiguamiento y el período efectivo están en función de la demanda de ductilidad, el cálculo de un desplazamiento máximo aplicando la linealización equivalente requiere un procedimiento de solución iterativo o gráfico que se detallara a continuación. [2]

1. Seleccionar una representación espectral del movimiento del terreno tomando un amortiguamiento inicial, β_i (normalmente 5%).[2]
2. Modificar el espectro seleccionado, según corresponda para la interacción suelo-estructura (SSI). Esto implica la reducción potencial en las ordenadas espectrales para la interacción cinemática y además una modificación en el sistema de amortiguamiento del valor inicial, β_i a β_0 , de esta manera tener en cuenta el amortiguamiento de base. Si el amortiguamiento de la cimentación no se la toma en cuenta, β_0 es igual a β_i . [2]
3. Convertir el espectro seleccionado anteriormente modificado para SSI cuando sea adecuado, a un formato de espectro de respuesta de "aceleración-desplazamiento" basándose con la guía propuesta en ATC-40, tomando en

cuenta que dicho espectro es la demanda ADRS inicial, como se puede observar en la Figura 16. [2]

Figura 16: Conversión del espectro de respuesta.



Fuente: ATC - 40

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

Ec.10

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ec.11

Donde:

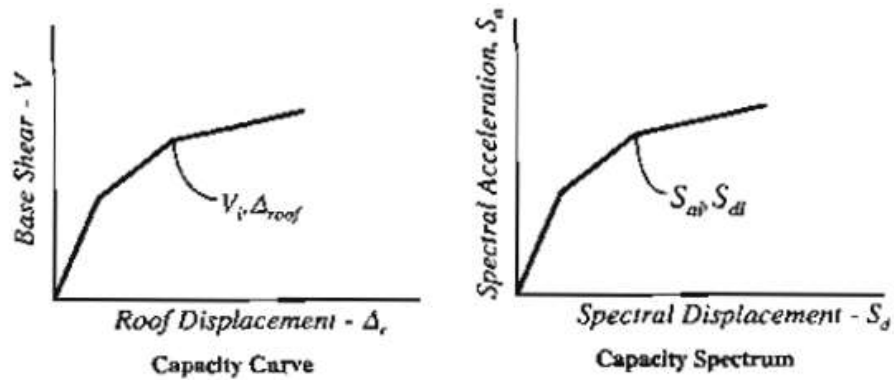
S_d: desplazamiento espectral.

T: período de vibración del punto.

4. Construir la curva de capacidad para la estructura que se desea analizar, teniendo en cuenta que es una relación fundamental para un modelo SDOF de la estructura entre la aceleración y el desplazamiento espectrales.

Por otra parte, es indispensable convertir la curva de capacidad anteriormente mencionada a una curva de capacidad en el formato ADRS, la cual está en términos de aceleración y desplazamiento espectral, usando las siguientes formulas establecidas en ATC-40.[2]

Figura 17: Conversión del espectro de capacidad.



Fuente: ATC-40.

$$S_{a_i} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

Ec.12

$$S_{d_i} = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \times \phi_{1,roof})}$$

Ec.13

Donde:

Δ_{roof} : desplazamiento de la estructura.

V_i : cortante basal i de la estructura.

W : peso total de la estructura.

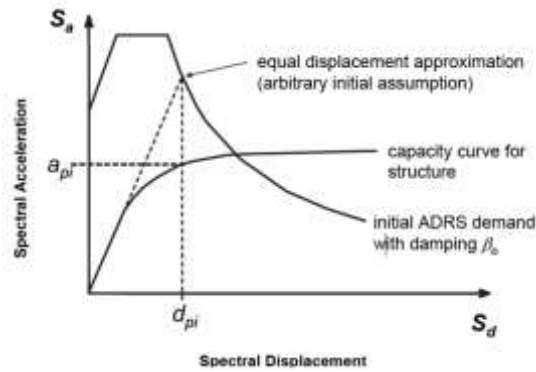
PF : factor de participación modal de la masa.

$\phi_{1,roof}$: amplitud a nivel del techo en el primer piso.

α_1 : coeficiente de participación modal de la masa.

5. Seleccionar un punto de rendimiento inicial siendo este la máxima aceleración (a_{pi}) y el máximo desplazamiento (d_{pi}). Esto se puede basar en una aproximación del desplazamiento equitativo como se puede ver en la Figura 18.[2]

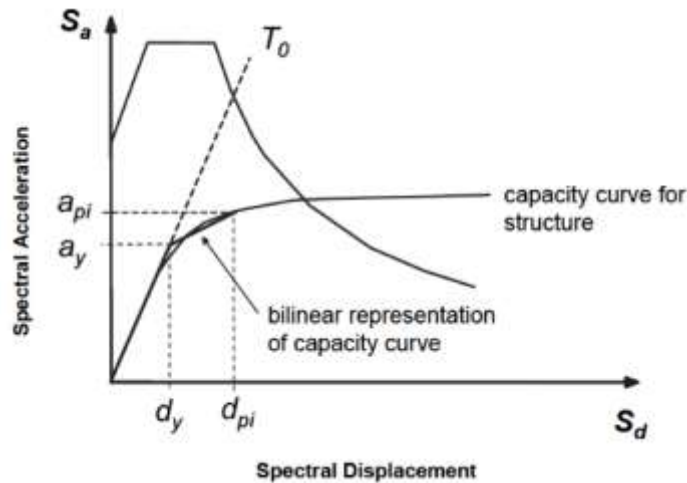
Figura 18: Demanda y capacidad inicial del espectro ADRS.



Fuente: FEMA 440

- Realizar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los parámetros establecidos en ATC-40, permitiendo definir el período inicial (T_0), el desplazamiento del rendimiento (d_y) y la aceleración del rendimiento (a_y). Mostrado en la Figura 19.[2]

Figura 19: Representación bilineal del espectro de capacidad.



Fuente: FEMA 440

- Para la representación bilineal desarrollada en el paso anterior, es necesario calcular los valores de la rigidez post – elástica (α), y la ductilidad (μ) con ayuda de las siguientes ecuaciones.[2]

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - a_y}}{\frac{a_y}{d_y}}$$

Ec.14

$$\mu = \frac{a_y}{d_y}$$

Ec.15

8. Calcular el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y el período efectivo (T_{eff}) con ayuda de los valores de la rigidez post – elástica y la ductilidad (μ) calculadas en el paso anterior, usando las ecuaciones propuestas anteriormente (Ec.1 – Ec.9).[2]

1.1.4. Acero como material estructural

Tomando en cuenta que la estructura en análisis del presente proyecto está conformada por elementos metálicos, es necesario conocer las propiedades de este tipo de material estructural, ya que relativamente es un material nuevo empleado en las construcciones.

En los últimos años se ha incrementado el uso y consumo de este material gracias a las propiedades y ventajas que lo vuelven un material óptimo para el campo de la construcción. Una de las principales características que tiene es el alto nivel de capacidad de transmitir calor, cuenta con un peso relativamente bajo y su alta capacidad de resistencia ante esfuerzos a tensión, compresión y cortante. [16]

Propiedades mecánicas: La principal propiedad mecánica del acero es su alta capacidad de resistencia aun cuando el peso de la estructura es baja. Cada una de las diversas sollicitaciones de los elementos estructurales de acero, dependen directamente del diagrama esfuerzo – deformación, así como también de los esfuerzos de fluencia F_y y de ruptura a tensión F_u .

Propiedades físicas: correspondiente a las propiedades físicas del acero estructural, se debe conocer que su densidad se encuentra en una media de 7850 kg/m³, por otra parte, el acero es una aleación en el cual su componente principal es el hierro el cual tiene un punto de fusión alrededor de 1510 °C.[16]

1.1.4.1. Ventajas y desventajas del acero estructural

El acero estructural es un material el cual posee ventajas y desventajas al momento de ser utilizado en construcción como se presenta a continuación:

Ventajas:

- Posee una alta resistencia por unidad de peso, es decir que el peso propio de la estructura en acero es mucho menor al de los materiales convencionales.
- La uniformidad que tiene el acero indica que las propiedades de este no cambiarán a medida que vaya transcurriendo el tiempo.[33]
- La ductilidad del material, lo que implica que el acero tiene una gran capacidad de deformarse, sin presentar fallas prematuras de tipo frágil.
- Brinda mayor facilidad de construcción, por lo tanto ayuda de mejor manera en tiempo de construcción.[33]

Desventajas:

- Una de las pocas desventajas que posee este material es su reducción de capacidad al verse sometido a altas temperaturas, es decir expuesto al fuego.[33]
- El costo del mantenimiento en estructuras de acero es mayor ya necesitan una atención periódica al verse sometido al medio ambiente.
- Tiene una alta susceptibilidad al pandeo cuando los elementos poseen una esbeltez significativa y por lo tanto, son más propensos a sufrir pandeo.[33]

1.1.4.2. Tipologías de miembros estructurales en acero

Como se mencionó anteriormente, el acero es uno de los materiales que ha tomado fuerza en el área de la construcción, por lo tanto se han desarrollado distintos tipos de presentación como son:

- **Perfiles Laminados**

Este tipo de perfiles se los obtiene mediante un procedimiento de laminación en caliente con lingotes de acero, para posteriormente darle la forma deseada. Estos perfiles tienen una gran uniformidad estructural debido a que no contienen soldaduras.[33]

- **Perfiles Conformados en Frío**

Son perfiles contradictorios a los laminados en caliente, debido que se los produce mediante el doblado de planchas del material para poder dar la forma deseada.[33]

- **Perfiles Soldados**

Los perfiles soldados son constituidos por la unión de dos o más placas que previamente fueron cortadas armadas y soldadas, proporcionando la geometría deseada.[33]

1.1.4.3. Estructuras de Marcos Rígidos

La norma AIS (American Institute of Steel Construction) específica y reconoce tres tipos principales de estructuras de marcos rígidos, de los cuales tenemos: Marcos ordinarios a momento (OMF), marcos intermedios a momento (IMF) y marcos especiales a momento (SMF).

Los OMF deben ser diseñados para proporcionar un mínimo de deformaciones inelásticas en cada uno de sus miembros y conexiones y no requieren conexiones precalificadas, las estructuras diseñadas como IMF deberán proporcionar una capacidad de deformación inelástica limitada mediante el rendimiento por flexión de las vigas y columnas, por tanto requiere de conexiones precalificadas, y por ultimo los SMF deben ser capaces de proporcionar una alta capacidad de deformación inelástica y requiere de conexiones precalificadas.[34]

Tabla 14: Coeficiente sísmico para sistemas estructurales.

Nonbuilding Structure Type	Detailing Requirements	R	D _s	C _s	Structural System and Structural Height, h, Limits (ft)				
					B	C	D	E	F
Steel storage racks	15.5.3	4	2	3.5	NL	NL	NL	NL	NL
Building frame systems:									
Steel special concentrically braced frames	AISC 341	6	2	5	NL	NL	160	160	100
Steel ordinary concentrically braced frame	AISC 341	3 ϕ	2	3 ϕ	NL	NL	35'	35'	NP ^a
With permitted height increase	AISC 341	2 ϕ	2	2 ϕ	NL	NL	160	160	100
With unlimited height	AISC 360	1.5	1	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Moment-resisting frame systems:									
Steel special moment frames	AISC 341	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Special reinforced concrete moment frames	14.2.2.6 & ACI 318, including Chapter 21	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Steel intermediate moment frames	AISC 341	4.5	3	4	NL	NL	35' ^a	NP ^a	NP ^a
With permitted height increase	AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	160	160	100
With unlimited height	AISC 341	1.5	1	1.5	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate reinforced concrete moment frames	ACI 318, including Chapter 21	5	3	4.5	NL	NL	NP	NP	NP
With permitted height increase	ACI 318, including Chapter 21	3	2	2.5	NL	NL	50	50	50
With unlimited height	ACI 318, including Chapter 21	0.8	1	1	NL	NL	NL	NL	NL
Steel ordinary moment frames	AISC 341	3.5	3	3	NL	NL	NP ^a	NP ^a	NP ^a
With permitted height increase	AISC 341	2.5	2	2.5	NL	NL	100	100	NP ^a
With unlimited height	AISC 360	1	1	1	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary reinforced concrete moment frames	ACI 318, excluding Chapter 21	3	3	2.5	NL	NP	NP	NP	NP
With permitted height increase	ACI 318, excluding Chapter 21	0.8	1	1	NL	NL	50	50	50

Fuente: ANSI/AISC 341-16

1.1.4.4. Comportamiento sísmico de estructuras de acero

Como se mencionó anteriormente, el acero es uno de los materiales de uso estructural que provee de varios beneficios, su ductilidad es uno de sus aspectos más importantes, es por eso que, en los últimos 30 años se han ido desarrollando varias investigaciones que han demostrado que la ductilidad sea suministrada a cada uno de los elementos que conforman la estructura como son vigas, columnas, riostras y conexiones.

Correspondiente a las estructuras sismorresistentes, los fenómenos de inestabilidad implican una gran importancia, ya que su ocurrencia afecta totalmente la respuesta de los elementos en términos de resistencia y rigidez, lo que ocasiona una disminución en la capacidad de disipar energía. Las especificaciones correspondientes al diseño contienen requerimientos específicos al respecto como la formación de zonas plásticas en donde se desarrolla las deformaciones, como rotulas plásticas en vigas o zonas de fluencia por tracción o corte.[16]

Cada uno de los parámetros de diseño correspondiente a estructuras de acero, se han ido desarrollando y recopilando en normas tales como el FEMA y las especificaciones del AISC. En nuestro país la NEC 2015 cuenta con una Guía práctica para el diseño de estructuras de acero.[16]

1.1.4.5. Conexiones en estructuras de acero

Referente a las conexiones para elementos de acero, existe una gran cantidad de criterios y tipos de conexiones, por tanto se hará énfasis en los criterios expuestos por las especificaciones del AISC 341-10.[16][35]

El AISC propone que las conexiones atornilladas deben cumplir con algunos criterios para su implementación como son:

- Los pernos u soldaduras no deberán ser diseñados para fuerzas compartidas en un sujetador o la misma componente de la fuerza.
- Las fuerzas axiales en las articulaciones deberán ser resistidas por un sujetador, ya sean tornillos o soldaduras.

- Los huecos de los tornillos deben ser huecos estándares o de ranura corta, siendo estos perpendiculares a la carga aplicada.
- Todos los tornillos deben ser tornillos de alta resistencia y pretensionados.

Con respecto a las conexiones por soldadura, se puede definir como un proceso en el cual se unen partes metálicas mediante la fundición de las superficies metálicas, ya sean con o sin ayuda de otro metal fundido.[35]

Este tipo de conexiones es uno de los más utilizados gracias a sus ventajas, pero hay que tomar en cuenta que de la misma manera se debe tener un especial cuidado al realizar este tipo de conexiones. [35]

1.1.4.6. Reducción de resistencia en elementos estructurales de acero

La reducción de resistencia de los elementos estructurales de acero se encuentra ligada a la corrosión que presenta el material gracias a varios factores que afecta y alteran las propiedades de este material.

La corrosión es el deterioro del material gracias a factores medioambientales en que se encuentra expuesta la estructura, a continuación, se detalla algunos de los factores generadores de corrosión.[36]

Efectos de Erosión

La erosión es un efecto productor de corrosión, ya que las condiciones abrasivas del medio ambiente generan el desprendimiento de la capa protectora dejando al material expuesto al deterioro y a los efectos ambientales.[36]

Efectos del Tiempo

El factor tiempo propone una corrosión con un comportamiento lineal, ya que mientras más tiempo de exposición a los agentes corrosivos, más incrementará la tasa de corrosión, por otra parte, este comportamiento puede tomar disminuir o tomar un valor constante, dependiendo del cuidado y el mantenimiento efectuado a la estructura.[36]

Efectos de Ambientes Contaminados

Al tener un ambiente con diferentes grados de contaminación, las sustancias presentes en dicho ambiente pueden acelerar los procesos de corrosión. En algunos casos los

ambientes con menor porcentaje de contaminación pueden tener mayor importancia en el comportamiento de la corrosión que aquellos que poseen un porcentaje más elevado.[36]

1.1.5. Hipótesis

La estructura perteneciente a la Facultad de Ciencias de la Salud en la cual se encuentra el Honorable Consejo Universitario de la Universidad Técnica de Ambato campus Ingahurco, podría mostrar distintos grados de vulnerabilidad dependiendo del tipo de evaluación que se la realice.

1.2.Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de la edificación del Honorable Consejo Universitario con el propósito de conseguir la información del estado actual de la estructura.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Aplicar un análisis cualitativo implementando los métodos establecidos por el FEMA-154 y la NEC 2105 para conocer el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura.
- Determinar el desempeño sísmico de la edificación mediante la ejecución de un análisis cuantitativo (análisis estático no lineal).
- Definir con ayuda de los resultados obtenidos en cada análisis si la estructura en estudio necesita un reforzamiento estructural.

CAPÍTULO II

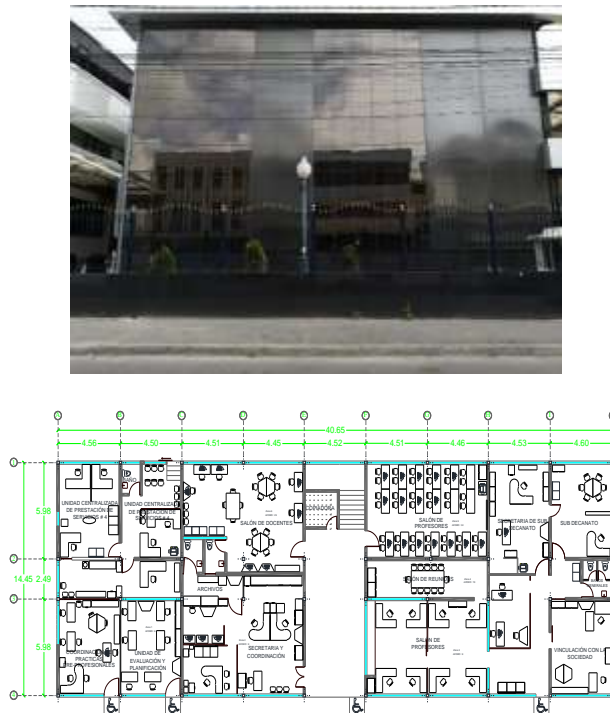
METODOLOGÍA

Para el desarrollo de este proyecto de investigación se obtuvo la información necesaria para la evaluación y modelamiento de la estructura perteneciente al Honorable Consejo Universitario, con ayuda de los planos arquitectónicos e inspecciones de campo.

Una vez reunida toda la información requerida para el desarrollo del presente proyecto, se procederá a describir cada uno de los parámetros relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica tomando en cuenta los formatos propuestos por el FEMA 154 y la Guía 5 de la NEC 2015 y de forma cuantitativa mediante el procedimiento de análisis estático, pseudodinámico lineal y un análisis Estático No Lineal (Pushover) utilizando el software de diseño ETABS 2018.

Mediante los resultados determinados por los métodos cualitativos y cuantitativos se realizará una comparación entre ambos y se determinará el desempeño sísmico de la estructura en estudio.

Figura 20: Edificio del Honorable Consejo Universitario.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Descripción de la estructura



El edificio para evaluar en el presente proyecto experimental, es una estructura metálica que consta de 3 pisos, conformada por vigas y columnas metálicas tubulares cuadradas y losas de hormigón armado con un espesor de 30cm, un área aproximada de 598.30 m² por cada planta, localizado en la ciudad de Ambato, perteneciente a la Universidad Técnica de Ambato campus Ingahurco, la misma que es utilizada principalmente para impartir clases a la Facultad de Ciencias de la Salud.


2.1. Materiales y Equipos

2.1.2. Materiales.

- Artículos de oficina: lápiz, calculadora, cuaderno de apuntes, etc.
- Material bibliográfico: tesis, libros, normas, artículos de investigación, etc.
- Planos arquitectónicos.

2.1.3. Equipos.

Descripción	Especificaciones
ETABS 19 (Software de diseño estructural). 	<ul style="list-style-type: none">• Versión 19.1.0
Computadora portátil. 	<ul style="list-style-type: none">• Lenovo Legio 5i• Tarjeta gráfica GTX 1660Ti• Intel Core i7-10750H• Disco duro de 1.0 Tb
Cámara fotográfica.	<ul style="list-style-type: none">• Huawei P20 lite• Cámara trasera 16Mp

	
<p>Martillo esclerométrico.</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Modelo PROCEQ • Energía de impacto estándar. • Espesor mínimo del objeto de ensayo 100mm.
<p>Flexómetro.</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Flexómetro 8m Truper • Escala cm-mm / ft-in • Espesor 0.12mm
<p>Calibrador.</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Rango de medición: 200mm • Precisión de medición $\pm 0.03\text{mm}$ • Grosor de guía: 16mm

2.2.Métodos

2.2.1. Plan de recolección de datos.

- Conseguir los planos estructurales o arquitectónicos de la estructura.
- Realizar un levantamiento completo de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y losas para conocer sus dimensiones y características.

- Realizar un ensayo esclerométrico para conocer la resistencia a compresión del hormigón del cual está conformado las losas de la estructura.
- Cuantificar las cargas gravitacionales existentes dentro de la estructura.
- Cuantificar cargas sísmicas tomando en cuenta el mapa de zonificación sísmica para un sismo Raro.
- Establecer valores de configuración estructural propuestos por la NEC 2015.

2.2.2. Plan de procesamiento y análisis de información.

- Efectuar los formatos para evaluación de la vulnerabilidad sísmica propuestos por el FEMA 154 y la NEC 2015.
- Determinar el puntaje de vulnerabilidad, una vez realizado la inspección visual.
- Modelar la estructura mediante el programa de diseño y análisis “ETABS 18”.
- Definir las propiedades lineales y no lineales de los materiales empleados en la construcción del edificio en estudio.
- Definir cada una de las secciones tanto de vigas, columnas y losas que conforman la estructura, y asignar las rotulas plásticas en vigas y columnas.
- Definir el espectro de respuesta como lo denota la NEC 2015 para un sismo con $T_r=450$ años.
- Realizar el análisis Estático No Lineal.
- Determinar el punto de desempeño de la estructura.
- Realizar una comparación entre el método cualitativo y cuantitativo.

2.2.3. Recolección de datos.

Tomando en cuenta que para un buen análisis y evaluación estructural es necesario contar y obtener la mayor información posible de la estructura en estudio, es por eso que el día 10 de marzo del 2021 se realizó una visita de campo con el objetivo de recolectar la información necesaria para el modelamiento de la estructura y su respectiva evaluación.

En primer lugar, se ejecutó el levantamiento de la estructura, lo cual consiste en verificar que las distancias y dimensiones presentadas en los planos arquitectónicos (ANEXO Q) concuerden con las conformadas en la estructura, tanto las distancias entre ejes como las dimensiones de elementos estructurales.

2.2.3.1. Ubicación.

La edificación en estudio en donde se encuentra el Honorable Consejo Universitario, corresponde al bloque “Kappa”, el mismo que pertenece a las edificaciones de la facultad de Ciencias de la Salud de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Ingahurco, se encuentra en la parroquia La Merced a pocos metros del Terminal Ambato, en la Av. El Salvador y la Av. México.

Figura 21: Ubicación de la estructura.



Fuente: Google Earth.

Tabla 15: Coordenadas de la estructura.

PUNTO	COORDENADAS (WGS 84-17S)	
	ESTE	NORTE
1	765281.02	9863426.09
2	765295.06	9863434.91
3	765272.07	9863469.16
4	765257.48	9863459.86

Fuente: Google Earth.

2.2.3.2. Caracterización estructural.

El Bloque Kappa es una estructura antigua de la Universidad Técnica de Ambato, construida aproximadamente por los años 1980, presentando un sistema de pórticos de acero, dichos elementos son elementos tubulares cuadrados de acero conformado en frío, consta con un área de construcción total de 1794.99 m². Dicha edificación es utilizada para impartir clases de educación superior y de la misma manera en su último piso consta con un área de exposiciones.

En la Tabla 16 se describe la distribución y uso que se encuentran en cada uno de los pisos de la estructura del Bloque Kappa.

Tabla 16: Ocupación y uso de cada Nivel del Bloque Kappa.

DESCRIPCIÓN		
# PISO	NIVEL DE PISO	OCUPACIÓN Y USO
1	N _v + 0.00	Unidad centralizada prestación de servicios, Salón de docentes, Coordinación de prácticas preprofesionales, Unidad de evaluación y planificación, Copiadora, Salón de profesores, Salón de reuniones, Sub decanato, Vinculación con la sociedad, Baños.
2	N _v + 3.24	Laboratorio de informática 1-2, Aulas 16-17-18-19, Bodega, Baño de mujeres, Cámara de Gesell
3	N _v + 7.10	Aula 21-22-23-24, Bodega, Baño de hombres, Auditorio general.

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

2.2.3.3. Ensayo de materiales

2.2.3.3.1. Resistencia a compresión del hormigón.

Posteriormente se realizó un ensayo esclerométrico para poder determinar la resistencia a compresión del hormigón que conforma las losas de la estructura, dando como resultado lo siguiente:

Tabla 17: Resistencia de hormigón (Esclerométrico).

ENSAYO 1		ENSAYO 2	
Nº Golpes	Q (Índice de rebote)	Nº Golpes	Q (Índice de rebote)
1	48	1	44
2	57	2	45
3	55	3	53.5
4	54	4	44.5
5	52	5	50.5
6	50.5	6	56
7	45	7	42.5
8	57.5	8	56.5
9	59	9	52.5
10	48.5	10	44.4
Media Q	52.3	Media Q	48.4
Resistencia	355 kg/cm²	Resistencia	295 kg/cm²

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Realizando un promedio de las dos resistencias obtenidas se puede obtener una resistencia media de 325 kg/cm³, la cual se utilizará para el modelamiento de la estructura.

2.2.3.3.2. Resistencia a la fluencia del acero.

Para la determinación de la resistencia de fluencia del acero con la cual está conformado la estructura, se realizó un ensayo a tracción con ayuda de la maquina universal para poder conocer la resistencia que posee dicho material obteniendo lo siguientes resultados.

Tabla 18: Resultados del ensayo a tracción.

Descripción	Carga	Esfuerzo
Límite de proporcionalidad	24.93 KN	186.00 MPA
Punto de fluencia	25.20 KN	188.10 MPA

Resistencia última	31.00 KN	231.50 MPA
Rotura	7.45 KN	55.60 MPA

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

2.2.3.3.3. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Conocer las características del suelo es un parámetro importante para conocer el tipo de suelo en donde se encuentra implantada la estructura, por tanto realizar un Ensayo de Penetración Estándar se vuelve importante. Este tipo de ensayos se encuentran normados por la INEN 698, dando como resultado lo siguiente:

Tabla 19: Resultados finales del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

TABLA SPT			
Cotas (m)	N° Golpes	Longitud	Promedio
	SPT (Total)	Muestra (cm)	Golpes
-1	21	15	24
-2	20	26	
-3	52	30	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Caracterización del tipo de suelo de implantación

Para poder determinar el tipo de suelo es necesario determinar la velocidad de onda de corte con respecto al número de golpes que se determinó en el Ensayo de Penetración Estándar con ayuda de la Anexo E.

Para el cálculo de la velocidad de onda de corte es necesario la utilización de correlaciones que dependen del tipo de suelo, por tanto para el presente proyecto se utilizará la correlación de Kirar, Maheshwari y Muley (2016), en donde proponen las siguientes ecuaciones:

- Suelos arenosos:

$$V_s = 100.3 * N^{0.338} (m/s)$$

- Suelos arcillosos:

$$V_s = 94.4 * N^{0.379} (m/s)$$

- Todo tipo de suelos:

$$V_s = 99.5 * N^{0.345} (m/s)$$

Tabla 20: Cálculo de Velocidad de Onda de Corte (m/s)

Nivel (m)	# Golpes (30cm)	Vs (m/s)	Promedio (m/s)
-1.00	15	253.26	291.47
-2.00	12	234.50	
-2.50	38	349.02	
-3.00	32	328.93	

Fuente: Alejandro Tovar M.

Una vez calculado la velocidad de onda de corte en cada uno de los niveles de penetración, se procede a relacionar los resultados con la tabla de clasificación de suelos que proporciona NEC 2015, la cual toma en cuenta el número de golpes como la velocidad de corte anteriormente calculada.

Por lo tanto, el suelo de implantación de la edificación cumple con las siguientes relaciones:

Tabla 21: Determinación del Tipo de Suelo

Nivel (m)	Descripción	Tipo de Suelo
50 > N ≥ 15		
-1.00	15	D
-2.00	12	D
-2.50	38	D
-3.00	32	D
360 m/s > Vs ≥ 180 m/s		
-1.00	253.26	D
-2.00	234.50	D
-2.50	349.02	D
-3.00	328.93	D

Fuente: Alejandro Tovar M.

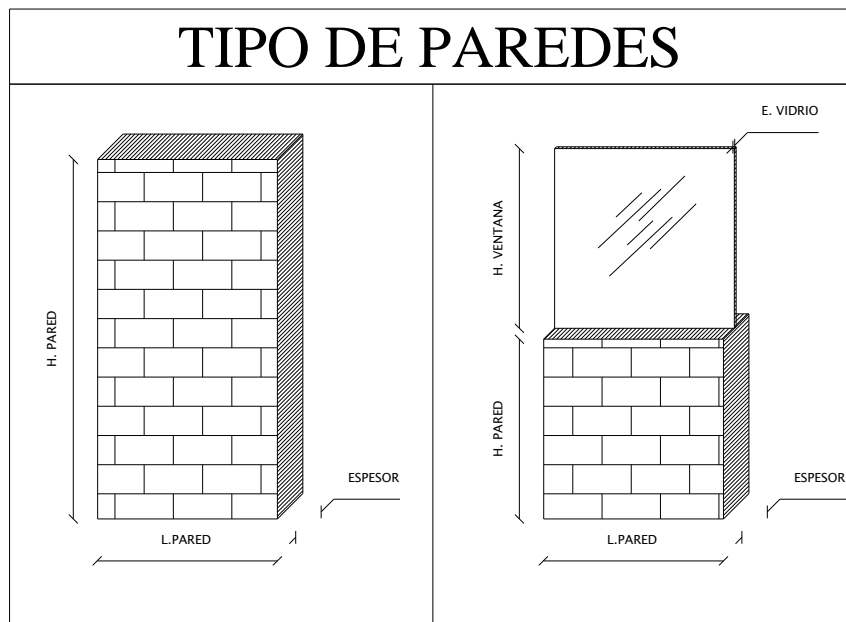
2.2.3.4. Cargas Gravitacionales.

Para el análisis de cargas gravitacionales hay que tomar en cuenta que existen tres tipos que se toman en cuenta como son: Cargas muertas, sobrecarga muerta y cargas vivas, a continuación, se presenten el cálculo de cada una de las cargas anteriormente mencionadas.

Peso propio de paredes

Para poder calcular el peso propio de las paredes es necesario clasificar cada una de las paredes en cada tipo que se presente en la estructura como a continuación se presenta.

Figura 22: Definición de tipo de paredes.



Fuente: Alejandro Tovar M.

Tabla 22: Cálculo de peso propio de paredes.

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS						
Pared Tipo	Descripción	Dimensiones		Peso	Peso / 1m	Peso Total (kg/m)
		Altura (m)	Espesor (m)	Específico (kg/m ³)		
NIVEL +3.24						

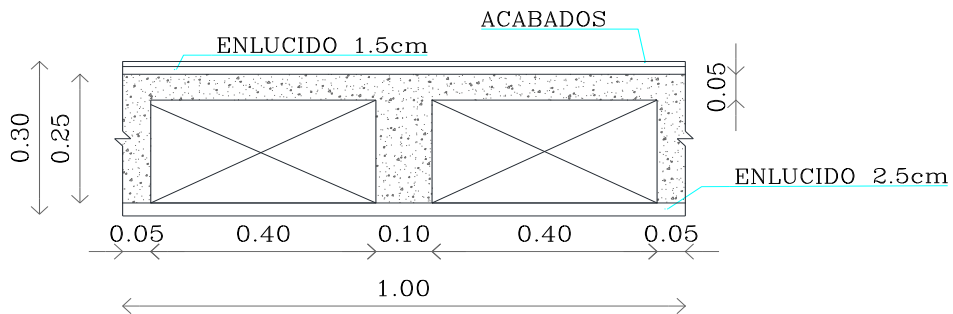
1	Pared completa	2.94	0.15	1600	705.6	705.6
2	Pared	1.6	0.15	1600	384	397.936
	Vidrio	1.34	0.004	2600	13.936	
NIVEL +6.48						
1	Pared completa	2.94	0.15	1600	705.6	705.6
2	Pared	1.6	0.15	1600	384	397.936
	Vidrio	1.34	0.004	2600	13.936	

Fuente: Alejandro Tovar M.

Carga muerta de losa

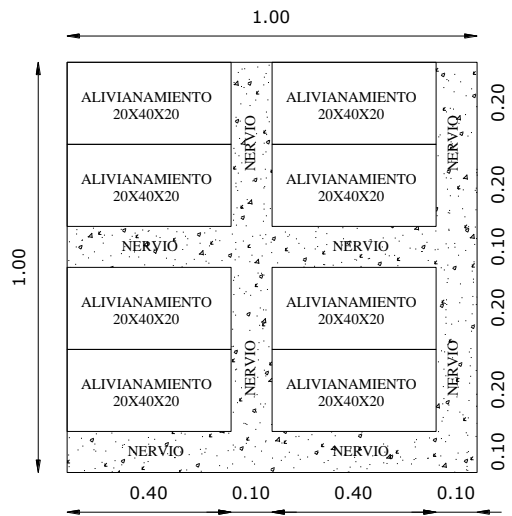
La carga muerta pertenece al peso propio de cada uno de los elementos, en este caso se calcula el peso muerto de la losa por un metro cuadrado (m²), tomando en cuenta el peso individual de cada material que conforman las losas nervadas bidireccionales de hormigón.

Figura 23: Corte tipo de losa alivianada.



Fuente: Alejandro Tovar M.

Figura 24: Corte tipo en planta de una losa alivianada.



Fuente: Alejandro Tovar M.

Tabla 23: Cuantificación de carga muerta de losa alivianada.

ELEMENTO	DIMENSIONES (m)			PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	PESO TOTAL (kg)
	ALTURA	LONGITUD	ESPEJOR		
Loseta de compresión	1	1	0.05	2400	120.00
Nervios	0.2	3.60	0.10	2400	172.80
Enlucido superior	1	1	0.015	1900	28.50
Enlucido inferior	1	1	0.025	1900	47.50
Acabados	1	1	0.015	1600	24.00
BLOQUES					
NÚMERO		PESO UNITARIO (kg)		PESO TOTAL (kg)	
8		15		120	
PESO TOTAL LOSA (kg)					512.80

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Cargas vivas

Las cargas vivas dependen directamente del uso que se le va a dar a la estructura, en este caso la edificación tiene un propósito académico, tomando en cuenta que en ella existen oficinas, laboratorios y principalmente en el último piso consta de un auditorio. Cada una de estas cargas son proporcionadas por la NEC 2015 teniendo las siguientes cargas.

Tabla 24: Cargas vivas - NEC15.

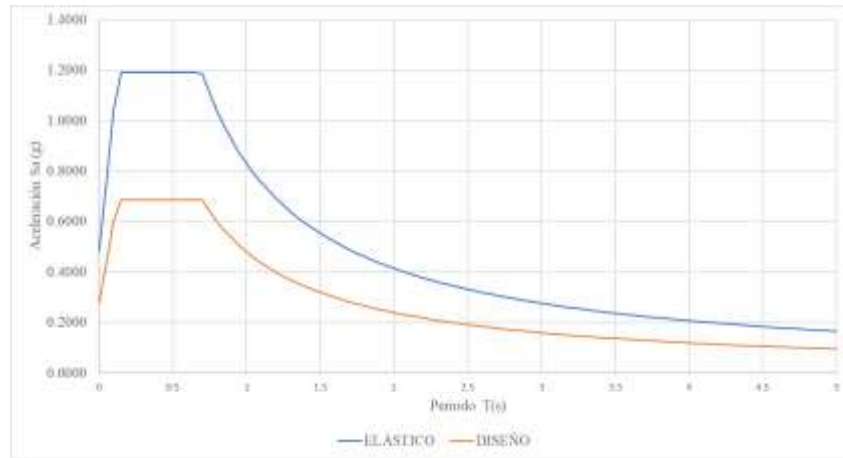
NIVEL	OCUPACIÓN O USO	CV (kg/m²)	ONSERVACIONES
Nv +6.48	Aulas	200	NEC-SE-CG-T.9
	Escenarios	720	NEC-SE-CG-T.10
Nv +3.24	Aulas	200	NEC-SE-CG-T.11
	Bodegas	600	NEC-SE-CG-T.12
	Corredores segundo piso	480	NEC-SE-CG-T.13
	Centros de computo	480	NEC-SE-CG-T.14

Fuente: NEC-SE-CG 2015

2.2.3.5. Cargas Sísmicas.

Para poder determinar las cargas sísmicas con las que se va a realizar este estudio, es necesario determinar parámetros como la zona sísmica la cual depende del lugar de implantación de la estructura, en este caso es en la ciudad de Ambato perteneciente a la zona V (Tabla 5) en un suelo tipo D. La estructura del Honorable Consejo Universitario es de ocupación especial (NEC-SE-DS Tabla 6) conformado por columnas y vigas metálicas tubulares cuadradas laminadas en frío (ANEXPO F).

Figura 25: Espectro de respuesta



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis de la información.

3.1.1. Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo.

3.1.1.1. Inspección Visual Rápido – FEMA 154.

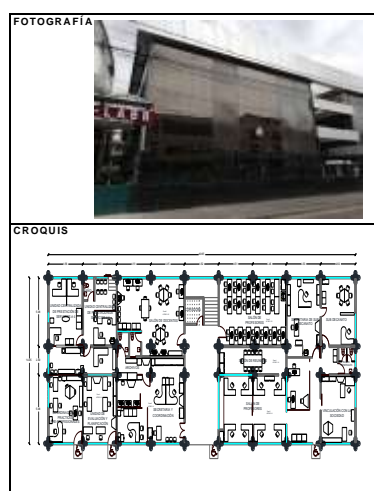
Para la determinación del grado de vulnerabilidad de la estructura, se clasificó a la edificación de acuerdo a su sistema estructural tomando en cuenta la clasificación propuesta por FEMA 154 mostrada en la tabla de Clasificación de sistemas estructurales (Tabla 9), teniendo una clasificación S5 (Edificios con marcos de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada). [9]

Inspección Visual Rápida – Nivel 1.

En este primer Nivel se toma en cuenta cada una de las irregularidades que puede presentar la estructura, de la misma manera los riesgos que dependen del tipo de suelo de implantación o por elementos no estructurales que pueden provocar cualquier tipo de peligro. A continuación, se va a detallar paso a paso todo el proceso de evaluación del Nivel 1.

1. Principalmente se debe colocar una fotografía de la estructura que se desea evaluar, de la misma manera colocar un coquis en donde se pueda visualizar la distribución en planta de esta.

Figura 26: Paso N°1- Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- El formato utilizado presenta una sección en donde se coloca la información necesaria de la estructura como su ubicación, coordenadas, el uso de dicho edificio y de la misma manera la fecha e información del evaluador quien realizo la inspección.

También existen casilleros en donde solicita información correspondiente al número de pisos sobre y bajo del nivel principal, el año de construcción con su respectivo código, el área total de construcción del edificio, la ocupación de esta, el tipo de suelo en donde se encuentra emplazada, peligros geológicos o exteriores y las irregularidades que presente la estructura, ya sea en elevación o en planta.

Figura 27: Paso N°2-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.

Dirección: UTA - FACULTAD DE CIENCIAS DE LA SALUD BLOQUE 13 (KAPPA)		Código Posta: 180103	
Otros Identificadores: PARROQUIA LA MERCED. AVENIDA EL SALVADOR			
Uso: EDIFICIO EDUCACIONAL			
Latitud: -123		Longitud: -78.61	
Ss: _____		S1: _____	
Evaluador: ALEJANDRO TOVAR MOLINA		Fecha/Hora: 10/3/2021 9:00 am	
N° pisos: Sobre NPT: 3		Bajo NPT: _____	
Área total en planta: (m²) 598,33 m²		Año de construcción: _____ EST	
Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna		Año código: _____	
Ocupaciones:		Si, año de construcción: _____	
Recreación <input checked="" type="checkbox"/>		Comercial	
Industrial		Serv. Emerg.	
Serv. Públicos		Histórica	
Oficinas		Gubernamental	
Almacenamiento		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			
<input type="checkbox"/> DNK (Asumir Tipo D)			
Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK			
Deslizamientos: Si/No/DNK			
Ruptura de superficie: Si/No/DNK			
Adyacencia: <input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo			
<input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edificios más altos			
Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad)			
<input checked="" type="checkbox"/> En planta (tipo)			
Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas			
<input type="checkbox"/> Antepedechos, barandas			
<input checked="" type="checkbox"/> Otros: _____			
<input type="checkbox"/> Revestimientos pesados			
<input type="checkbox"/> Anexos			
COMENTARIOS: LA ESTRUCTURA PRESENTA IRREGULARIDAD EN PLANTA, TOMANDO EN CUENTA QUE EXISTE UNA GRAN DIFERENCIA EN LA RELACION ENTRE ELANCHO Y EL LARGO DEL EDIFICIO			
Comentarios o bosquejos adicionales en hojas separadas			

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- Una vez definido el tipo de estructura tomando en cuenta la tabla de Clasificación de sistemas estructurales según el FEMA 154 (Tabla 9), presentada en el capítulo I, seleccionamos la columna correspondiente para asignar el puntaje básico y los puntajes modificadores correspondientes a dicha estructura, en este caso se determinó como una estructura S5 (Edificios con

marcos de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada). En la Figura 28 se puede observar los valores para el puntaje básico y cada uno de los puntajes modificadores, de la misma manera se puede observar que existen dos tipos de irregularidad, severa y moderada para las irregularidades en elevación. Para considerar una irregularidad severa se debe determinar dos o más irregularidades, caso contrario se tomará como una irregularidad moderada.

De la misma manera se puede observar parámetros en las que intervienen las normativas con las que fue diseñada y construida la estructura, como el “Pre-código” que hace referencia a normas anteriores al año 2000 y “Post-referencia” relacionada a normas posteriores al mismo año. Los últimos parámetros que se toman en cuenta en el Nivel 1 del formato FEMA 154, corresponde al suelo y el número de pisos que constituye la estructura, por tanto, no se tomó en cuenta ninguno de estos parámetros ya que la estructura se encuentra emplazada en un suelo tipo D.

Figura 28: Paso N°3-Inspección Visual Rápida FEMA 154-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		3.60	3.20	2.90	2.10	2.00	2.60	2.00	1.70	1.50	2.00	1.20	1.60	1.40	1.70	1.70	1.00	1.50	
Irregularidad en elevación severa, VL1		-1.20	-1.20	-1.20	-1.00	-1.00	-1.10	-1.00	-0.80	-0.90	-1.00	-0.70	-1.00	-0.90	-0.90	-0.90	-0.70	NA	
Irregularidad en elevación moderada VL1		-0.70	-0.70	-0.70	-0.60	-0.60	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60	-0.40	-0.60	-0.50	-0.50	-0.50	-0.40	NA	
Irregularidad en planta (PL1)		-1.10	-1.00	-1.00	-0.80	-0.70	-0.90	-0.70	-0.60	-0.60	-0.80	-0.50	-0.70	-0.60	-0.70	-0.70	-0.40	NA	
Pre-Código		-1.10	-1.00	-0.90	-0.60	-0.60	-0.80	-0.60	-0.20	-0.40	-0.70	-0.10	-0.50	-0.30	-0.50	-0.50	0.00	-0.10	
Post Referencia		1.60	1.90	2.20	1.40	1.40	1.10	1.90	NA	1.90	2.10	NA	2.00	2.40	2.10	2.10	NA	1.20	
Tipo de suelo A o B		0.10	0.30	0.50	0.40	0.60	0.10	0.60	0.50	0.40	0.50	0.30	0.60	0.40	0.50	0.50	0.30	0.30	
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)		0.20	0.20	0.10	-0.20	-0.40	0.20	-0.10	-0.40	0.00	0.00	-0.20	-0.30	-0.10	-0.10	-0.10	-0.20	-0.40	
Tipo de suelo E (>3 pisos)		-0.30	-0.60	-0.90	-0.60	-0.60	NA	-0.60	-0.40	-0.50	-0.70	-0.30	NA	-0.40	-0.50	-0.60	-0.20	NA	
Puntaje Mínimo, Smin		1.10	0.90	0.70	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	1.00	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL 1 ≥ Smin		1,70-0,60-0,2 = SL1 = 0,9										Smin = 0,50							

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- Por último, para culminar con el formato Nivel 1 del FEMA 154, se debe describir la información de la inspección realizada (EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN), es decir, de qué manera se pudo realizar la inspección exterior o interior, también nos pide describir si se revisó los planos de la estructura, en este caso solo se pudo revisar los planos arquitectónicos y por último se debe colocar el tipo de suelo y sus peligros geológicos que se pudieron encontrar al momento de realizar la inspección visual. Por otra parte, en el apartado de OTROS PELIGROS, permite elegir peligros que se pudieron observar cómo:

golpeteo o peligro de objetos que pueden caer de edificios adyacentes. Una vez revisado los anteriores casilleros, se culmina con las acciones requeridas, en otras palabras, decidimos si la estructura necesita de una evaluación

Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de suelo: TIPO D Fuente de los Peligros Geológicos: _____ Persona de contacto: _____	Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos de SL2) que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que pueden caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	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
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>-0.2</u> <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No		
Cualquier Información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST= Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe.		

estructural más detallada.


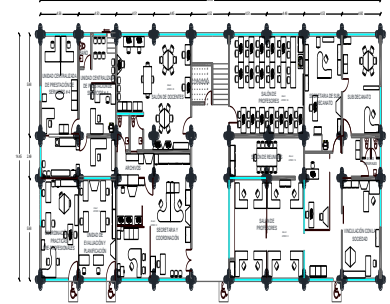
Figura 29: Paso N°4-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 1.

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- Para finalizar el formato del Nivel 1, se debe determinar el nivel de vulnerabilidad calculando el puntaje final S, como se puede observar en la Figura 28, el puntaje S se obtuvo de 0.9 lo que representa que la estructura tiene una vulnerabilidad baja ya que el puntaje mínimo para este tipo de estructuras (S5) es de 0.5.

A continuación, se presentará en su totalidad el formulario del Nivel 1, con cada una de la información detallada anteriormente.

Figura 30: Formato FEMA 154 -Nivel 1

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos	Nivel 1																																																																																																																																																																																																																																																	
FEMA P - 154, Formulario de recolección de datos	ALTA SISMICIDAD																																																																																																																																																																																																																																																	
FOTOGRAFÍA 	Dirección: <u>UTA - FACULTAD DE CIENCIAS DE LA SALUD BLOQUE 13 (KAPPA)</u> Código Posta: <u>180 103</u>																																																																																																																																																																																																																																																	
	Otros Identificadores: <u>PARROQUIA LA MERCED, AVENIDA EL SALVADOR</u> Uso: <u>EDIFICIO EDUCACIONAL</u> Latitud: <u>-12.3</u> Longitud: <u>-78.61</u> Ss: _____ St: _____ Evaluador: <u>ALEJANDRO TOVAR MOLINA</u> Fecha/Hora: <u>10/3/2021 9:00am</u> N° pisos: Sobre NPT: <u>3</u> Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ EST Área total en planta: (m²) <u>598,33 m²</u> Año código: _____ Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción: _____ Ocupaciones: Recreación Comercial Serv. Emerg. Histórica Refugio Industrial Oficinas Educación Gubernamental Serv. Públicos Almacenamiento Residencial, # Unidades: _____																																																																																																																																																																																																																																																	
CROQUIS 	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 <input type="checkbox"/> DNK (Asumir Tipo D)																																																																																																																																																																																																																																																	
	Peligros geológicos: Licuefacción: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK Deslizamientos: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK Ruptura de superficie: <input type="checkbox"/> Si/No/DNK Adyacencia: <input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edificios más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) <input checked="" 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 checked="" type="checkbox"/> Otros: _____ COMENTARIOS: LA ESTRUCTURA PRESENTA IRREGULARIDAD EN PLANTA, TOMANDO EN CUENTA QUE EXISTE UNA GRAN DIFERENCIA EN LA RELACION ENTRE ELANCHO Y EL LARGO DEL EDIFICIO Comentarios o bosquejos adicionales en hojas separadas																																																																																																																																																																																																																																																	
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																																																																																																																																																																																																																																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA</th> <th colspan="16">No se sabe (DNK)</th> </tr> <tr> <th></th> <th>W1</th><th>W1A</th><th>W2</th><th>S1</th><th>S2</th><th>S3</th><th>S4</th><th>S5</th><th>C1</th><th>C2</th><th>C3</th><th>PC1</th><th>PC2</th><th>RM1</th><th>RM2</th><th>URM</th><th>MH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puntaje Básico</td> <td>3.60</td><td>3.20</td><td>2.90</td><td>2.10</td><td>2.00</td><td>2.60</td><td>2.00</td><td>1.70</td><td>1.50</td><td>2.00</td><td>1.20</td><td>1.60</td><td>1.40</td><td>1.70</td><td>1.70</td><td>1.00</td><td>1.50</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación severa, VL1</td> <td>-1.20</td><td>-1.20</td><td>-1.20</td><td>-1.00</td><td>-1.00</td><td>-1.10</td><td>-1.00</td><td>-0.80</td><td>-0.90</td><td>-1.00</td><td>-0.70</td><td>-1.00</td><td>-0.90</td><td>-0.90</td><td>-0.90</td><td>-0.70</td><td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación moderada VL1</td> <td>-0.70</td><td>-0.70</td><td>-0.70</td><td>-0.60</td><td>-0.60</td><td>-0.70</td><td>-0.60</td><td>-0.50</td><td>-0.50</td><td>-0.60</td><td>-0.40</td><td>-0.60</td><td>-0.50</td><td>-0.50</td><td>-0.50</td><td>-0.40</td><td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en planta (PL1)</td> <td>-1.10</td><td>-1.00</td><td>-1.00</td><td>-0.80</td><td>-0.70</td><td>-0.90</td><td>-0.70</td><td>-0.60</td><td>-0.60</td><td>-0.80</td><td>-0.50</td><td>-0.70</td><td>-0.60</td><td>-0.70</td><td>-0.70</td><td>-0.40</td><td>NA</td> </tr> <tr> <td>Pre-Código</td> <td>-1.10</td><td>-1.00</td><td>-0.90</td><td>-0.60</td><td>-0.60</td><td>-0.80</td><td>-0.60</td><td>-0.20</td><td>-0.40</td><td>-0.70</td><td>-0.10</td><td>-0.50</td><td>-0.30</td><td>-0.50</td><td>-0.50</td><td>0.00</td><td>-0.10</td> </tr> <tr> <td>Post Referencia</td> <td>1.60</td><td>1.90</td><td>2.20</td><td>1.40</td><td>1.40</td><td>1.10</td><td>1.90</td><td>NA</td><td>1.90</td><td>2.10</td><td>NA</td><td>2.00</td><td>2.40</td><td>2.10</td><td>2.10</td><td>NA</td><td>1.20</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo A o B</td> <td>0.10</td><td>0.30</td><td>0.50</td><td>0.40</td><td>0.60</td><td>0.10</td><td>0.60</td><td>0.50</td><td>0.40</td><td>0.50</td><td>0.30</td><td>0.60</td><td>0.40</td><td>0.50</td><td>0.50</td><td>0.30</td><td>0.30</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)</td> <td>0.20</td><td>0.20</td><td>0.10</td><td>-0.20</td><td>-0.40</td><td>0.20</td><td>-0.10</td><td>-0.40</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>-0.20</td><td>-0.30</td><td>-0.10</td><td>-0.10</td><td>-0.10</td><td>-0.20</td><td>-0.40</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (>3 pisos)</td> <td>-0.30</td><td>-0.60</td><td>-0.90</td><td>-0.60</td><td>-0.60</td><td>NA</td><td>-0.60</td><td>-0.40</td><td>-0.50</td><td>-0.70</td><td>-0.30</td><td>NA</td><td>-0.40</td><td>-0.50</td><td>-0.60</td><td>-0.20</td><td>NA</td> </tr> <tr> <td>Puntaje Mínimo, Smin</td> <td>1.10</td><td>0.90</td><td>0.70</td><td>0.50</td><td>0.50</td><td>0.60</td><td>0.50</td><td>0.50</td><td>0.30</td><td>0.30</td><td>0.30</td><td>0.20</td><td>0.20</td><td>0.30</td><td>0.30</td><td>0.20</td><td>1.00</td> </tr> <tr> <td>PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL 1 ≥ Smin</td> <td colspan="16" style="text-align: center;">1,70-0,60-0,2=SL1=0,9 Smin=0,50</td> </tr> </tbody> </table>	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	3.60	3.20	2.90	2.10	2.00	2.60	2.00	1.70	1.50	2.00	1.20	1.60	1.40	1.70	1.70	1.00	1.50	Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.20	-1.20	-1.20	-1.00	-1.00	-1.10	-1.00	-0.80	-0.90	-1.00	-0.70	-1.00	-0.90	-0.90	-0.90	-0.70	NA	Irregularidad en elevación moderada VL1	-0.70	-0.70	-0.70	-0.60	-0.60	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60	-0.40	-0.60	-0.50	-0.50	-0.50	-0.40	NA	Irregularidad en planta (PL1)	-1.10	-1.00	-1.00	-0.80	-0.70	-0.90	-0.70	-0.60	-0.60	-0.80	-0.50	-0.70	-0.60	-0.70	-0.70	-0.40	NA	Pre-Código	-1.10	-1.00	-0.90	-0.60	-0.60	-0.80	-0.60	-0.20	-0.40	-0.70	-0.10	-0.50	-0.30	-0.50	-0.50	0.00	-0.10	Post Referencia	1.60	1.90	2.20	1.40	1.40	1.10	1.90	NA	1.90	2.10	NA	2.00	2.40	2.10	2.10	NA	1.20	Tipo de suelo A o B	0.10	0.30	0.50	0.40	0.60	0.10	0.60	0.50	0.40	0.50	0.30	0.60	0.40	0.50	0.50	0.30	0.30	Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)	0.20	0.20	0.10	-0.20	-0.40	0.20	-0.10	-0.40	0.00	0.00	-0.20	-0.30	-0.10	-0.10	-0.10	-0.20	-0.40	Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.30	-0.60	-0.90	-0.60	-0.60	NA	-0.60	-0.40	-0.50	-0.70	-0.30	NA	-0.40	-0.50	-0.60	-0.20	NA	Puntaje Mínimo, Smin	1.10	0.90	0.70	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	1.00	PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL 1 ≥ Smin	1,70-0,60-0,2=SL1=0,9 Smin=0,50																<table border="1"> <thead> <tr> <th>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN</th> <th>OTROS PELIGROS</th> <th>ACCIÓN REQUERIDA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de suelo: <u>TIPO D</u> Fuente de los Peligros Geológicos: _____ Persona de contacto: _____ </td> <td> Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos de SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que pueden caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural </td> <td> 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 </td> </tr> <tr> <td colspan="3"> EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>-0.2</u> <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No </td> </tr> </tbody> </table>	EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS PELIGROS	ACCIÓN REQUERIDA	Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de suelo: <u>TIPO D</u> Fuente de los Peligros Geológicos: _____ Persona de contacto: _____	Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos de SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que pueden caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	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	EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>-0.2</u> <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No		
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	3.60	3.20	2.90	2.10	2.00	2.60	2.00	1.70	1.50	2.00	1.20	1.60	1.40	1.70	1.70	1.00	1.50																																																																																																																																																																																																																																	
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.20	-1.20	-1.20	-1.00	-1.00	-1.10	-1.00	-0.80	-0.90	-1.00	-0.70	-1.00	-0.90	-0.90	-0.90	-0.70	NA																																																																																																																																																																																																																																	
Irregularidad en elevación moderada VL1	-0.70	-0.70	-0.70	-0.60	-0.60	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60	-0.40	-0.60	-0.50	-0.50	-0.50	-0.40	NA																																																																																																																																																																																																																																	
Irregularidad en planta (PL1)	-1.10	-1.00	-1.00	-0.80	-0.70	-0.90	-0.70	-0.60	-0.60	-0.80	-0.50	-0.70	-0.60	-0.70	-0.70	-0.40	NA																																																																																																																																																																																																																																	
Pre-Código	-1.10	-1.00	-0.90	-0.60	-0.60	-0.80	-0.60	-0.20	-0.40	-0.70	-0.10	-0.50	-0.30	-0.50	-0.50	0.00	-0.10																																																																																																																																																																																																																																	
Post Referencia	1.60	1.90	2.20	1.40	1.40	1.10	1.90	NA	1.90	2.10	NA	2.00	2.40	2.10	2.10	NA	1.20																																																																																																																																																																																																																																	
Tipo de suelo A o B	0.10	0.30	0.50	0.40	0.60	0.10	0.60	0.50	0.40	0.50	0.30	0.60	0.40	0.50	0.50	0.30	0.30																																																																																																																																																																																																																																	
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)	0.20	0.20	0.10	-0.20	-0.40	0.20	-0.10	-0.40	0.00	0.00	-0.20	-0.30	-0.10	-0.10	-0.10	-0.20	-0.40																																																																																																																																																																																																																																	
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.30	-0.60	-0.90	-0.60	-0.60	NA	-0.60	-0.40	-0.50	-0.70	-0.30	NA	-0.40	-0.50	-0.60	-0.20	NA																																																																																																																																																																																																																																	
Puntaje Mínimo, Smin	1.10	0.90	0.70	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.30	0.30	0.30	0.20	0.20	0.30	0.30	0.20	1.00																																																																																																																																																																																																																																	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL 1 ≥ Smin	1,70-0,60-0,2=SL1=0,9 Smin=0,50																																																																																																																																																																																																																																																	
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS PELIGROS	ACCIÓN REQUERIDA																																																																																																																																																																																																																																																
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de suelo: <u>TIPO D</u> Fuente de los Peligros Geológicos: _____ Persona de contacto: _____	Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos de SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que pueden caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	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																																																																																																																																																																																																																																																
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>-0.2</u> <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No																																																																																																																																																																																																																																																		
Cualquier Información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST= Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe.																																																																																																																																																																																																																																																		

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Inspección Visual Rápida – Nivel 2.

Una vez concluido y determinado el nivel de vulnerabilidad de la estructura en el Nivel 1, se procede a llenar y evaluar con ayuda del formato correspondiente al Nivel 2 que se detallara a continuación.

1. De la misma manera que en el formato de Nivel 1, es necesario colocar datos principales correspondientes a la estructura y quien realizó la inspección. Por otra parte, se realiza un cálculo del puntaje final S' que relaciona el puntaje S del Nivel 1 con los puntajes que dependen de las irregularidades en elevación y en planta.

Figura 31: Paso N°1-Inspección Visual Rápida FEMA 154-Nivel 2.

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 diseño de edificios sísmicos.			
Nombre edificio: <u>FACULTAD DE CIENCIAS DE LA SALUD BLOQUE 13 (NAPPA)</u>	Puntaje Final Nivel 1:	SLI: <u>0.9</u> (no se considera SMW)	
Inspector: <u>Santiago Alejandro Tovar Molina</u>	Modificadores de irregularidad Nivel 1:	Irregularidad en elevación, VLI =	Irregularidad en planta, PLI = <u>-0.5</u>
Fecha/Hora: <u>10/3/2022 9:00am</u>	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S=(SLI-VLI-PLI)= <u>0.9+0.6 = 1.5</u>	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

2. Posteriormente se califica a la estructura tomando en cuenta los parámetros que se presentan en la Figura 32. En este caso se penalizó a la estructura por irregularidades en planta y se calcula nuevamente el puntaje final S'.

Figura 32: Paso N°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 a otro		-1.2	VL2= Tope en -12
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.			
	Piso debil 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)		-0.6	
		Edificación WA 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	
	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. 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 de eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores a 50% de a 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 a mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5	
	Nivel	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 a desempeño sísmico de la edificación.		-0.5		
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsión: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del WA mencionada anteriormente.)			-0.7	PL2=-0.7 Tope en -11
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre si			-0.4	
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda a 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	
Redundancia	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.			-0.7	
	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y		El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-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 a final del bloque o manzana.			-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.		-1	-1	
Edificación C1	Pocas 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 Re adecuación)		0.3		
Edificación	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	M=-1	
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda		1.2		
Re adecuación	Una re adecuación o un re acondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.		1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S* + VL2 + PL2 + M) ≥ Smin:				1.5-0.7-1= -0.2	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3. Como tercer paso tenemos que evaluar la parte no estructural que presenta el edificio tanto en su interior como su exterior.

Figura 33: Paso N°3-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		X	
	Existen revestimientos pesados		X	
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente		X	
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.		X	
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes		X	
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.		X	
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.		X	
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de adriello en gradas o corredores de salida		X	
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.		X	
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				

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como se puede observar en la Figura 32, el puntaje final S' se lo calculó, obteniendo como resultado menor que el S mínimo, dando a entender que con ayuda del formato del Nivel 2 la estructura presenta una vulnerabilidad sísmica alta.

Figura 34: Formato FEMA 154 - Nivel 1

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 sísmicos.				
Nombre ed: DE CIENCIAS DE LA SALUD BLOQUE 13	Puntaje Final Nivel 1: SL1: 0.9 (no se considera SM IN)			
Inspector: Santiago Alejandro Tovar Molina	Modificadores de irregularidad N1: Irregularidad en elevación, VL1 = Irregularidad en planta, PL1 = -0.6			
Fecha/Hor: 10/3/2021 9:00am	PUNTAJE BASE AJUST: S'=(SL1-VL1-PL1)= 0.9+0.6 = 1.5			
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 a otro	-1.2	VL2= -0.7 Tope en -1.2
	Piso debil y/o piso blanco (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible esta 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)	-0.6	
		Edificación WA, con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
	Discontinuidad	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	
		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.	-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM 1, RM 2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM 1, RM 2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que a mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel	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		
Irregularidad en planta, PL2	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar a desempeño sísmico de la edificación.	-0.5	PL2= -0.7 Tope en -1.1	
	Irregularidad torsión: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del WA 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 a 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			
Redundancia	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7		
Golpeteo	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	-0.3	-1	
	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 15% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y la edificación está a final del bloque o manzana.	-1		
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.	-1	-1	
Edificación C1	Pocas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.4		
Edificación PC1/RM 1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Pasa-Referencia o de Reeducación)	0.3	M=-1	
Edificación URM	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega).	0.3		
MH	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-0.4		
Reeducación	Existen un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
	Una reeducación o un acondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ S mín:		1.5 + 0.7 - 1 = -0.2		
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 de 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	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada		X	
	Existen revestimientos pesados		X	
	Existe un techo pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente		X	
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.		X	
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes		X	
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.		X	
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.		X	
	Existen tejas de arcilla o tabiques de adriño en gradas o corredores de salida		X	
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: Alejandro Tovar Molina.

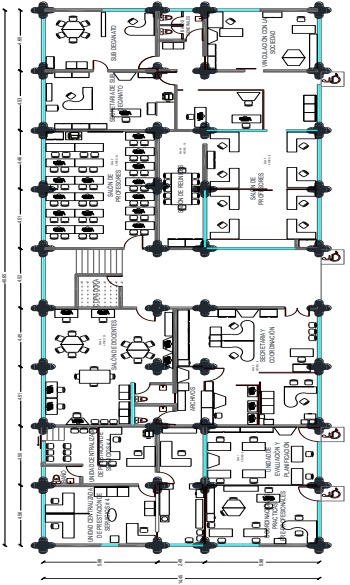

3.1.1.2. Inspección Visual Rápida según NEC-15.

Tomando en cuenta la Norma Ecuatoriana de Construcción para poder determinar el nivel de vulnerabilidad de las estructuras, nos proporciona una Guía para la rehabilitación sísmica de edificios en la cual proporciona un formato para la inspección visual rápida la cual se basa en los formatos presentados anteriormente del FEMA 154.

A continuación, se va a detallar cada uno de los pasos necesarios para llenar el formulario correspondiente.

1. Principalmente el formato propuesto por la NEC 2015, solicita información correspondiente a la estructura tales como su dirección, nombre de la edificación, fotografías y esquemas, el uso y el área de construcción de esta. De igual manera se necesita colocar los datos del profesional que realizó la inspección y la fecha en la cual se realizó la inspección.

Figura 35: Paso N°1-Inspección Visual Rápida NEC 2015

	DATOS DE EDIFICACIÓN:	
	Dirección: <u>PARROQUIA LA MERCED. AVENIDA EL SALVADOR</u>	
	Nombre de la edificación: <u>UTA - FACULTAD DE CIENCIAS DE LA SALUD BLOQUE 13 (KAPPA)</u>	
	Sitio de referencia: <u>TERMINAL TERRESTRE AMBATO NORTE</u>	
	Tipo de uso: <u>EDUCATIVO</u>	Fecha de evaluación: <u>10-mar-21</u>
	Año de construcción:	Año de remodelación:
	Área de construcción en m²: <u>598,33</u>	
	DATOS DEL PROFESIONAL	
	Nombre del evaluador: <u>ALEJANDRO TOVAR MOLINA</u>	
	C.I.: <u>0550053458</u>	
Registro Senescyt:		
		

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

2. Como el formato de la NEC 2015 está basado con el formato del FEMA 154, se puede observar que en la tipología de los sistemas estructurales coinciden en su mayoría, por tanto, la estructura en estudio nuevamente de lo denomina una estructura deportivos de acero con paredes de mampostería (S5).

Figura 36:Paso N°2-Inspección Visual Rápida NEC 2015

TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Portico Hormigón Armado	C1	Portico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con muros	C2	Portico acero laminado con	S2
Mampostería reforzada	RM	Portico H. Armado con mampostería confinada sin H. Armado prefabricado	C3	Portico acero doblado en frío	S3
Mixta acero-hotmígón o mixta madera-hormigón	MX			Portico acero laminado con muros	S4
			PC	Portico acero con paredes	S5

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- De igual manera que en el formato anterior, se debe elegir cada uno de los puntajes modificadores que se pueda encontrar en la estructura, como por ejemplo las irregularidades en planta que se detecten. Una vez elegido cada uno de los puntajes, se procede a calcular el puntaje final S.

Figura 37:Paso N°3-Inspección Visual Rápida NEC 2015

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJES FINALES													
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
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0
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	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstruido	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construcción 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
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-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	S = 2 - 0,5 - 0,4 = 1,1												

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- Una vez calculado el puntaje final S se puede determinar el nivel de vulnerabilidad basándose en la relación propuesta por el formato de la NEC 2015 que se presenta a continuación.

Figura 38:Paso N°4-Inspección Visual Rápida NEC 2015

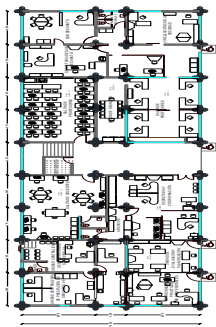

S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	X
2.>S>2.5	Media vulnerabilidad	
S>2.5	Baja vulnerabilidad	
Firma responsable de la Evaluación		
OBSERVACIONES: LA ESTRUCTURA PRESENTA IRREGULARIDAD EN PLANTA, TOMANDO EN CUENTA QUE EXISTE UNA GRAN DIFERENCIA EN LA RELACION ENTRE ELANCHO Y EL LARGO DEL EDIFICIO		

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Según la inspección visual rápida de la NEC 2015, se determina que la estructura en estudio tiene un alto nivel de vulnerabilidad ya que en el cálculo del puntaje final S es menor a 2.0, y por lo tanto es necesario realizar un análisis mucho más detallado como lo es el Pushover.

En la Figura 39 se presenta en su totalidad el formato de la inspección visual rápida propuesta por NEC 2015.

Figura 39: Inspección visual rápida-NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES																						
DATOS DE EDIFICACIÓN:																						
Dirección: PARROQUIA LA MERCED, AVENIDA EL SALVADOR																						
Nombre de la edificación: UTA - FACULTAD DE CIENCIAS DE LA SALUD BLOQUE '3' (KAPPA)																						
Sitio de referencia: TERMINAL TERRESTRE AMBATO NORTE																						
Tipo de uso: EDUCATIVO							Fecha de evaluación: 10-mar-21															
Año de construcción: 598, 33							Año de remodelación:															
DATOS DEL PROFESIONAL																						
Nombre del evaluador: ALEJANDRO TOVAR MOLINA																						
C.I: 0550053458																						
Registro Senescyt:																						
																						
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																						
Madera	W1	Portico Hormigón Armado					C1	Portico acero laminado					S1									
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con muros estructurales					C2	Portico acero laminado con diagonales					S2									
Mampostería reforzada	RM	Portico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo					C3	Portico acero doblado en I no					S3									
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado					PC	Portico acero con paredes mampostería					S5									
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJES FINALES																						
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5									
Puntaje básico	4.4	18	2.8	18	2.5	2.8	16	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2									
ALTURA DE EDIFICACIÓN																						
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	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	0.6									
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	-1									
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5									
CODIGO DE LA CONSTRUCCION																						
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2									
Construcción 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									
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	10	14	2.4	14	10	14	14	10	16	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									
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-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																						
S = 2.0, 5.0, 0.4 = 1.1																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">S<2.0</td> <td style="width: 60%;">Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">X</td> </tr> <tr> <td>2.>S>2.5</td> <td>Media vulnerabilidad</td> <td></td> </tr> <tr> <td>S>2.5</td> <td>Baja vulnerabilidad</td> <td></td> </tr> </table>														S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	X	2.>S>2.5	Media vulnerabilidad		S>2.5	Baja vulnerabilidad	
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	X																				
2.>S>2.5	Media vulnerabilidad																					
S>2.5	Baja vulnerabilidad																					
Firma responsable de la Evaluación																						
OBSERVACIONES: LA ESTRUCTURA PRESENTA IRREGULARIDAD EN PLANTA, TOMANDO EN CUENTA QUE EXISTE UNA GRAN DIFERENCIA EN LA RELACION EN																						

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3.1.1.3. Resultados obtenidos por el método cualitativo

Tomando en cuenta los resultados obtenidos mediante los formatos FEMA-154 y NEC-2015, presentan una discrepancia ya que al aplicar el primer método da como resultado que la estructura tiene una vulnerabilidad baja. Mientras que con el segundo método se determinó que la estructura posee un alto grado de vulnerabilidad.

Tabla 25: Niveles de vulnerabilidad determinados.

NORMA	CONDICIÓN	NIVEL DE VULNERABILIDAD
FEMA 154	(determinado) $0.9 > 0.5$ (mínimo)	BAJO
NEC 2015	(determinado) $1.1 < 2.0$ (mínimo)	ALTO

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3.1.2. Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo.

Toma en cuenta que la estructura en estudio se la considera como una estructura especial ya que es utilizada como centro de educación superior, se procedió a realizar un análisis mediante el método cuantitativo explicado en el capítulo anterior, de esta manera determinar el grado de vulnerabilidad y verificar el desempeño estructural de la misma.

Para la ejecución de este método, es necesario emplear dos tipos de modelos estructurales, en el cual el primero consiste en un análisis lineal pseudo-dinámico o modal-espectral de acuerdo con la NEC-15 en donde se obtendrá las características de la estructura en su estado lineal, como períodos de vibración, desplazamientos, derivas, etc. Mientras que el segundo modelo consiste en realizar un análisis estático no lineal (Pushover), que ayudará a determinar el nivel de vulnerabilidad, el nivel de desempeño y las posibles ubicaciones de la estructura que pueden presentar fallas al momento de ser sometidas a fuerzas sísmicas.

3.1.2.1. Parámetros iniciales para modelación y análisis de la estructura

Para poder efectuar los análisis necesarios se utilizó el software ETABS 2019, que es un programa especializado para el diseño y evaluación de estructuras de cualquier tipo de configuración estructural.

Para el modelamiento y definiciones de cada parámetro necesario se basó en los datos indicados anteriormente en el capítulo anterior.

Definición de Materiales

Para la definición de cada uno de los materiales existentes en la estructura, se utilizó la información detallada anteriormente en el capítulo dos como la resistencia a compresión del hormigón y la resistencia a la fluencia del acero estructural.

Con respecto al módulo elástico del hormigón se tomó en cuenta la ecuación para materiales correspondientes a Tungurahua, $E = 13100 * \sqrt{f'c}$

Tabla 26: Resistencia de materiales.

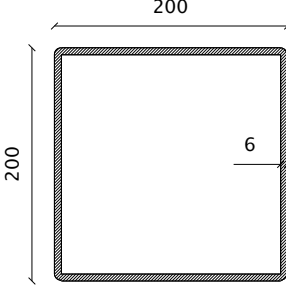
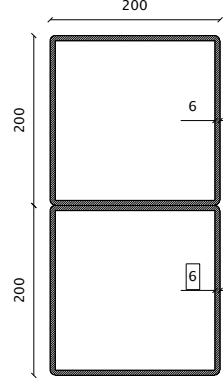
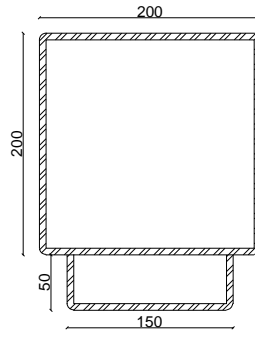
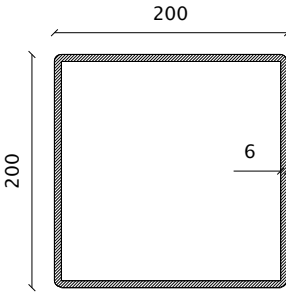
MATERIAL	RESISTENCIA
Hormigón	325 kg/cm ²
Acero de refuerzo	4200 kg/cm ²
Perfilería A36	2520 kg/cm ²

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Definición de secciones

Para el modelamiento adecuado de la estructura es necesario definir las secciones de los elementos estructurales lo más exacto posible, obtenido de esta manera las siguientes secciones.

Tabla 27: Dimensiones de elementos estructurales.

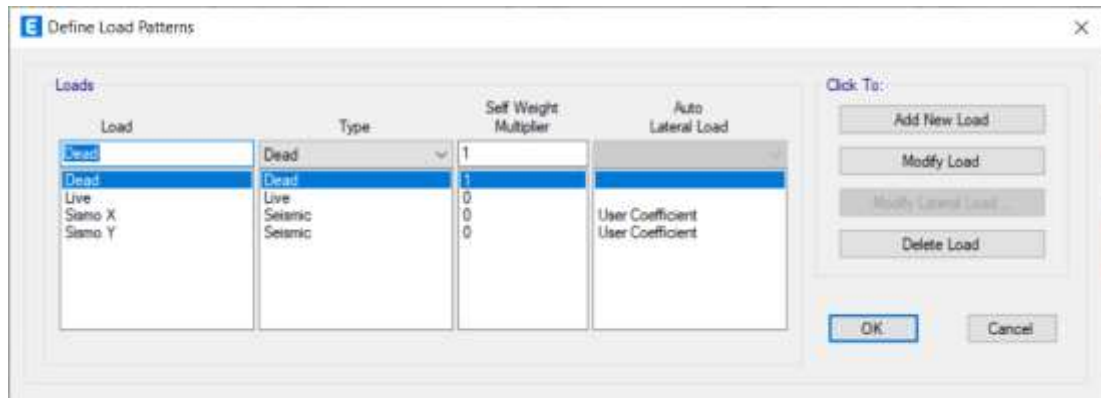
ELEMENTO	DIMENSIONES (mm)	GRÁFICO
Columna	200X200X6	
Viga compuesta A	200X400X6	
Viga compuesta B	200x200x6 50x150x6	
Viga	200X200X6	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Definición de Patrones de Carga

En el presente trabajo se definió cuatro patrones de carga, las cuales van a ser utilizadas para el método estático equivalente como se muestra en la Figura 40.

Figura 40: Definición de Patrones de Carga.



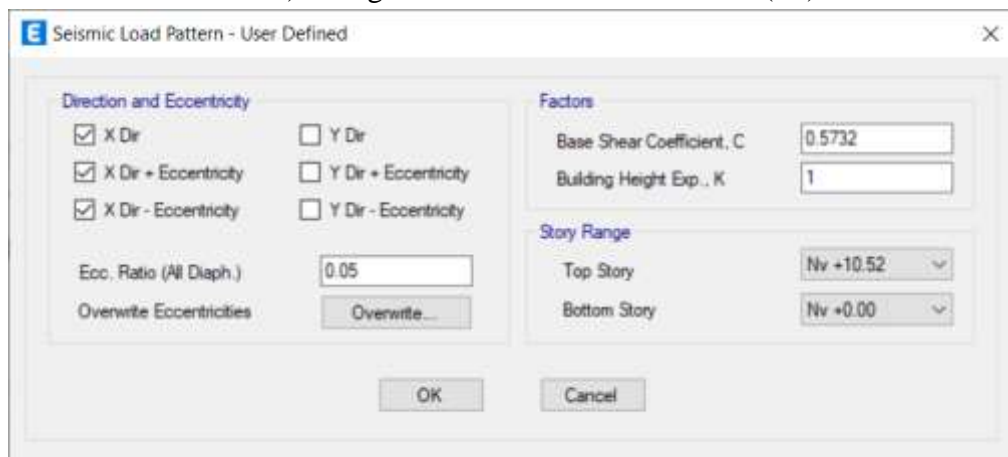
Fuente: ETABS 2019.

Los dos primeros patrones están relacionadas a las cargas muertas y vivas respectivamente que se asignaran a la estructura, mientras que las dos siguientes son patrones de cargas sísmicas estáticas, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

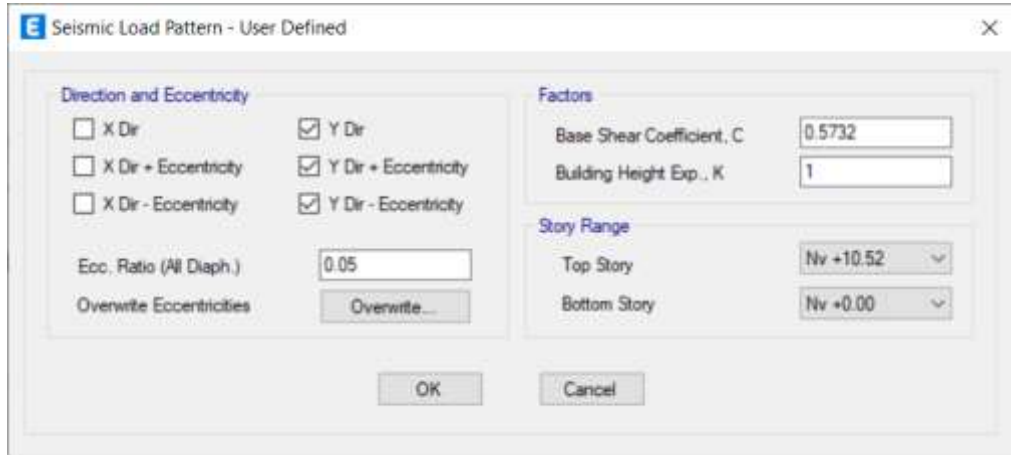
Estos patrones de cargas sísmicas estáticas, están ligadas a dos variables que necesariamente deben ser definidas y dependerán netamente de las características de la edificación.

Figura 41: Parámetros de cargas sísmicas estáticas.

a) Carga sísmica estática – sentido x (Sx)



b) Carga sísmica estática – sentido y (Sy)



Fuente: ETABS 2019.

Determinación del Coeficiente de Cortante Basal

Para poder determinar el coeficiente del cortante basal principalmente necesita de la determinación del periodo de vibración de la estructura, el cual se determinó con ayuda de la expresión señalada por la NEC 2015.

El periodo de vibración de la estructura mediante el método 1 de la NEC 2015, depende dos características tales como el sistema estructural y la altura del edificio.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

C_t, α : Coeficientes dependientes del sistema estructural y características del edificio.

h_n : Altura máxima del edificio.

Figura 42: Factores para la determinación del periodo de vibración - Método 1- NEC 2015.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

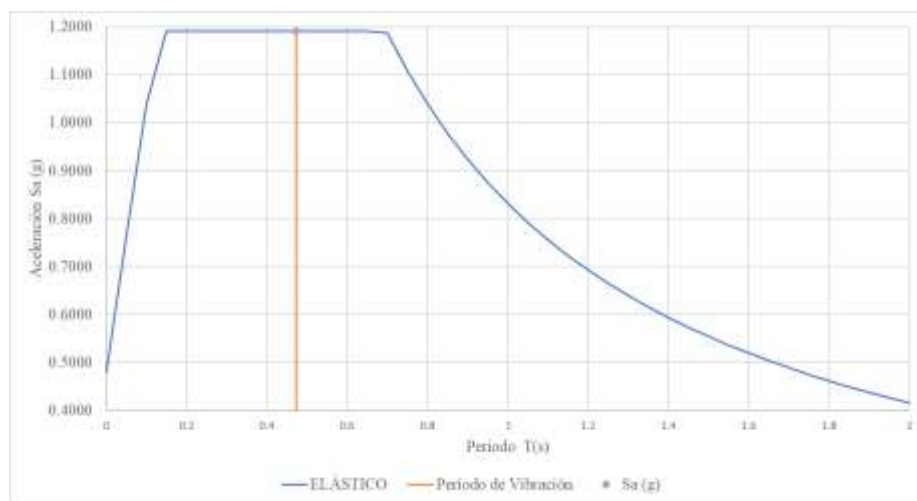
Cálculo

$$T = 0.072 * 10.52^{0.8}$$

$$T = 0.47309 \text{ s}$$

Una vez determinado el periodo de vibración de la estructura aproximado, se determina la aceleración de esta con ayuda de la gráfica del espectro de respuesta NEC 2015.

Figura 43: Determinación de la aceleración espectral.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Determinado el periodo de vibración y la aceleración espectral (1.1904) en dicho punto de periodo, se procede a calcular el coeficiente de cortante basal con ayuda de la siguiente expresión.

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_O \phi_E}$$

Donde:

C: Coeficiente de reducción.

I: Factor de importancia.

S_a: Aceleración espectral en función de la gravedad.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

φ_O: Coeficiente de irregularidad en planta.

φ_E: Coeficiente de irregularidad en elevación.

Cálculo

$$C = \frac{1.3 * 1.1904}{2.5 * 0.9 * 1}$$

$$C = 0.6877$$

Una vez calculado el coeficiente de cortante basal es necesario determinar el coeficiente que está relacionado con el período de vibración de la estructura tomando como base lo dispuesto en la NEC 2015, teniendo los siguiente.

Figura 44: Determinación del valor K.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.5 T
> 2.5	2

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

$$(T) 0.47309 < 0.5 (K = 1)$$

3.1.2.2. Análisis Lineal Pseudo-Dinámico o Modal Espectral

Con este análisis se determina el período de vibración, derivas y capacidad de la estructura frente a la demanda característica del espectro de diseño de acuerdo a la NEC-SE-DS, tomando en cuenta que los análisis realizados son de la estructura en su estado actual.

Período de vibración de la estructura

Para la determinación del período de vibración (T) la norma NEC-SE-DS 2015 proporciona dos métodos. El primer método consiste en utilizar la expresión utilizada anteriormente la cual se basa en coeficientes dependiendo de la configuración estructural y de la altura del edificio. Mientras que el segundo método consiste en realizar un análisis modal espectral con ayuda de un software especializado en diseño y análisis de estructuras (ETABS).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción indica que el período calculado por el segundo método no debe superar el 30% del período determinado por el primer método. Los resultados obtenidos para esta verificación se presentan en la Tabla 28.

Tabla 28: Verificación del periodo fundamental de la estructura.

Método 1 (Ta)	0.4730	Ta2 ≤ 1.3 Ta1
30% Ta1	0.6150	
Método 2 (Ta)	0.921	No Cumple

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Con ayuda de los resultados obtenidos se puede observar que la estructura no cumple con lo establecido por la norma ya que supera el 30% del período obtenido por el primer método, dando a entender que la estructura es muy flexible provocando derivas muy altas y por lo tanto necesita ser rigidizada para poder disminuir el periodo de vibración.

Movimiento de la estructura - Traslacionales o Torsionales

Es un chequeo el cual ayuda a verificar los tipos de movimientos que tiene la estructura en los primeros modos de vibración, tomando en cuenta que los dos primeros modos deben ser “traslacionales” siendo que en estos se generan las mayores cargas sísmicas

y por lo tanto se debe tener una mayor disipación de energía. Por otra parte, se espera que en el tercer modo de vibración la estructura tenga un comportamiento “torsional”.

Para el cálculo de este chequeo es necesario determinar el porcentaje de torsión producido en los tres primeros modos de vibración, relacionando el porcentaje de masa con la rotación en el eje Z y el mayor desplazamiento generado en los ejes X, Y. dicha relación no debe exceder al 30% para tener un movimiento traslacional, caso contrario se definirá como un movimiento torsional.

$$\%Tr = \frac{R_z}{\text{máx}(U_x; U_y)} * 100$$

Tabla 29: Chequeo de movimiento estructural (Torsional-Traslacional).

Modo	UX	UY	RZ	%Tr	OBSERVACIÓN
1	0.1432	0.0005	0.7927	553.558%	Torsional
2	0.0001	0.9361	0.0007	0.085%	Traslacional
3	0.7403	0.0002	0.1334	18.020%	Traslacional

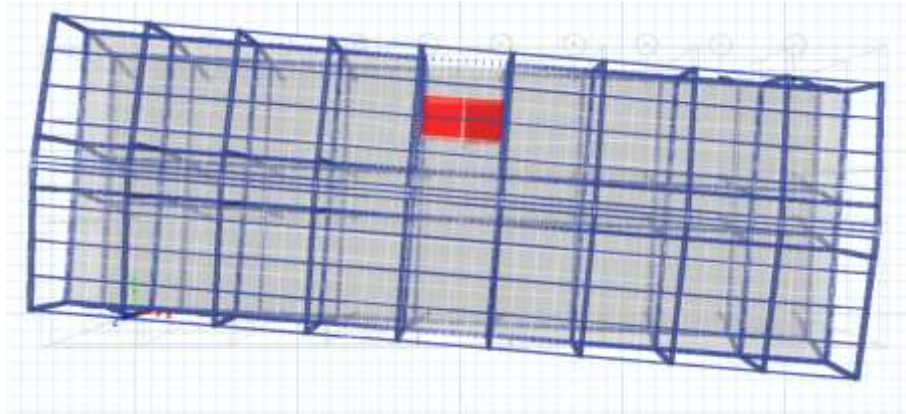
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como se puede observar en la tabla anterior, la estructura presenta un movimiento “torsional” en el primer modo de vibración ya que el porcentaje es mucho mayor al 30% permitido, mientras que en los modos 2 y 3 se generan movimientos traslacionales.

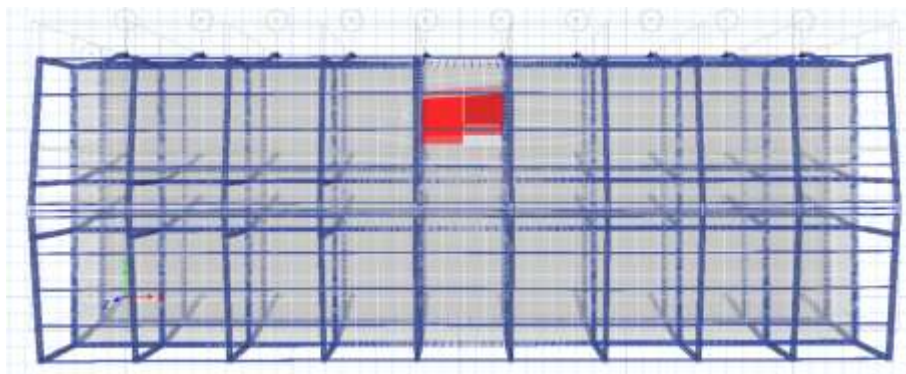
La Figura 45 ilustra los tres primeros modos de vibración y sus respectivos movimientos, en donde se observa que en el primero modo de vibración predomina el movimiento torsional, debido a que la estructura no tiene suficiente rigidez y que presenta una irregularidad en planta como se mencionó en el capítulo anterior.

Figura 45: Modos de vibración de la estructura.

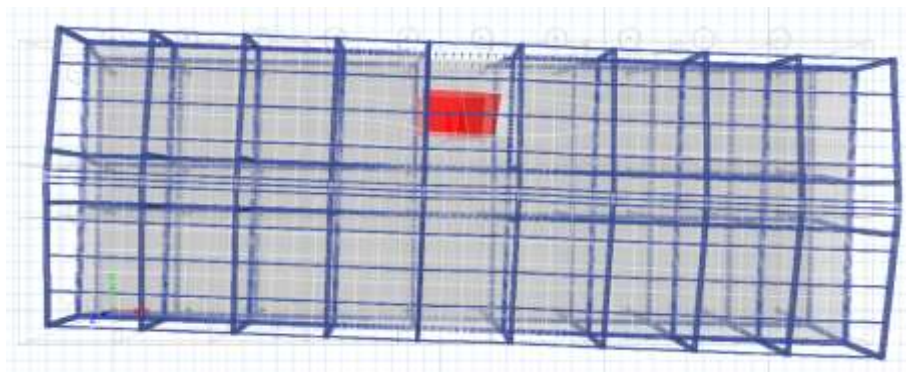
a) Primer modo de vibración – Torsional.



a) Segundo modo de vibración – Traslacional.



a) Tercer modo de vibración– Traslacional.



Fuente: ETABS 2019.

Participación de masa acumulada

Con ayuda de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) en su sección 6.2.2 se puede realizar un chequeo relacionado a la masa modal de la estructura, en la cual menciona que en el análisis dinámico, se debe garantizar la acumulación de al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones analizada (X,Y).[4]

Tabla 30:Acumulación de la masa modal.

CASO	MODO	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.1432	0.0005
Modal	2	0.1433	0.9366
Modal	3	0.8836	0.9368
Modal	4	0.8936	0.9368
Modal	5	0.8937	0.9984
Modal	6	0.9951	0.9984
Modal	7	0.9963	0.9984
Modal	8	0.9963	0.9984
Modal	9	0.9963	0.9984
Modal	10	0.9963	0.9984
Modal	11	0.9963	0.9984
Modal	12	0.9963	0.9984

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Relación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

La norma NEC-15 en su capítulo de peligro sísmico (NEC-SE-DS) en el aparato 6.2.2 en el cual nos da parámetros para el cálculo de las fuerzas sísmicas mediante un análisis dinámico, indica que el valor del cortante total en la base de la estructura obtenido mediante un método dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido mediante métodos estáticos para estructuras regulares. Mientras que para estructuras irregulares no debe ser menor al 85% del cortante basan estático.[4]

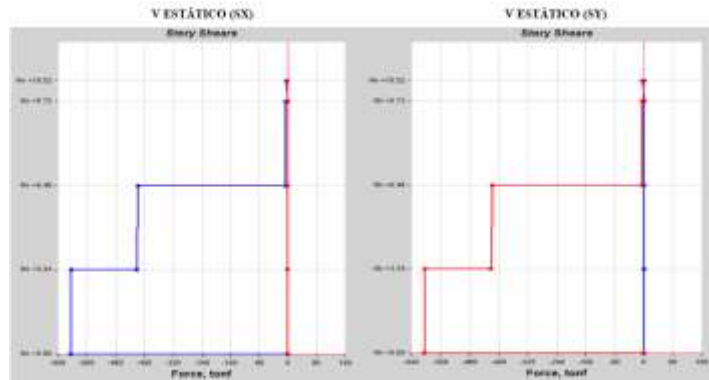
Se deberá realizar un ajuste de este cortante basal con ayuda de los resultados determinados por el método dinámico, a continuación, en la Tabla 31 se determina la relación descrita.

Tabla 31: Cortante basal Dinámico Vs Estático - NEC-15.

ESPECTRO	CORTANTE (Tn)		%	OBSERVACIÓN
	Estático	Dinámico		
Dirección X				
NEC-15	604.47	514.56	85.13%	Cumple
Dirección Y				
NEC-15	604.47	517.12	85.55%	Cumple

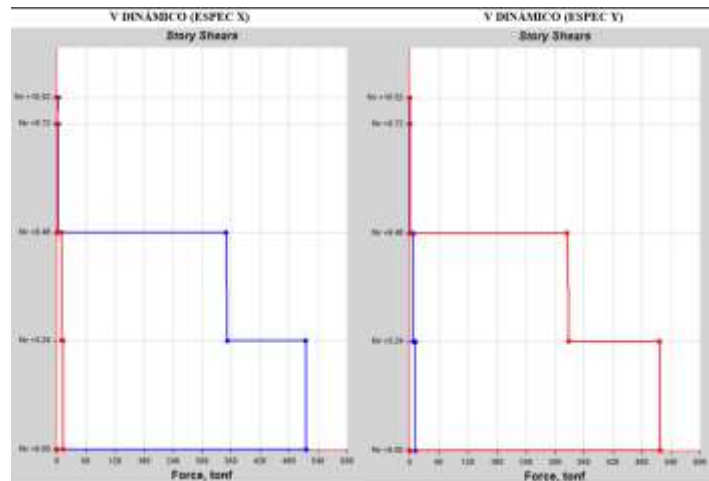
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 46: Cortante basal generado por el Análisis Estático Equivalente.



Fuente: ETABS 2019.

Figura 47: Cortante basal generado por el Análisis Modal Espectral.



Fuente: ETABS 2019.

Como se puede apreciar en la Tabla 31, la relación entre estos dos cortantes cumple con el chequeo ya que el cortante basal dinámico no supera el 85% del cortante basal estático ya que la estructura en estudio presenta una irregularidad en planta.

Derivas de piso

Las derivas de piso es uno de los chequeos más importantes ya que representa la deformación que tiene la estructura en cada uno de sus pisos, por lo tanto, la norma NEC-2015 establece valores límite para las derivas inelásticas dependiendo del sistema estructural como se presenta en la siguiente tabla.[4]

Tabla 32: Límites permisibles para derivas de pisos.

Tipo de Estructura	Δ Máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

Tomando en cuenta este criterio es necesario analizar cada una de las derivas obtenidas de la respuesta inelástica producidas por el sismo de diseño, usando su valor máximo tanto en el sentido X como Y.

Para poder determinar las derivas inelásticas se usa la siguiente expresión, en donde interviene el factor de reducción de resistencia el cual depende del sistema estructural.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Deriva máxima elástica.

R = Factor de reducción de resistencia.

Para este control se debe evaluar los resultados que se obtiene de la estructura afectada tanto por el cortante estático como el cortante dinámico en ambas direcciones. En la Figura 48 se muestra las derivas obtenidas por el cortante estático mientras que en la Figura 49 muestra las derivas resultantes por el cortante dinámico.

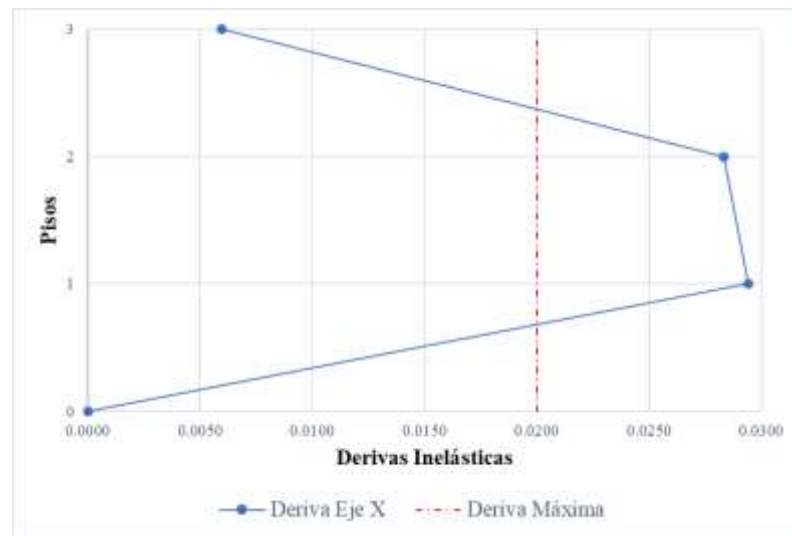
Tabla 33: Derivas inelásticas generadas por cortante basal estático.

ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Sism X	0.0032	0.0059	CUMPLE
Nivel +6.48	Sism X	0.0151	0.0283	NO CUMPLE
Nivel +3.24	Sism X	0.0157	0.0294	NO CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Sism Y	0.004582	0.0086	CUMPLE
Nivel +6.48	Sism Y	0.020676	0.0388	NO CUMPLE
Nivel +3.24	Sism Y	0.027424	0.0514	NO CUMPLE

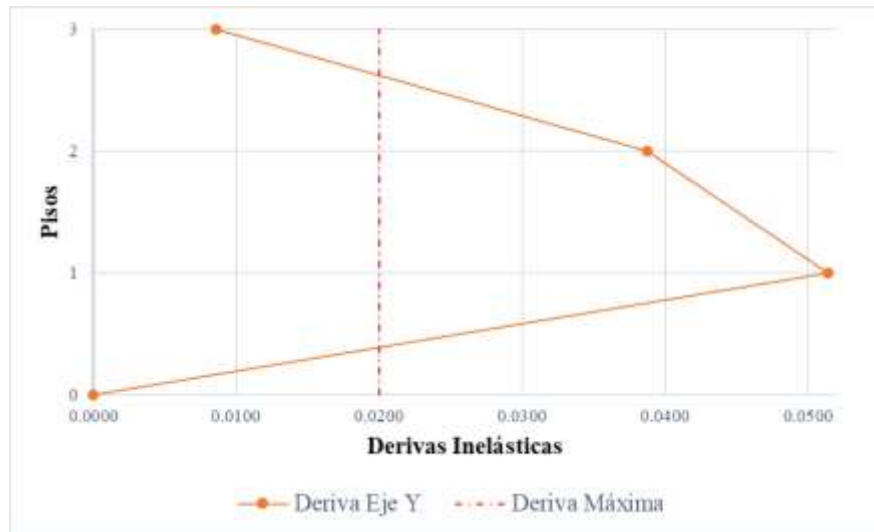
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 48: Derivas Inelásticas generado por fuerzas estáticas.

a) Sentido X



b) Sentido Y



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

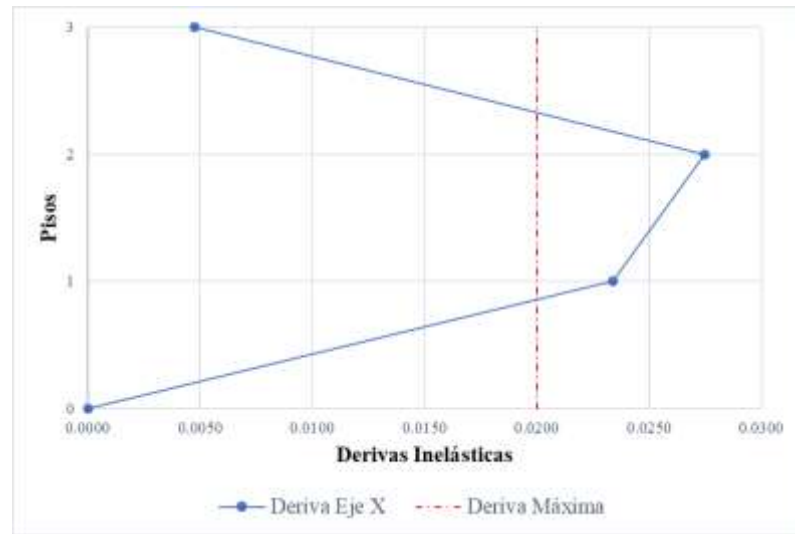
Tabla 34: Derivas inelásticas generadas por cortante basal dinámico.

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Espec X	0.002526	0.0047	CUMPLE
Nivel +6.48	Espec X	0.014641	0.0275	NO CUMPLE
Nivel +3.24	Espec X	0.012469	0.0234	NO CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Espec Y	0.002545	0.0048	CUMPLE
Nivel +6.48	Espec Y	0.014611	0.0274	NO CUMPLE
Nivel +3.24	Espec Y	0.020738	0.0389	NO CUMPLE

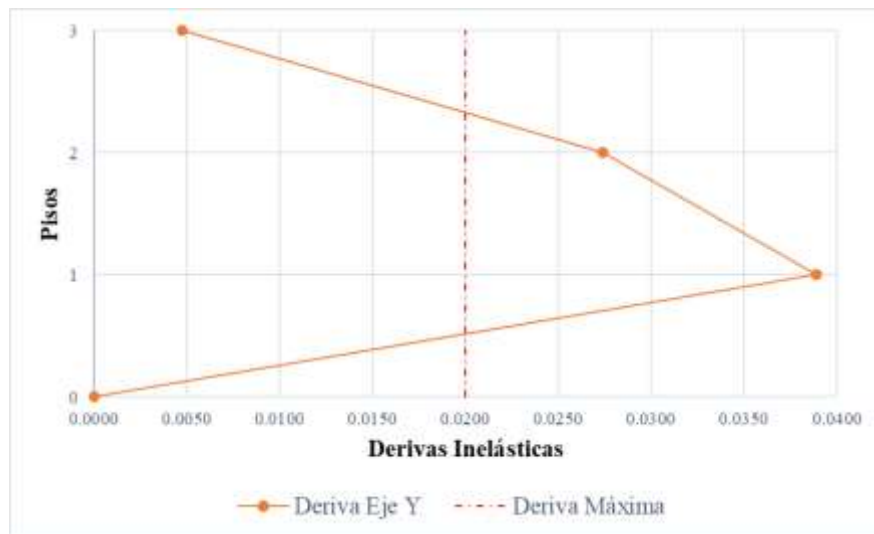
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 49:Derivas Inelásticas generadas por fuerzas sísmicas-aceleración espectral.

a) Sentido X



b) Sentido Y



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como se puede observar en las figuras presentadas anteriormente, las derivas relacionadas tanto al cortante estático como dinámico, superan el límite del 2%, llegando a un máximo de 5.14% y 3.89% para la dirección Y y X respectivamente en el primer nivel (Nv +3.24). Estos resultados obtenidos son gracias a que la estructura presenta una distancia mucho mayor en el sentido x que en el sentido y, por tanto las derivas serán mucho mayores en el sentido de menor inercia.

3.1.2.1.1. Verificación de elementos estructurales

Concluido cada uno de las verificaciones correspondientes al análisis lineal, se procede a comprobar y revisar el diseño de cada uno de los elementos estructurales y de esta manera determinar si pueden resistir o no las demandas establecidas por la NEC-2015, es por eso que la misma norma provee las siguientes combinaciones de carga para las cuales se debe diseñar.[4]

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + 1 L + 1 E
- 0.9 D + 1 E

Para la ejecución de esta verificación no se realizó ninguna reducción de resistencia de los elementos ya que se observó que se encuentran en buen estado gracias al mantenimiento adecuado de los mismo.

- **Verificación de elementos estructurales sometidos a cargas gravitacionales**

Esta verificación mostrará la capacidad que tiene los elementos estructurales para soportar las cargas determinadas he impuestas en el modelado, es decir las cargas muertas (D) y las cargas vivas (L), sin tomar en cuenta los efectos dinámicos del sismo.

Columnas:

Figura 50: Demanda Capacidad en columnas - cargas gravitacionales Eje 3.



Fuente: ETABS 2019.

Como se puede observar en la Figura 50, las columnas de mayor demanda-capacidad, se encuentran en el pórtico 3 en los ejes G y H, en las cuales presentan una demanda-capacidad del 0.773 siendo este menor a 1.0. Esta relación se la determina gracias a las ecuaciones que provee en AISC 360-10 en su sección H1, en la cual indica:

a) Cuando $Pr/P_c \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1.0$$

b) Cuando $Pr/P_c < 0.2$

$$\frac{Pr}{P_c} + \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1.0$$

Por lo tanto, tomando en cuenta los resultados de las columnas sometidas a cargas gravitacionales se tiene o siguiente.

Tabla 35: Demanda - Capacidad parciales de columnas (cargas gravitacionales).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	68.887	0.698
Pc	98.632	
Momentos (tn-m)		
Mr33	0.03	0.004
Mc33	7.67	
Mr22	0.62	0.081
Mc22	7.67	
Corte (tn)		
Vu	0.364	0.012
ϕV_n	30.834	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Obteniendo como resultado de la relación $Pr/P_c > 0.2$, por lo tanto usando la primera ecuación dando el resultado que la columna trabaja al 77.3% del total de su capacidad para cargas gravitacionales, encontrándose en un rango óptimo.

Tabla 36: Demanda-Capacidad total de columnas (cargas gravitacionales).

D/C	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.773	0.689+0.003+0.0072

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Vigas principales:

Figura 51. Demanda Capacidad en vigas - cargas gravitacionales Nv+6.48.



Fuente: ETABS 2019.

Por otra parte, en la Figura 51, se puede observar que todas las vigas tienen una demanda-capacidad muy bajas en relación a las columnas ya que las vigas con mayor esfuerzo son las localizadas en el Nivel +6.48 entre los ejes I-J perteneciente a los ejes 2 y 3. Tomando en cuenta el mismo criterio de la sección H1 del AISC 360-10 tenemos los siguientes resultados correspondiente a las vigas.

Tabla 37: Demanda-Capacidad parciales de vigas (cargas gravitacionales).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	0	0
Pc	193.71	
Momentos (tn-m)		
Mr33	5.04	0.2833
Mc33	17.79	
Mr22	0	0
Mc22	14.21	

Corte(tn)		
Vu	0.6414	0.009
ϕVn	71.374	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como la fuerza axial en las vigas no tiene valor alguno, se usa la primera ecuación presentada anteriormente proporcionando los siguientes datos.

Tabla 38: Demanda-Capacidad total de vigas (cargas gravitacionales).

D/C	$(Pr / 2Pc) + (Mr33 / Mc33) + (Mr22 / Mc22)$
0.283	0 + 0.283 + 0

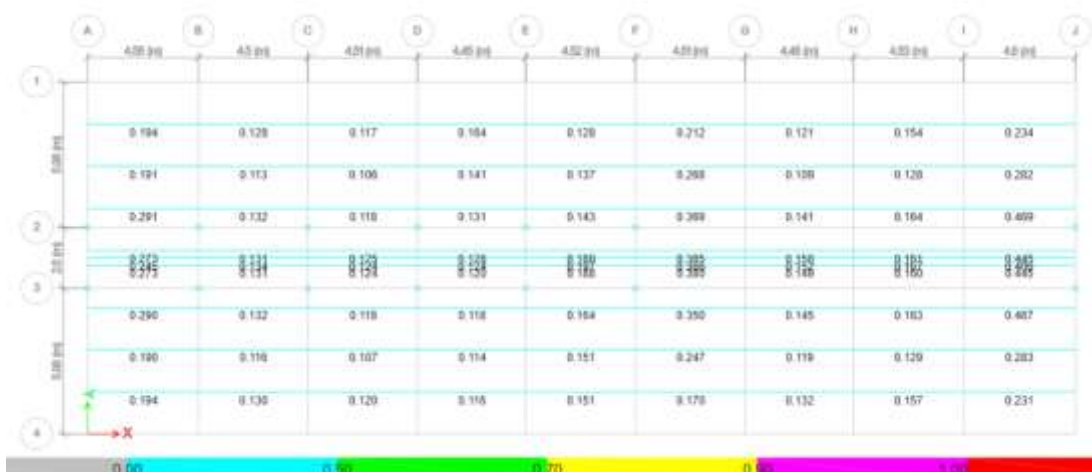
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Con ayuda de los resultados obtenidos, se puede observar que las vigas se encuentran trabajando al 28.3% de la capacidad total, dando a entender que las vigas no presentan ningún problema para cargas gravitacionales.

Vigas secundarias (correas):

Las correas de igual manera tomando en cuenta que la estructura está sometida a cargas gravitacionales no presentan ningún problema al igual que las vigas principales, dando los siguientes resultados.

Figura 52: Demanda Capacidad en correas - cargas gravitacionales.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 39: Demanda-Capacidad parciales de correas (cargas gravitacionales).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	0.0666	0.1125
Pc	0.5918	
Momentos (tn-m)		
Mr33	0.0317	0.388
Mc33	0.0815	
Mr22	0	0
Mc22	0.0236	
Corte(tn)		
Vu	0.0178	0.001
ϕV_n	2.2755	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

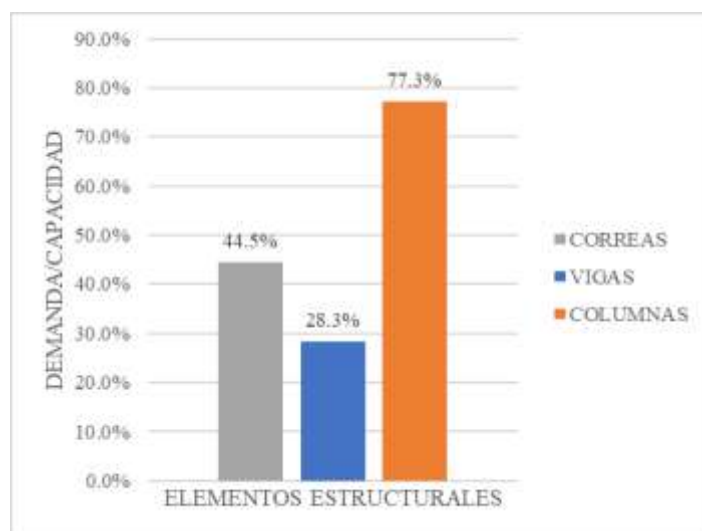
Con los resultados obtenidos, se calcula la demanda-capacidad de las correas, tomando en cuenta que tiene la misma relación de las vigas por tanto se usa la segunda ecuación.

Tabla 40: Demanda-Capacidad total de correas (cargas gravitacionales).

D/C	$(Pr / 2Pc) + (Mr33 / Mc33) + (Mr22 / Mc22)$
0.445	0.056 + 0.388 + 0.001

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 53: Porcentaje Demanda-Capacidad de elementos estructurales (cargas gravitacionales).



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- Verificación de elementos estructurales sometidos a cargas sísmicas

Columnas:

De la misma manera que la anterior verificación, se realizará un análisis de cada elemento estructural pero ahora considerando la intervención de fuerzas sísmicas. Con ayuda de la Figura 54 se puede observar que la columna más crítica es la ubicada en los ejes 1-E, dando una demanda-capacidad de 6.502, siendo este mayor al límite de capacidad de los elementos, dando a entender que la columna presenta un sobreesfuerzo.

Figura 54: Demanda-Capacidad en columnas - cargas sísmicas - Eje 1.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 41: Demanda - Capacidad parciales de columnas (cargas sísmicas).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	137.912	1.3982
Pc	98.632	
Momentos (tn-m)		
Mr33	5.202	0.6784
Mc33	7.668	
Mr22	38.824	5.0631
Mc22	7.668	
Corte (tn)		
Vu	0	0.000
ϕV_n	30.834	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

La Tabla 42 muestra que la relación entre Pr y Pc es mayor a 0.2, por tanto se aplica la primera fórmula para el cálculo de la demanda-capacidad total del elemento, obteniendo lo siguientes resultados.

Tabla 42: Demanda - Capacidad total de columnas (cargas sísmicas).

D/C	$(Pr / Pc) + (8/9)(Mr33 /Mc33) + (8/9)(Mr22 /Mc22)$
6.502	1.3982+0.6784+5.0631

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Gracias a los resultados obtenidos, se puede determinar que la columna al ser sometida a fuerzas sísmicas sufre una carga axial mayor de la que puede soportar las dimensiones de dicho elemento, por otra parte, se puede observar que el valor más alto pertenece al momento generado en el eje local z, es decir que se genera un momento muy alto debido a la torsión en planta que presenta la estructura. En este análisis la combinación que genera esta demanda capacidad es 1.2D+L+SismoY.

Vigas principales:

Al someter a la estructura a fuerzas sísmicas, se puede determinar que la demanda-capacidad de las vigas aumentaron de manera considerable en algunas zonas de la estructura. Como se puede observar en la Figura 55, las vigas pertenecientes a los ejes E y F, son las más críticas, tomando en cuenta que las demás vigas también aumentaron su demanda-capacidad, pero aun manteniéndose en un rango estable (>1).

Figura 55: Demanda-Capacidad en vigas - cargas sísmicas – Nivel 3.24.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 43: Demanda - Capacidad parciales de vigas (cargas sísmicas).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial		
Pr	0	0.0000
Pc	172.025	
Momentos		
Mr33	35.37	1.9882
Mc33	17.79	
Mr22	0	0.0000
Mc22	14.21	
Corte		
Vu	10.537	0.148
ϕV_n	71.374	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

De igual manera que en la verificación a cargas gravitacionales, las vigas no tienen ninguna participación con respecto a las cargas axial, pero se puede observar que aumenta la fuerza a corte en dicho elemento, pero la capacidad del elemento aún sigue siendo mayor, capaz de soportar dicha fuerza cortante. Por otra parte, se determina la demanda-capacidad del elemento con la misma fórmula utilizada anteriormente para vigas obteniendo los resultados presentados a continuación.

Tabla 44: Demanda - Capacidad total de vigas (cargas sísmicas).

D/C	$(Pr / 2Pc) + (Mr33 / Mc33) + (Mr22 / Mc22)$
1.989	0 + 1.989 + 0

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Una vez más, el valor del momento ejercido aumenta superando la capacidad que tiene dicho elemento gracias a la torsión que sufre la estructura en el primer modo de vibración, tomando en cuenta que en las vigas el eje local ligado a este momento es el eje y. De igual manera que con las columnas la combinación que proporciona estos resultados es 1.2D+L+SismoY.

Vigas secundarias (correas):

El comportamiento de las correas al momento de ser sometidas a cargas sísmicas no produce inconvenientes, demostrando por medio de la demanda capacidad de la correa más cargada que se presenta a continuación:

Figura 56: Demanda-Capacidad en correas - cargas sísmicas.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 45: Demanda - Capacidad parciales de correas (cargas sísmicas).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	0.5298	0.449
Pc	1.1792	
Momentos (tn-m)		
Mr33	0.1304	0.3699
Mc33	0.3525	
Mr22	0.0033	0.0287
Mc22	0.1147	
Corte (tn)		
Vu	0.0563	0.0114
ϕV_n	4.9204	

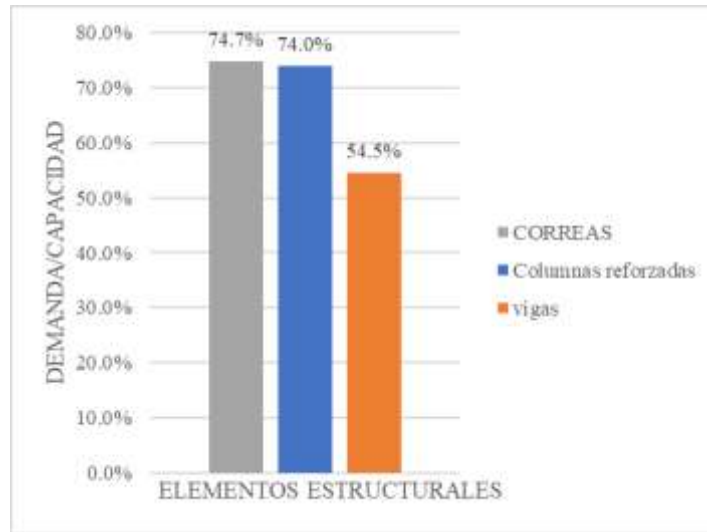
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Tabla 46: Demanda - Capacidad total de correas (cargas sísmicas).

D/C	$(Pr / Pc) + (8/9)(Mr33 / Mc33) + (8/9)(Mr22 / Mc22)$
0.804	0.449+0.329+0.026

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 57: Porcentaje Demanda-Capacidad de elementos estructurales (cargas sísmicas).



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3.1.2.2. Análisis Estático No Lineal (Push-over)

Finalizado el análisis lineal Dinámico, se procede a ejecutar el análisis estático no lineal con el fin de obtener la curva de capacidad de la estructura y con ayuda de la linealización equivalente expuesto en el capítulo II se podrá localizar el punto de desempeño basándose para los distintos niveles de amenaza sísmica propuestos por la NEC 2015. Todos esto se realizará con ayuda del incremento de cargas lateral aplicadas a la estructura.

3.1.2.2.1. Parámetros para el Análisis Estático No Lineal

De la misma manera que en el primer caso, existen parámetros iniciales antes de comenzar con el análisis estático no lineal como se presenta a continuación.

Niveles de Amenaza sísmica – NEC 2015

Para poder obtener el punto de desempeño de la estructura necesariamente se debe definir los niveles de amenaza los mismo que se representan como un espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la cual en su sección 4.3.2 proporciona de una tabla en la cual se detalla el nivel del sismo, la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno de cada uno de los sismos.

Tabla 47: Niveles de Amenaza sísmica - NEC 2015.

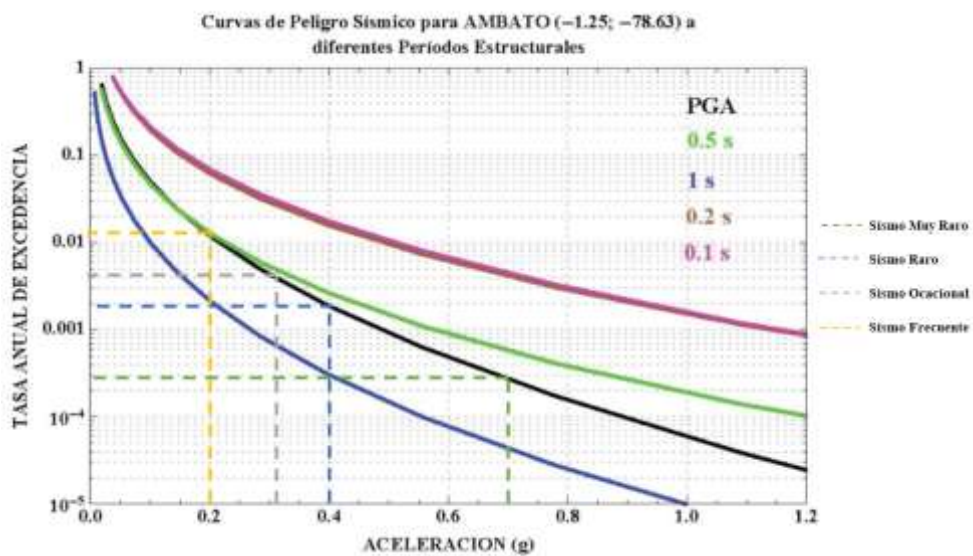
Nivel del sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.013889	0.20
Ocasional	20%	225	0.004444	0.31
Raro (Diseño)	10%	475	0.002105	0.40
Muy raro	2%	2500	0.000400	0.65

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Para poder expresar los niveles de amenaza sísmica a espectros, se debe usar un método gráfico en el cual se usa las gráficas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato, proporcionadas por la NEC 2015.

Con ayuda de la tasa de excedencia de cada una de las demandas sísmicas se procede a trazar perpendiculares hacia la curva de color negro tomando como punto de inicio los valores de excedencia, para de esta manera determinar la aceleración del terreno (PGA) para dichas demandas y poder definir cada uno de los espectros.

Figura 58: Curva de Peligro Sísmico de Ambato.



Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

Por otra parte, para poder determinar cada uno de los factores de sitio (F_a , F_d , F_s) se debe realizar una interpolación para cada uno de los sismos propuestos por la NEC 2015, con los valores de aceleración y el perfil de suelo obteniendo los siguientes valores.

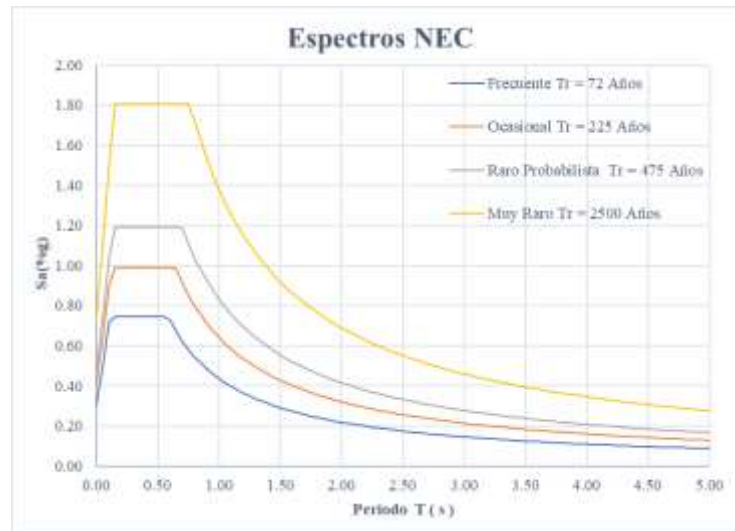
Tabla 48: Factores de suelo para cada nivel de amenaza sísmica.

Sismo	Tipo de Suelo	n	Z	Factores de sitio		
				F_a	F_d	F_s
Frecuente	D	2.48	0.200	1.500	1.535	1.040
Ocasional		2.48	0.310	1.290	1.344	1.126
Raro		2.48	0.400	1.200	1.190	1.280
Muy raro		2.48	0.650	1.120	1.110	1.400

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Una vez determinado cada uno de los factores necesarios, se procede a generar cada uno de los espectros con cada nivel de amenaza.

Figura 59: Espectros para cada nivel de amenaza sísmica.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Rotulas Plásticas

En el presente proyecto se debe tomar en cuenta que la estructura en análisis está constituida por elementos metálicos conformados en frío, tanto en columnas como en

vigas, es por eso que para la definición de rotulas plásticas pertenecientes a las vigas se realizó mediante el método de fibras, como se presenta en la siguiente figura.

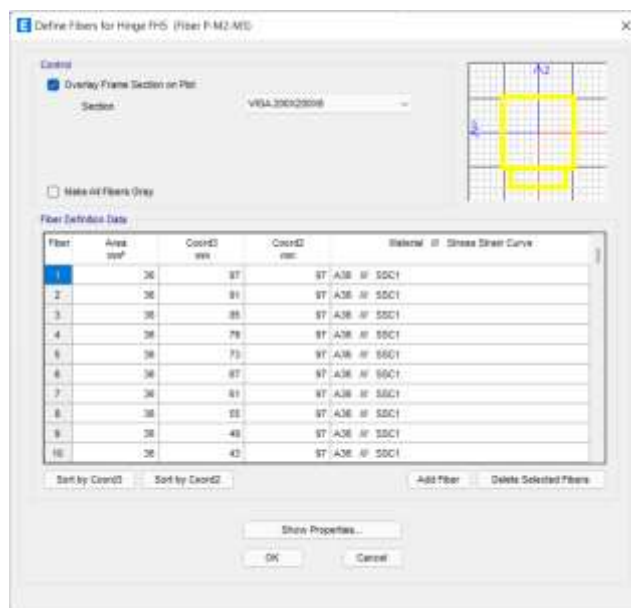
Figura 60: Definición de rotulas plásticas mediante fibras.

a) Rotula plástica – método de fibras para vigas perimetrales.

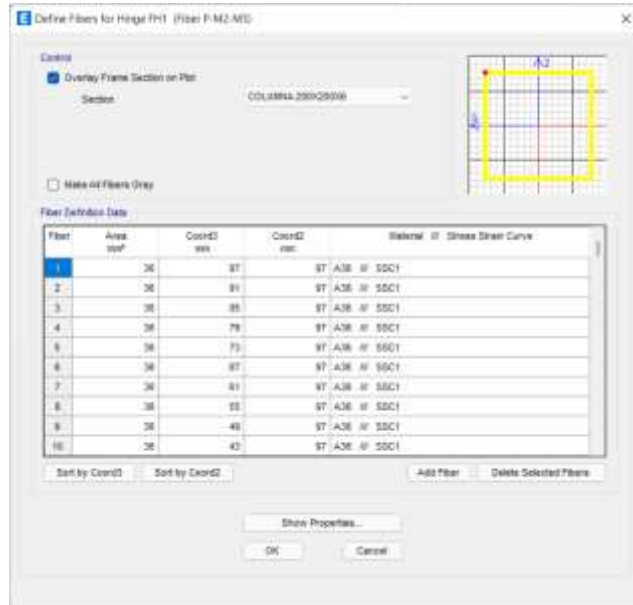


Fuente: ETABS 2019.

b) Rotula plástica – método de fibras para vigas internas.



c) Rotula plástica – método de fibras para columnas.



Fuente: ETABS 2019.

Para la definición de rotulas pasticas mediante el método de fibras, es necesario discretizar el área transversal del elemento y definir fibras individuales con un área y coordenadas específicas con respecto al centro del elemento, en este caso se definieron 256 y 171 fibras para las vigas tubulares perimetrales e internas, respectivamente, mientras que para columnas se definieron 128 fibras como se muestra en las Figura 60.

Para la longitud de las rotulas plásticas se definió a un 5 y 95% de la longitud como se expresó en el capítulo I.

Carga gravitacional no lineal

Uno de los parámetros principales para este tipo de análisis es la consideración de las cargas gravitacionales a las cuales están sometidas la estructura y provoca deformaciones antes de ser expuesta a las cargas laterales inducidas por el sismo. Para esto es necesario definir un patrón de carga que contenga el 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva como se puede observar en la siguiente figura.

Figura 61: Definición de la Carga Gravitacional No Lineal.



Fuente: ETABS 2019.

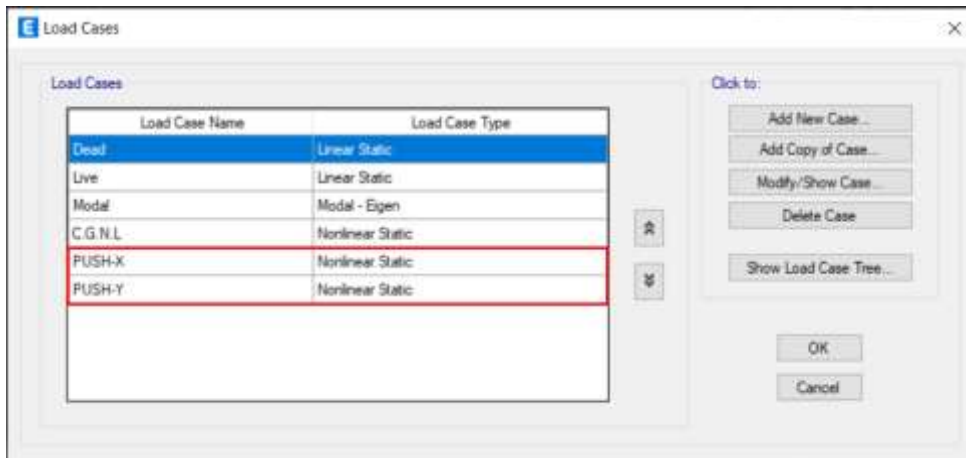
Carga lateral no lineal

Este tipo de carga se la define para ser aplicada a la estructura una vez termine la deformación producida por las cargas gravitacionales anteriormente mencionados, tomando en cuenta que se debe definir para considerar las acciones sísmicas hacia la estructura en ambos sentidos X,Y.

Las fuerzas que componen estos patrones de carga se encuentran ligados directamente con los patrones definidos para el análisis dinámico lineal (Sismo X y Sismo Y) los cuales usan el cortante estático basal determinado por el programa ETABS como se presentó en la Figura 40.

A las cargas laterales no lineales se las controla mediante los desplazamientos que presenta la estructura a medida que se van aplicando las cargas, la misma que se controla por un nodo definido en el último piso que se encuentre lo más cercano al centro de masas de la estructura. Para poder obtener una curva de capacidad de la estructura más detallada, el límite de desplazamiento con el que se controla será el doble de la deriva máxima permitida.

Figura 62: Definición de cargas laterales.



Fuente: ETABS 2019.

Figura 63: Definición de límite de desplazamiento y nodo de control.



Fuente: ETABS 2019.

Como se puede observar en las Figuras 62 y 63, las cargas laterales se las definió como PUSH-X y PUSH-Y dando un límite de deformación de 0.4208m, siendo esta medida media el 4% de la altura de la edificación.

Cada una de estas cargas definidas anteriormente, se aplicarán de manera lateral hacia la estructura, tanto en el sentido X como en el sentido Y, incrementando su valor hasta que la estructura llegue al colapso.

3.1.2.2.2. Resultados del Análisis Estático No Lineal (Pushover)

Finalizado la definición de cada uno de los parámetros para el análisis no lineal, se procede a analizar cada uno de los datos obtenidos con ayuda del software ETABS, el cual ayuda a determinar el punto de desempeño para cada uno de los niveles de amenaza anteriormente definidos en cada una de las direcciones.

Formación de Rotulas Plásticas

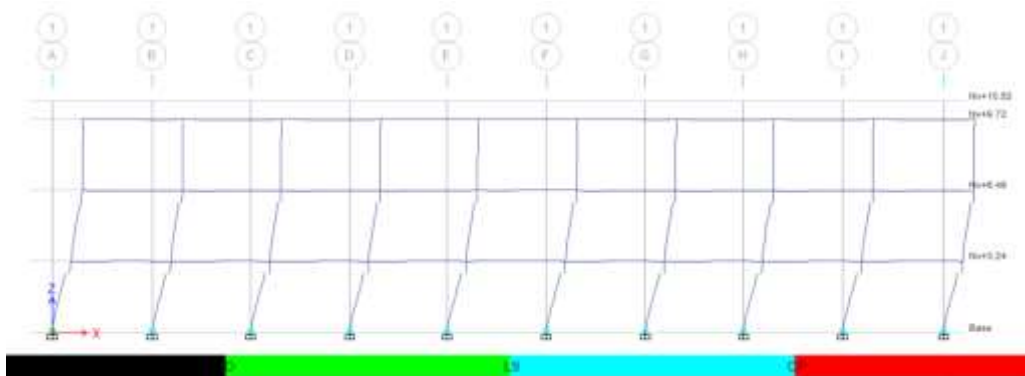
La formación de rotulas plásticas son los primeros resultados a analizar ya que se presentan en los elementos estructurales con mayor probabilidad de fallar, y de esta manera poder evaluar el comportamiento individual de cada uno de los elementos y de la estructura de forma global.

- **Análisis de resultados en dirección X**

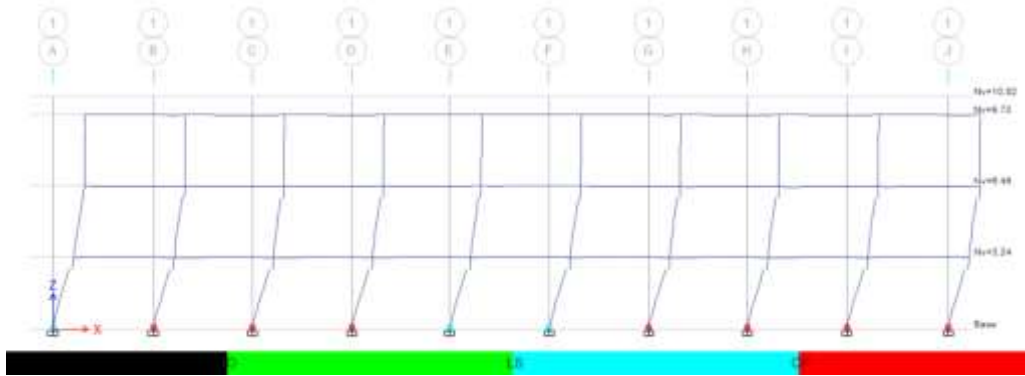
En la siguiente figura se indica la formación de las rotulas plásticas a medida que se va aumentando la fuerza lateral, lo cual provoca la generación de más rotulas plásticas en distintos sitios de la estructura.

Figura 64: Formación de Rotulas Plásticas-Push-X.

a) Desplazamiento de 0.16832 m.



b) Desplazamiento de 0.16832 m



Fuente: ETABS 2019.

Cada una de estas rotulas se pueden identificar de una mejor manera con ayuda de una escala de colores presentada por el programa ETABS mostradas en la figura mostrada anteriormente.

Para poder complementar la Figura 64, se ha elaborado la Tabla 49 en la cual se puede observar los desplazamientos, la fuerza cortante y cada una de las rotulas que se han generado durante el análisis. Para una deformación de 14.728 cm con un cortante de 229.5693 tn, se han generado 38 rotulas en el rango de ocupación inmediata y seguridad de vida (IO-LS), mientras que para una deformación de 18.936 cm y un cortante de 258.9943 tn, se produjeron 40 rotulas en el nivel seguridad de vida y prevención de colapso (LS-CP).

Para que la estructura pueda llegar al colapso se debe producir un desplazamiento de 21.04 cm con ayuda de un cortante de 272.925 tn, en donde se han generado 22 rotulas que sobrepasa el nivel de colapso (>CP).

Tabla 49: Pasos y rotulas generadas -Push-X.

PASOS	Desplazamiento Monitoreado	Cortante Basal	IO-LS	LS-CP	>CP
	m	tonf			
0	0	0	0	0	0
1	0.02104	35.7361	0	0	0
2	0.04208	71.4723	0	0	0
3	0.06312	107.2084	0	0	0
4	0.08416	142.9445	0	0	0
5	0.1052	177.8897	0	0	0
6	0.12624	208.9325	0	0	0
7	0.14728	229.5693	38	0	0

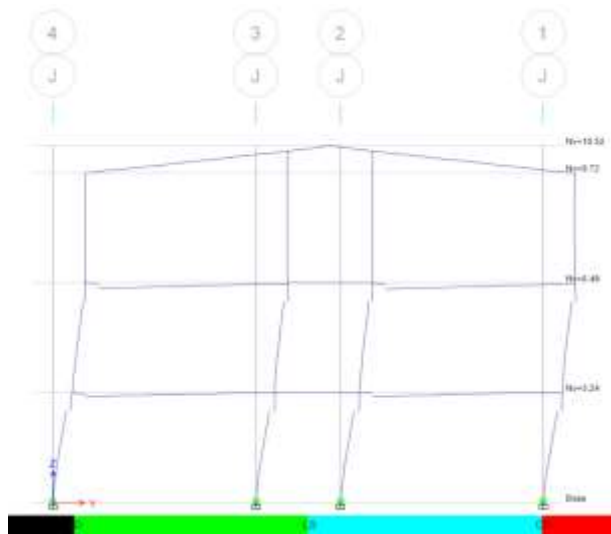
8	0.16832	244.7632	4	36	0
9	0.18936	258.9943	0	40	0
10	0.2104	272.925	0	18	22

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

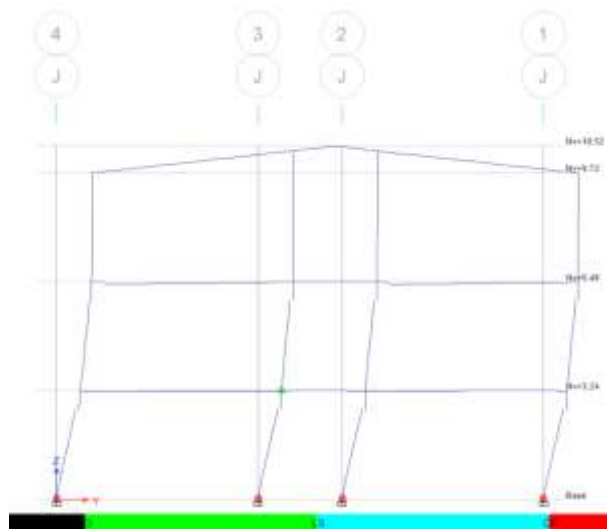
- **Análisis de resultados en dirección Y**

Figura 65: Formación de Rotulas Plásticas-Push-Y.

a) Desplazamiento de 0.084 m.



b) Desplazamiento de 0.12 m.



Fuente: ETABS 2019.

En el análisis en el sentido Y, se puede observar que la estructura es totalmente inestable ya que a comparación de los resultados obtenidos en el sentido X, la estructura presenta 13 rotulas entre ocupación inmediata y seguridad de vida (IO-LS). Para que la estructura llegue al rango de colapso se han generado 7 rotunas entre IO-LS, 14 rotulas entre LS-CP Y, y 19 rotulas superando el rango de colapso, dando a entender que la estructura presenta un desbalance total de su capacidad de resistencia entre el sentido X y el sentido Y.

Tabla 50: Pasos y rotulas generadas -Push-Y.

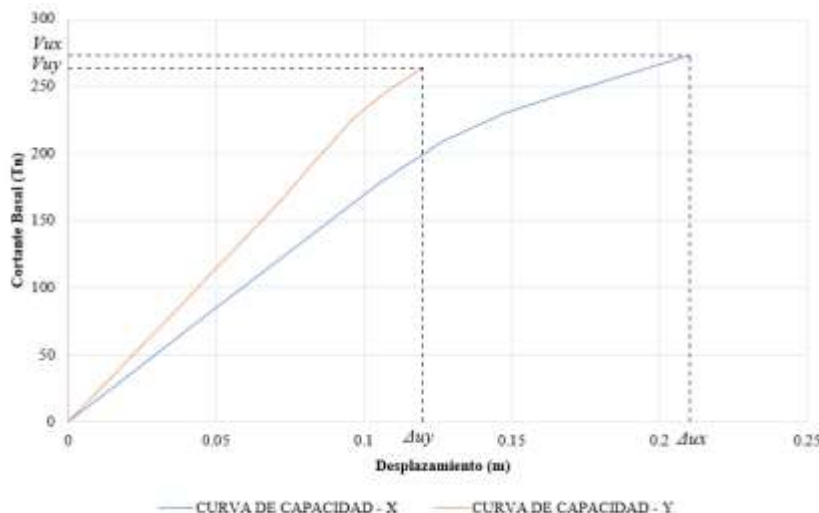
PASOS	Desplazamiento Monitoreado	Cortante Basal	IO-LS	LS-CP	>CP
	m	tonf			
0	0	0	0	0	0
1	0.012	27.4491	0	0	0
2	0.024	54.8982	0	0	0
3	0.036	82.3474	0	0	0
4	0.048	109.7965	0	0	0
5	0.06	137.2689	0	0	0
6	0.072	165.2913	0	0	0
7	0.084	195.4948	13	0	0
8	0.096	225.0599	10	18	0
9	0.108	246.555	6	15	0
10	0.12	263.328	7	14	19

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3.1.2.2.3. Curva de Capacidad

Uno de los objetivos del análisis no lineal es determinar la curva capacidad de la estructura la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento de la estructura producido en el último piso.

Figura 66: Curva de Capacidad.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Con ayuda del programa ETABS con el cual se realizó cada uno de los análisis, se determinó las curvas de capacidad de la estructura, tanto en el sentido X como en el sentido Y como se observa en la Figura 66. A continuación se presenta una tabla en la cual se describe los desplazamientos y cortantes últimos, así como también los desplazamientos y cortantes de fluencia para cada una de las curvas de capacidad.

Tabla 51: Desplazamientos, cortantes últimos y de fluencia.

PUSHOVER	DESPLAZAMIENTO		CORTANTE BASAL	
	Δu	Δy	V_u	V_y
X	0.2104	0.1242	272.925	211.063
Y	0.12	0.1086	263.328	254.387

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como se puede apreciar en la Tabla 51, para la curva de capacidad en el sentido X, se presenta un desplazamiento último de 0.421 m con un cortante basal correspondiente de 366.940 Tn, mientras que para un desplazamiento de 0.174 m con un cortante basal de 253.566 Tn, la estructura comienza a fluir. Por otra parte, para el sentido Y, se obtiene los valores de 0.265 m, 370.854 Tn para el desplazamiento y cortante basal

últimos respectivamente, tomando en cuenta que la estructura comenzará a fluir con un cortante de 289.798 Tn y un desplazamiento de 0.154 m.

3.1.2.2.4. Evaluación del desempeño sísmico

Objetivos según NEC 2015

Para poder realizar la evaluación del desempeño sísmico se debe considerar cuales son los objetivos del desempeño dependiendo del tipo de estructura y cada una de las demandas sísmicas. Es por eso que la Norma Ecuatoriana de la Construcción proporciona una sección relacionada a la rehabilitación de estructuras (NEC-SE-RE 2015), la cual establece una tabla, la cual ayuda a determinar dichos objetivos.[39]

Tabla 52: Objetivos de desempeño -NEC-SE-RE 2015.

		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 2015.

Como se ha definido anteriormente la estructura en análisis, está considerada como una estructura de ocupación especial ya que son usadas especialmente para impartir clases, debe cumplir con un objetivo reducido (**g** y **l**). En otras palabras, la estructura debe cumplir con el nivel de seguridad de vida (LS) para una demanda del 20% en 50 años, mientras que para una demanda del 10% en 50 años debe cumplir el nivel de prevención de colapso (CP).

Objetivos según Visión 200 (SEAOC. 1995)

Con respecto a los objetivos propuestos por el comité Visión 200, relaciona el daño estructural con respecto al desempeño de la estructura, clasificando las estructuras en 3 grupos; estructuras básicas, esenciales o riesgosas y estructuras de seguridad crítica, proporcionando una tabla en la cual se ubican cada uno de los objetivos dependiendo del tipo de estructura y cada una de las demandas.

Tabla 53: Objetivos de desempeño según Visión 2000.

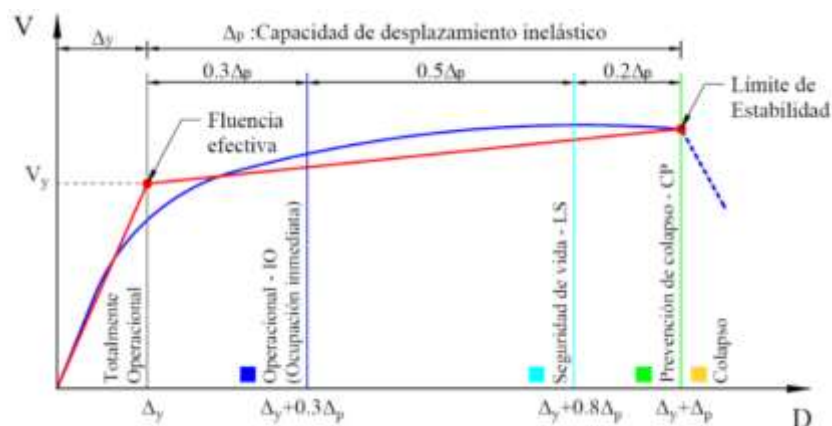
Nivel de Amenaza	Nivel de Desempeño			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
Frecuente	1	0	0	0
Ocasional	2	1	0	0
Raro	3	2	1	0
Muy Raro	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Fuente: VISIÓN 200 (SEAO, 1995).

- **Punto de desempeño**

Para poder estimar el nivel de desempeño con ayuda de la norma ATC-40, se debe tomar en cuenta la división de sectores en la representación bilineal de la curva de capacidad de la estructura, la cual fracciona el desplazamiento plástico (Δ_p) en un 30% correspondiente al nivel operacional, 30% para seguridad de vida, un 20% para pre - colapso y por último un 20% para colapso. En la Figura 67 se presenta dicho fraccionamiento para un mejor entendimiento.

Figura 67: Fraccionamiento por niveles de desempeño - Bilinealización de la curva capacidad.



Fuente: J. Choque (2019)

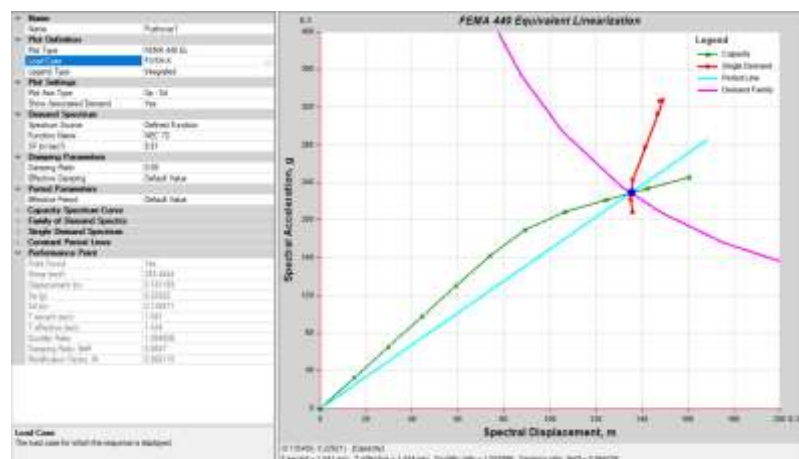
Punto de desempeño

A continuación, se presenta cada uno de los valores del punto de desempeño de la estructura, desplazamientos y fuerzas cortantes, para cada demanda sísmica, los cuales se obtuvieron con ayuda del software ETABS usando el método del FEMA 440 (Linealización Equivalente). Para determinar el punto de desempeño se debe tomar en cuenta que, dicho punto se encontrará en la intersección entre la curva de capacidad y la demanda con la cual se esté analizando.

- **Dirección X-X**

Para una demanda con un periodo de retorno de 72 años correspondiente a un sismo frecuente, se determinó un punto de desempeño con un desplazamiento de 0.181169 m y una fuerza cortante de 253.4544 Tn.

Figura 68: Sismo Frecuente - Punto de Desempeño - Dirección X.

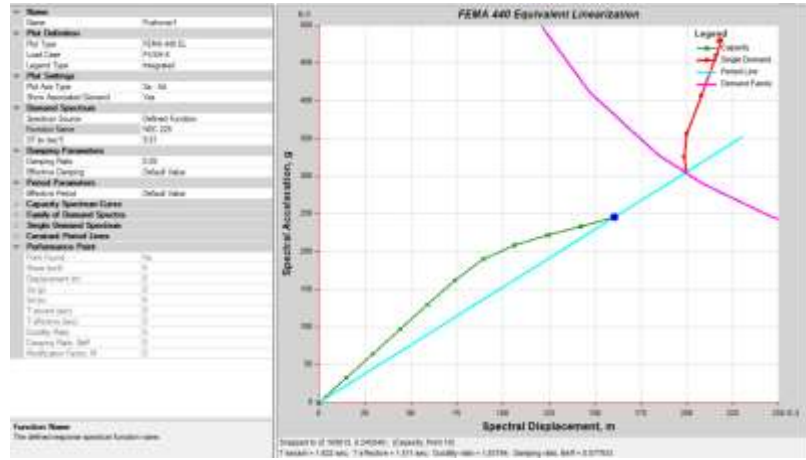


Fuente: ETABS 2019.

Por otra parte, para las otras demandas sísmicas generadas por sismos ocasionales, raros y muy raros, no se pudo obtener niveles de desempeño debido a que dichas demandas superan por mucho la capacidad de la estructura, entendiéndose que la estructura llegara al colapso.

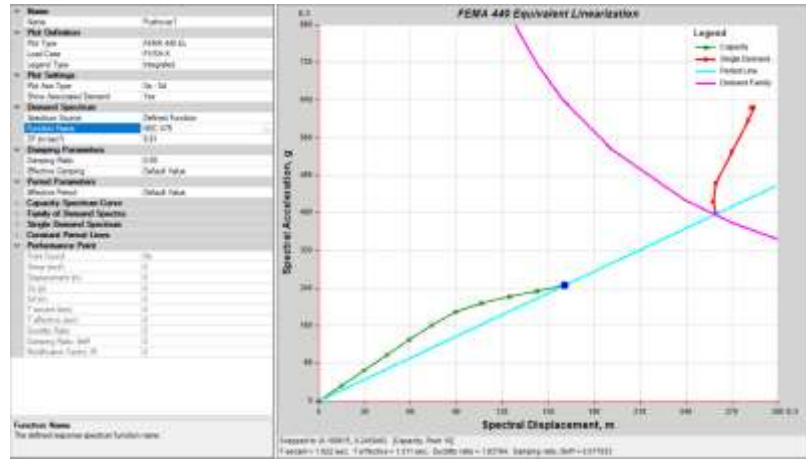
Hay que tomar en cuenta que para demanda con un periodo de retorno de 475 años (sismo raro) la Norma Ecuatoriana de Construcción en su capítulo de Peligro Sísmico, indica que se debe cumplir el nivel de Seguridad de Vida (LS).

Figura 69:Sismo Ocasional - Punto de Desempeño - Dirección X.



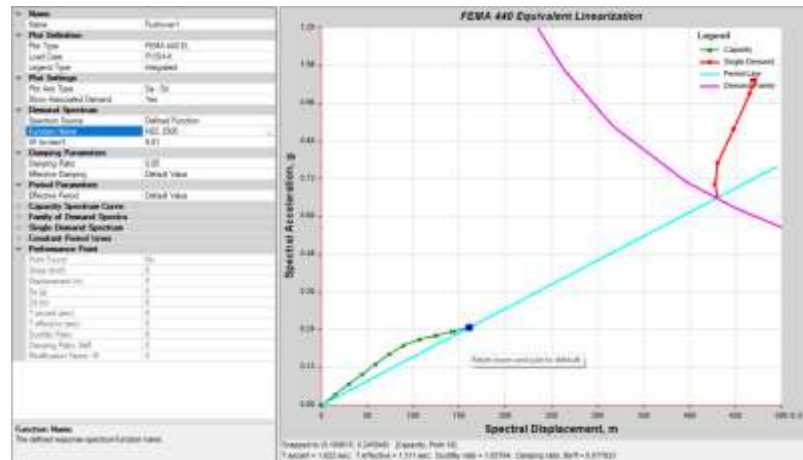
Fuente: ETABS 2019.

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



Fuente: ETABS 2019.

Figura 71: Sismo Muy Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.



Fuente: ETABS 2019.

Para una mejor representación de los datos obtenidos, en la Tabla 54 se pueden observar los valores numéricos obtenidos para un sismo Frecuente, mientras que para las demás demandas no se pudo determinar dichos puntos.

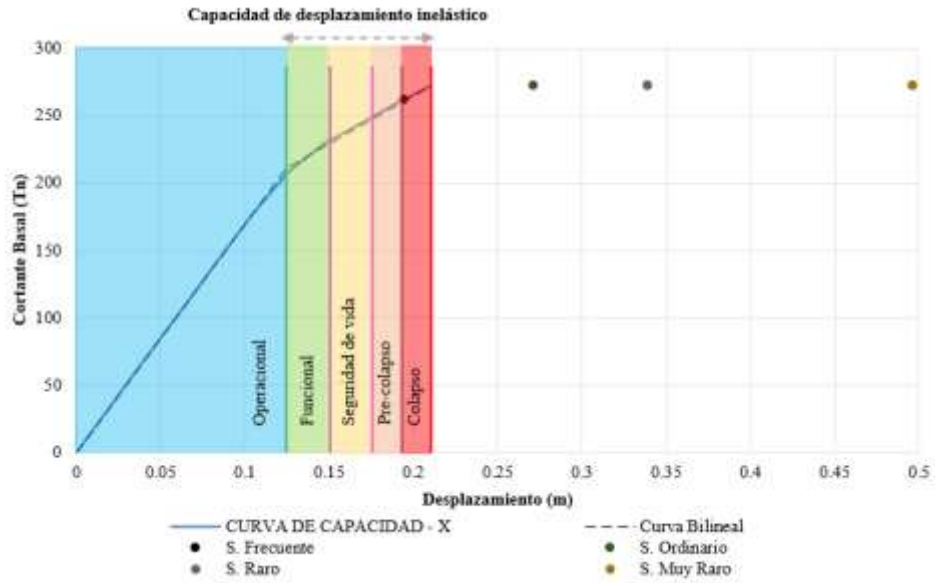
Tabla 54: Puntos de desempeño para cada demanda sísmica – Dirección X-X.

DIRECCIÓN X-X		
Tipo de Sismo	Desplazamiento por demanda (m)	Fuerza Cortante por demanda (Tn)
Frecuente	0.181169	253.4544
Ocacional	-	-
Raro	-	-
Muy Raro	-	-

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Por otra parte, con ayuda de la Figura 72 se representa gráficamente la ubicación de los puntos de desempeño para cada demanda sísmica. Como se puede observar, para un sismo frecuente la estructura se ubica en el nivel de colapso dentro de la zona de desplazamiento inelástico.

Figura 72: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección X.

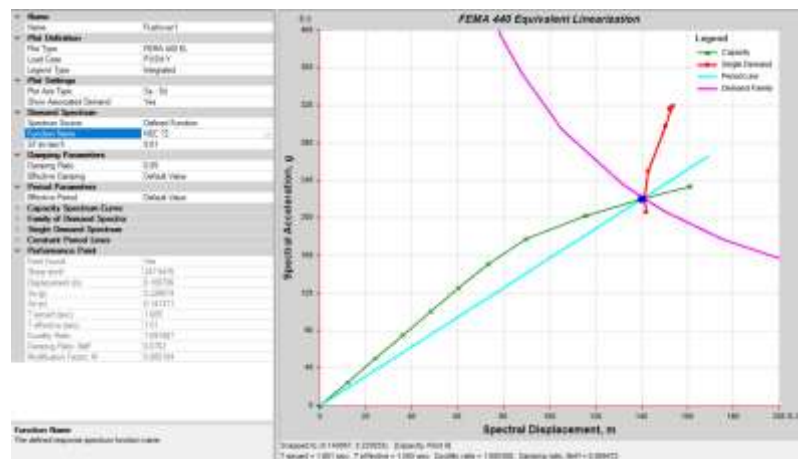


Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- **Dirección Y-Y**

El punto de desempeño para la demanda generada por un sismo Frecuente es de 0.108706 m y de 247.5415 Tn para el desplazamiento y la fuerza cortante respectivamente.

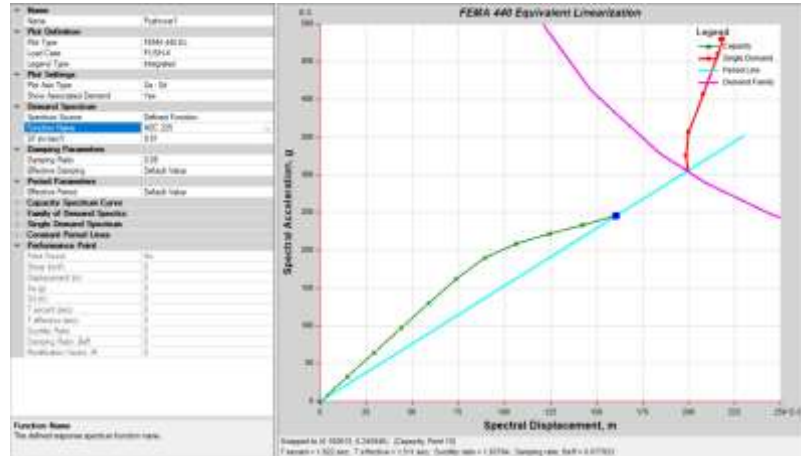
Figura 73: Sismo Frecuente - Punto de Desempeño - Dirección Y.



Fuente: ETABS 2019.

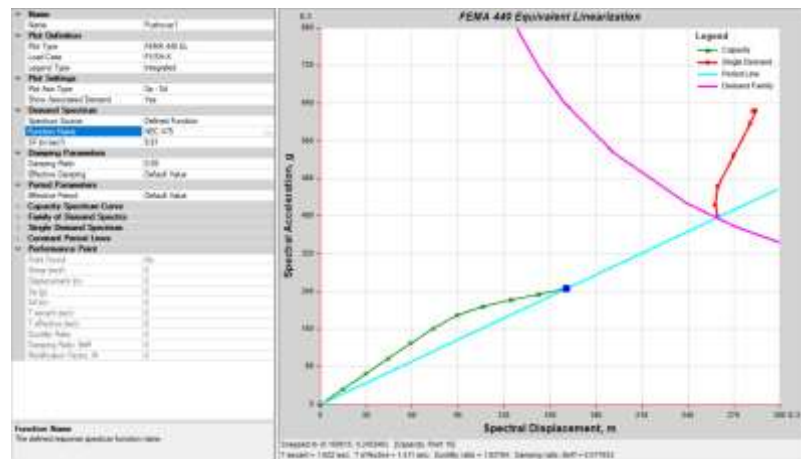
De la misma manera que el análisis en dirección X, no se puede determinar puntos de desempeño debido a que las demandas para el sismo ocasional, raro y muy raro son mucho mayores que la capacidad de la estructura.

Figura 74: Sismo Ocasional - Punto de Desempeño - Dirección Y.



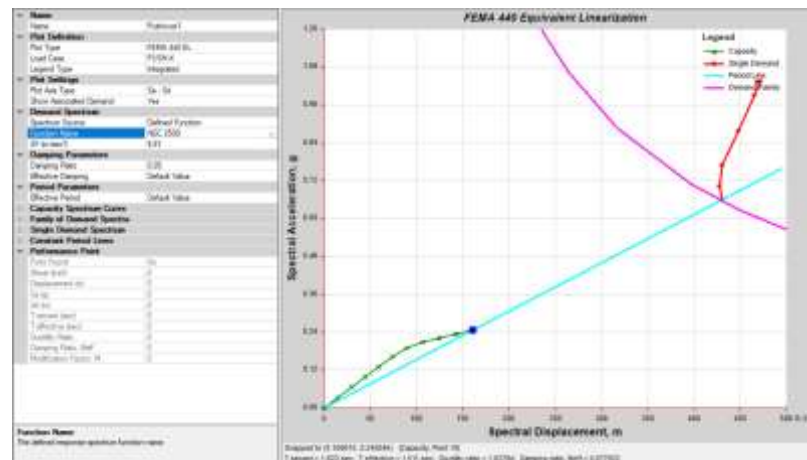
Fuente: ETABS 2019.

Figura 75: Sismo Raro - Punto de Desempeño - Dirección Y.



Fuente: ETABS 2019.

Figura 76: Sismo Muy Raro - Punto de Desempeño - Dirección Y.



Fuente: ETABS 2019.

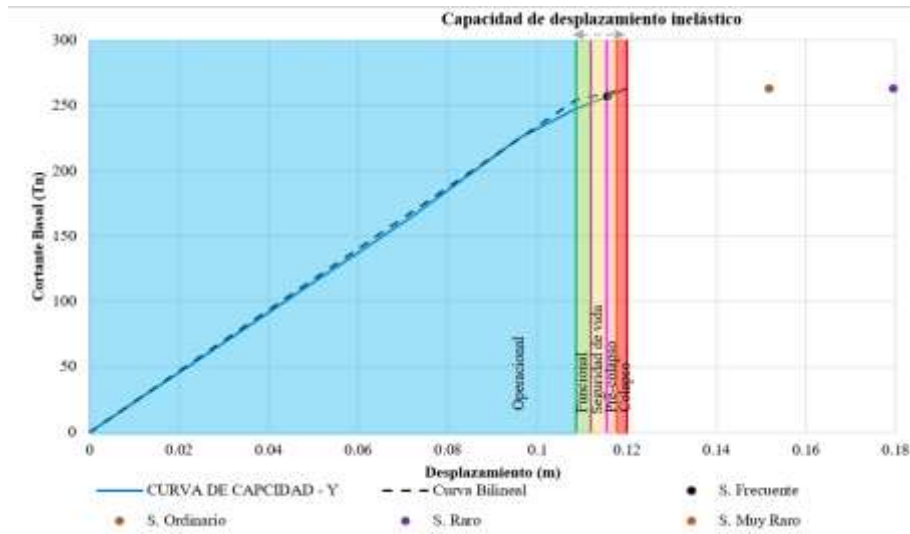
Tabla 55: Puntos de desempeño para cada demanda sísmica – Dirección Y-Y.

DIRECCIÓN Y-Y		
Tipo de Sismo	Desplazamiento por demanda (m)	Fuerza Cortante por demanda (Tn)
Frecuente	0.108706	247.5415
Ocacional	-	-
Raro	-	-
Muy Raro	-	-

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como se puede observar en la siguiente figura, la estructura no posee la capacidad suficiente para poder enfrentar los sismos para cada nivel de sismicidad, tomando en cuenta que para un sismo frecuente la estructura llega a un nivel de prevención de colapso. Por otra parte las demás demandas sísmicas sobrepasan el nivel de colapso.

Figura 77: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección Y.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Cumplimiento de objetivos del desempeño sísmico

Como se pudo observar en cada una de las gráficas de desempeño sísmico para cada dirección, la estructura no cumple con los objetivos anteriormente mencionados, como en el caso de los objetivos de VISIÓN 2000, para estructuras especiales y con una demanda de un sismo ordinario la estructura debería cumplir con el nivel de operacional. En la siguiente tabla se detalla de una mejor manera los objetivos a cumplir y en qué nivel se encuentra la estructura para cada sismo.

Tabla 56: Niveles de desempeño esperados y determinados - Dirección X,Y.

Dirección X-X					
Nivel de Amenaza	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente	2				
Ocasional		2			
Raro			2		
Muy Raro				2	
Dirección Y-Y					
Frecuente	2				
Ocasional		2			
Raro			2		
Muy Raro				2	
2	Nivel esperado para estructuras especiales				
	Nivel obtenido del análisis				

Fuente: Alejandro Tovar Molina

3.1.2.2.5. Factor de reducción de respuesta estructural (R)

Para poder determinar el valor del factor de reducción de respuesta estructural, se tomará como referencia lo propuesto por el ATC-19 (1995), el cual considera que dicho factor está compuesto por tres factores que se presentan a continuación.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_{\rho}$$

Donde:

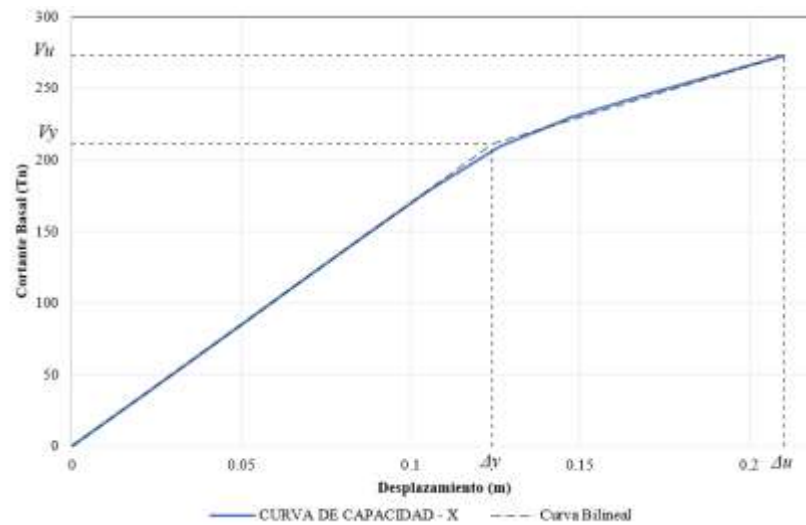
R_{μ} : Factor de ductilidad.

R_{Ω} : Factor de Sobre Resistencia.

R_{ρ} : Factor de Redundancia.

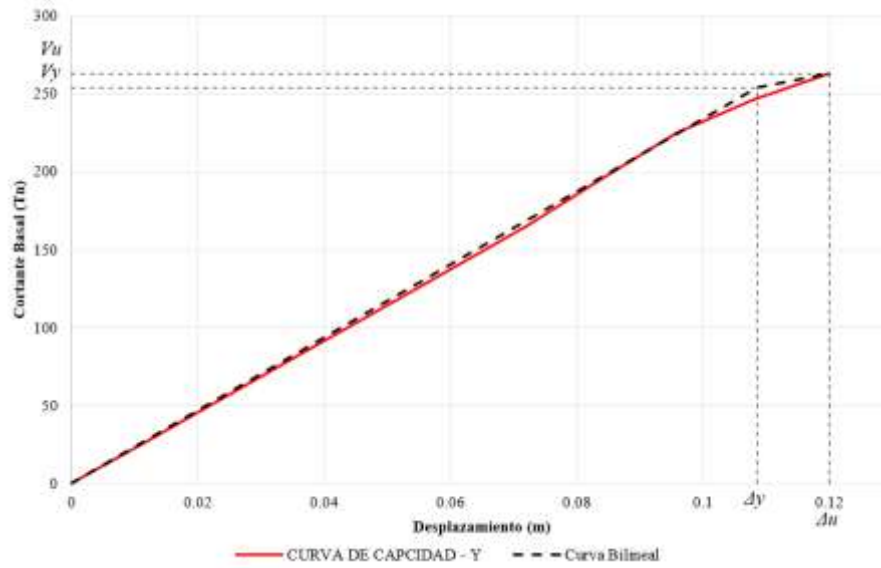
Para poder determinar cada una de estos factores se debe usar las curvas bilineales de capacidad tanto para el eje X como el eje Y.

Figura 78: Curva de Capacidad - Dirección X.



Fuente: Alejandro Tovar Molina

Figura 79: Curva de Capacidad - Dirección Y.



Fuente: Alejandro Tovar Molina

- **Factor de Ductilidad (Ru)**

Para este factor R, que toma en cuenta la capacidad de deformación en el rango no lineal de la estructura antes de su colapso, el cual se determina con la relación entre el desplazamiento último (Δu) y el desplazamiento de fluencia (Δy), que encuentran representados en la curva de capacidad tanto en el sentido X como en el sentido Y.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{\text{Desplazamiento último}}{\text{Desplazamiento de fluencia}} \quad R_{\mu} = \mu$$

$$\mu_x = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{0.1242}{0.1086} = 1.69$$

$$\mu_y = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{0.12}{0.1086} = 1.20$$

- **Factor de Sobre Resistencia (R_{ρ})**

Este factor se lo define como la capacidad última que posee la estructura con respecto a la capacidad de diseño de la misma, es decir es el incremento de capacidad resistente de la estructura al sobrepasar el límite elástico. Se lo determina con ayuda de la relación entre la fuerza cortante última y la fuerza cortante de fluencia, las mismas que se grafica en las figuras de curva de capacidad de cada dirección.[40]

$$R_{\Omega} = \frac{Vu}{Vy} = \frac{\text{Fuerza cortante \u00faltima}}{\text{Fuerza cortante de fluencia}}$$

$$R_{\Omega-x} = \frac{272.924}{211.063} = 1.29$$

$$R_{\Omega-y} = \frac{263.328}{254.387} = 1.04$$

- **Factor de Redundancia (R_{ρ})**

Es un factor que se aplica al espectro de dise\u00f1o el\u00e1stico para poder convertirlo a un espectro de dise\u00f1o inel\u00e1stico, con motivos de \u00edndole econ\u00f3mico, por lo tanto implica reducir las fuerzas laterales a cambio de un incremento de ductilidad. Dicho incremento de la ductilidad en la estructura, ayuda a una mejor disipaci\u00f3n de energ\u00eda siempre y cuando los elementos generen fallas por tipo fr\u00e1gil. [41]

Para la determinaci\u00f3n de este factor, se toma en cuenta el ASCE 7-10 en donde se sugiere tomar un valor de 1.3 para estructuras que se encuentren en categor\u00edas de dise\u00f1o D, E o F, por tanto el factor de redundancia R_{ρ} ser\u00e1 de 1.3.[42]

Una vez determinados cada uno de los factores se procede a determinar el factor de reducci\u00f3n de respuesta usando la ecuaci\u00f3n anteriormente definida.

$$R_x = 1.69 * 1.29 * 1.3$$

$$R_y = 1.20 * 1.04 * 1.3$$

$$R_x = 2.83$$

$$R_y = 1.62$$

Una vez determinado los valores del factor R, se puede observar que existe una peque\u00f1a diferencia entre el factor proporcionado por la Norma Ecuatoriana de la Construcci\u00f3n, el cual es de 2.5 y el factor requerido para esta estructura, dando a entender que la estructura no trabaja de la manera adecuada. Esto se puede corroborar gracias al an\u00e1lisis no lineal realizado ya que la estructura no cumple con los objetivos de desempe\u00f1o, por lo tanto, es necesario realizar un reforzamiento estructural adecuado para poder cumplir con cada uno de los par\u00e1metros establecidos en la norma.[39]

3.1.3. Propuesta de reforzamiento estructura

La implementación de sistemas de reforzamiento estructural depende de la deficiencia que presenta la estructura en estudio, algunos de los más frecuente son la insuficiencia de capacidad o de resistencia, una baja rigidez y ductilidad entre otras. El objetivo principal de estos sistemas es el de proveer de resistencia con respecto a las cargas laterales, aumentar la ductilidad o rigidez a cada elemento estructural que lo necesita para poder resistir las cargas a las cuales esta o se verá sometida la estructura.[43]

Se pueden definir dos formas de reforzamiento sísmico en las estructuras, el primero consiste en un reforzamiento global de la estructura, el cual consiste en la implementación de elementos como muros de corte o contraventeos, los mismos que aportan resistencia lateral, por otra parte el reforzamiento a nivel de elemento, se concentra en modificar cada elemento para mejor sus capacidades individuales.[43]

El objetivo que se pretende alcanzar una vez realizado el reforzamiento de la estructura, cumplir con los criterios del diseño sismorresistente y los niveles de desempeño adecuados, es decir que para un sismo de 475 años (diseño) se llegue al nivel de seguridad de vida y para un sismo muy raro del 2% de excedencia en 50 años llegue a un nivel de prevención de colapso.

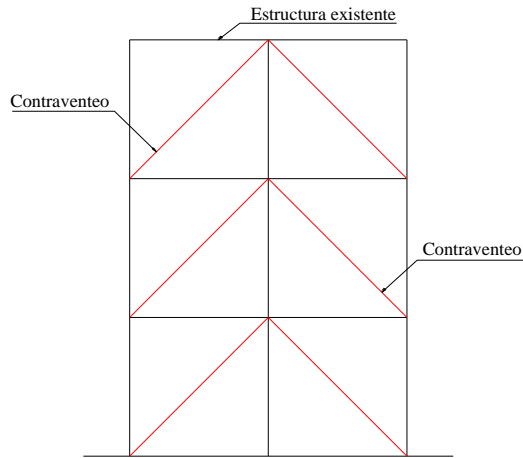
3.1.3.1. Reforzamiento estructura

Implementación de Contraventeos

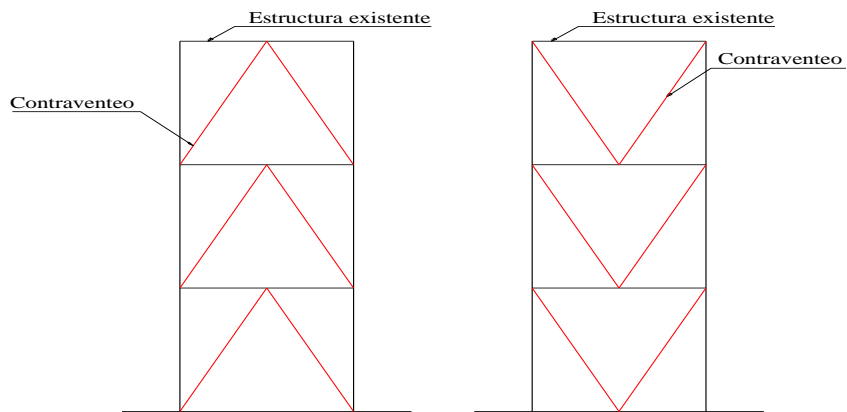
Para el reforzamiento global de esta estructura, principalmente se implementarán contraventeos, siendo estos elementos de acero laminados en caliente, ya que estos aumentan la resistencia o rigidez lateral y de la misma manera ayuda a controlar las derivas, otra de las ventajas de estos elementos es que no aumentan el peso de la estructura de una manera significativa.

Para la disposición de estos elementos se puede tomar en cuenta la geometría y la ubicación en el edificio, en la Figura 80 se muestra diferentes tipos de contraventeos metálicos permitidos en la rehabilitación de edificaciones escolares.

Figura 80: Contraventeo en forma de V.



Contraventeo tipo V formado por diagonales en dos vanos.



En forma de V invertida (Chevrón)

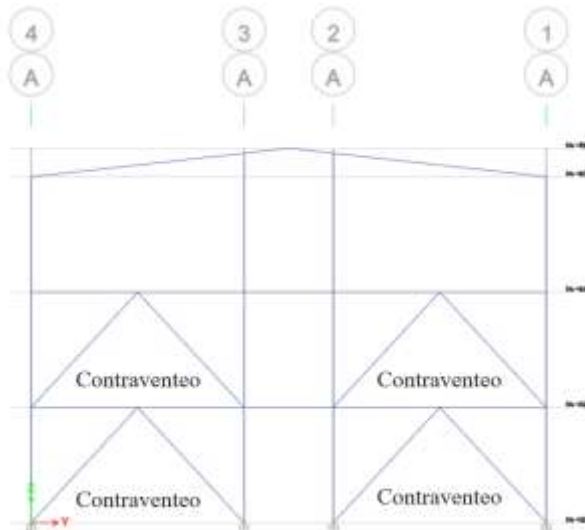
En forma de V

Fuente: Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México

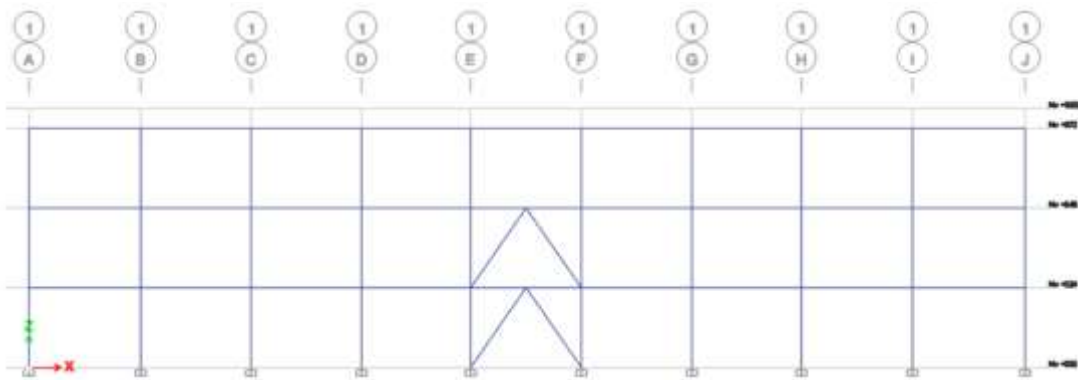
Se analizó la implementación de contraventeos de acero en la estructura tomando en cuenta la parte arquitectónica del edificio, por tanto se ubicaron en dirección al eje A, J, 1 y 4, como se puede observar en la siguiente figura.

Figura 81: Disposición de Contraventeo de acero.

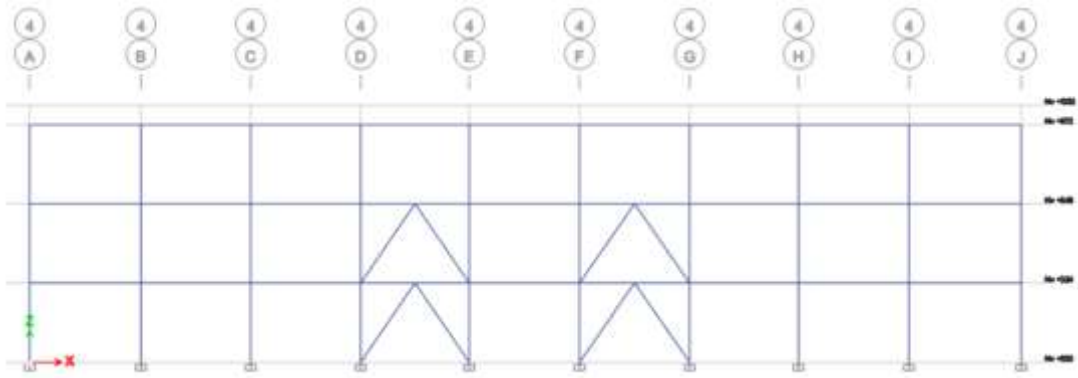
a) Eje A,J



b) Eje 1

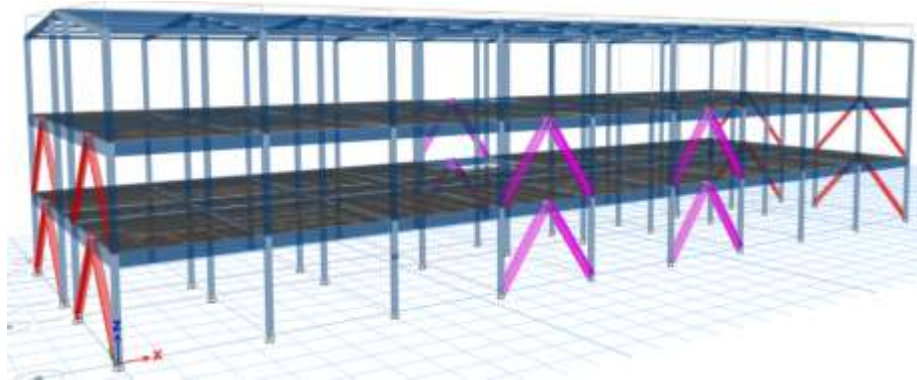


c) Eje 4.



Fuente: ETABS 2019.

Figura 82: Geometría de Contraventeos.



Fuente: ETABS 2019.

Como se puede observar en la figura anterior, se colocaron dos tipos de secciones para contraventeos, uno para cada dirección, debido a que la fuerza que va a soportar son distintos en ambas direcciones.

Diseño de Contraventeos

Principalmente se realiza un prediseño de estos elementos, tomando en cuenta la fuerza axial que deben soportar dichos elementos. Estas fuerzas axiales se las obtiene con ayuda de cualquier software especializado en diseño y análisis de estructuras, en este caso ETABS nos facilita la fuerza P_u , la cual es la fuerza axial para la cual debe ser diseñada, es decir que el elemento que se elija deberá soportar dicha carga.

- Dirección X

$$P_u = 198.952 \text{ Tn}$$

Se procede a tomar un perfil de referencia tomando en cuenta que dichos perfiles se encuentren disponibles en el mercado, en este caso se tomó un perfil **HEB 300** que tiene las siguientes características:

Tabla 57: Dimensiones del perfil HEB 300.

HEB 300		
h	300.00	mm
b	300.00	mm
t	11.00	mm

e	19.00	mm
R	27.00	mm
A	149.00	cm ²
I _x	25170.00	cm ⁴
I _y	8560.00	cm ⁴

Fuente: Alejandro Tovar Molina

Cálculo del radio de giro

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{25170 \text{ cm}^4}{149 \text{ cm}^2}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{8560 \text{ cm}^4}{149 \text{ cm}^2}} = 7.57 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 394.74 \text{ cm}}{7.57 \text{ cm}} = 52.15$$

Donde:

K = factor de longitud efectiva relacionado con las condiciones de apoyo.

L = longitud del elemento (diagonal).

r = radio de giro.

El valor de K se lo tomó como 1 debido a que el software ETABS usa el método directo planteado en el Capítulo C del AISC, el cual define que se deberá usar el valor de 1 a menos se pueda justificar un valor menor mediante un análisis racional. Una vez determinado el valor de la relación de esbeltez se determinará el valor de $\phi_c * F_{cr}$, el cual es obtenido de la Tabla 3-36 del código AISC. Para un mejor resultado se realiza la interpolación para calcular de manera más exacta dicho valor.

Tabla 58: Valores de la Tabla 2-36 AISC.

K*L/r	$\phi_c * F_{cr}$ (KSI)
52	281
53	28

Fuente: Alejandro Tovar Molina

$$y = y_1 + (x - x_1) \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$y = 28.1 + (52.15 - 52) \frac{(28 - 281)}{(53 - 52)}$$

$$y = 28.085 \text{ KSI} * 70.3$$

$$y = 1974.375 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la Carga Crítica de Pandeo

$$P_{cr} = \phi_c * F_{cr} * A$$

$$P_{cr} = 1974.375 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 149 \text{ cm}^2$$

$$P_{cr} = 294181.95 \text{ kg}; 294.18 \text{ Tn}$$

$$P_{cr} (294.18 \text{ Tn}) > P_u (198.952 \text{ Tn}) \quad \text{Cumple}$$

Donde:

ϕ_c : factor de reducción para elementos a compresión.

F_{cr}: esfuerzo crítico al pandeo (KSI).

A: área del perfil.

P_{cr}: carga crítica al pandeo.

- Dirección Y

$$P_u = 136.91 \text{ Tn}$$

Se procede a tomar un perfil de referencia tomando en cuenta que dichos perfiles se encuentren disponibles en el mercado, en este caso se tomó un perfil **HEB 240** que tiene las siguientes características:

Tabla 59: Dimensiones del perfil HEB 240.

HEB 240		
h	240.00	mm
b	240.00	mm
t	10.00	mm
e	17.00	mm
R	21.00	mm
A	106.00	cm ²
I _x	11260.00	cm ⁴
I _y	3920.00	cm ⁴

Fuente: Alejandro Tovar Molina

Cálculo del radio de giro

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{11260 \text{ cm}^4}{106 \text{ cm}^2}} = 10.31 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3920 \text{ cm}^4}{106 \text{ cm}^2}} = 6.08 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 440.882 \text{ cm}}{6.08 \text{ cm}} = 72.51$$

Tabla 60: Valores de la Tabla 2-36 AISC.

K*L/r	$\phi_c * F_{cr}$ (KSI)
72	24.7
73	24.5

Fuente: Alejandro Tovar Molina

$$y = y_1 + (x - x_1) \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$y = 24.7 + (72.51 - 72) \frac{(24.5 - 24.7)}{(73 - 72)}$$

$$y = 24.598 \text{ KSI} * 70.3$$

$$y = 1729.23 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la Carga Crítica de Pandeo

$$P_{cr} = \phi_c * F_{cr} * A$$

$$P_{cr} = 1729.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 106 \text{ cm}^2$$

$$P_{cr} = 183299.37 \text{ kg} = 183.29 \text{ Tn}$$

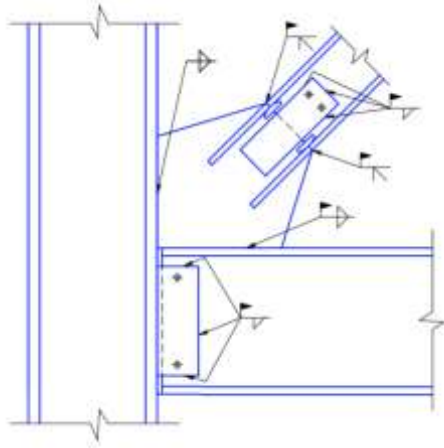
$$P_{cr} (183.29 \text{ Tn}) > P_u (136.91 \text{ Tn}) \quad \text{Cumple}$$

Diseño de conectores

Normalmente las riostras se unen a las vigas y columnas del pórtico mediante placas (gusset plate), usando como medio de unión pernos o cordones de soldadura. Las conexiones deben tener una adecuada resistencia a la compresión, tracción flexión, para que puedan ser capaces de soportar cada uno de los esfuerzos máximos que son transmitidos a las riostras.[44]

Se puede diseñar distintos tipos de conexión, a continuación, se presentan dos tipos de estas. La primera opción cada uno de los elementos como columnas, vigas y riostras se unen mediante soldadura de ranura o soldadura de filete. Los pernos que se muestran en la figura solo se usan únicamente al momento del montaje de las riostras, para tener un mejor posicionamiento de estas, mientras se realiza la unión por soldadura.[44]

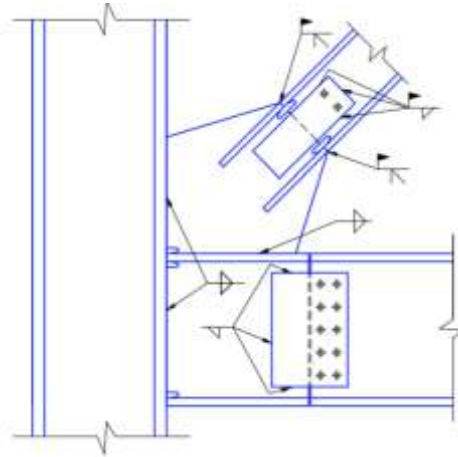
Figura 83: Conexión tipo 1.



Fuente: F. J. Crisafulli, Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

Por otra parte en la siguiente figura se muestran el segundo caso de conexión en la cual la carga axial de la riostra se transmite totalmente mediante cordones de soldadura, las mismas que conectan la riostra con la placa de nudo y a su vez conecta la viga y la columna.[44]

Figura 84: Conexión tipo 2.



Fuente: F. J. Crisafulli, Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

Tomando en cuenta que para la implementación de este reforzamiento se definieron arriostramientos concéntricos ordinarios, debido a que la estructura en su totalidad es considerada una OMF, es necesario diseñar una conexión adecuada para dichos elementos. Para el diseño de este tipo de conectores, implica 3 conexiones por

separado los cuales son: conexión del arriostramiento a la cartela, conexión de la cartela a la columna y la conexión de la cartela a la viga.[45]

Cálculo de fuerzas de diseño

Este tipo de conexiones para riostras se deben diseñar tomando en cuenta la resistencia requerida tanto a compresión como a tracción.

$$T = R_y F_y A_g$$

Donde:

R_y : relación entre la resistencia a la fluencia deseada y la resistencia mínima dependiendo del material.

F_y : esfuerzo de fluencia del material.

A_g : área bruta del arriostramiento.

Diseño de planitas de enchape y soldadura

Para garantizar el arriostramiento se debe cumplir que el área neta efectiva sea mayor al área bruta del arriostramiento, tomando en cuenta la rotura por tensión en el área neta.

$$\phi T_n = \phi F_u A_e > T$$

Donde:

ϕT_n : rotura por tensión.

F_u : resistencia mínima a tensión.

A_e : área neta efectiva.

$$A_e = A_n U$$

Donde:

A_n : área neta

U : factor para reducción por rezago – Tabla F.2.4.3 NSR-10.

$$A_n = A_g - (2(tc + 1/16")t_{riosttra}$$

Donde:

tc: espesor de la platina.

t_{riosttra}: espesor del arriosttramamiento.

$$A_r = \frac{A_g - A_e}{2}$$

Donde:

A_r: área para las platinas de enchape.

Para poder asegurar este tipo de conexiones entre la platina con soldadura como arriosttramamiento, se puede determinar la resistencia de la soldadura de filete mediante la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi * 0.60F_{exx} * 0.707w * L_w$$

Donde:

φ: se lo considera 0.75

F_{exx}: tipo de electrodo usado.

0.707w: área efectiva para la soldadura de filete.

L_w: longitud efectiva para dicha soldadura.

Geometría de la cartela

Tomando en consideración que la cartela a usarse va a tener una geometría rectangular se utiliza la siguiente ecuación.

$$\alpha = e_b * \tan\theta - e_c + \beta * \tan\theta$$

Donde:

α: distancia entre el ala de la columna al centroide de la cartela.

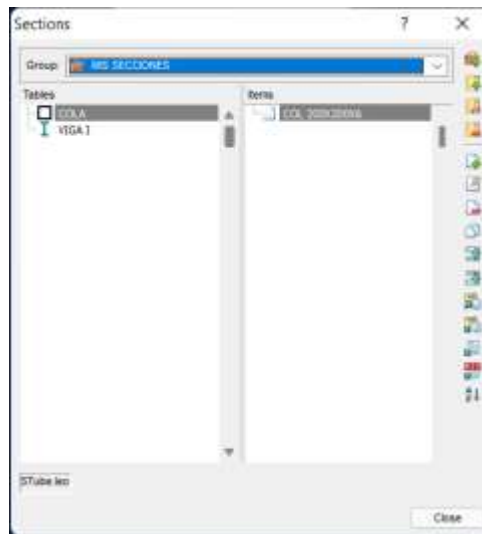
β: distancia entre el ala de la viga al centroide de la cartela.

e_b: mitad de la profundidad de la viga.

e_c : mitad de la profundidad de la columna.

Para el diseño de las conexiones, es factible el uso de softwares especializados como RAM Connection, en el cual se define cada uno de los elementos que intervienen en la conexión, así como también sus características tanto geométricas como del material que lo conforman.

Figura 85: Definición de elementos - RAM Connection.

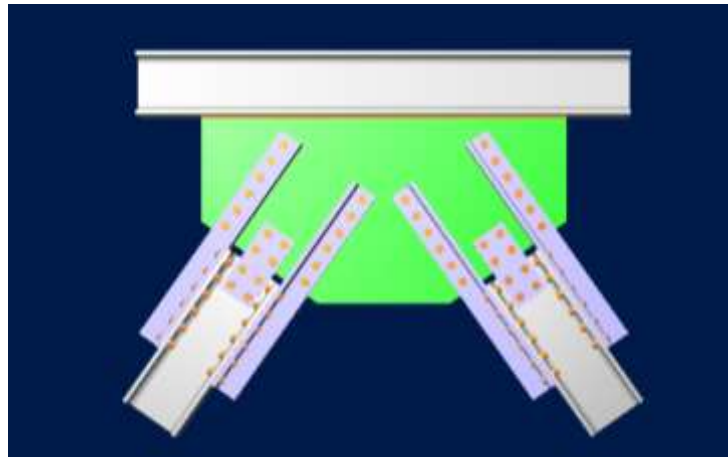


Fuente: RAM Connection.

Debido a que este software se rige a las normas internacionales como el AISC, por lo tanto existen limitaciones al momento de querer modelar algunos parámetros como vigas, ya que no se puede definir vigas que sean elementos tubulares conformados en frío, por lo tanto se tomó una sección IPE equivalente a las características que posee la viga tubular cuadrada que se encuentra en la estructura.

Para la verificación de la conexión superior entre la viga y las riostras mediante la placa se presenta los resultados y el informe en el Anexo H.

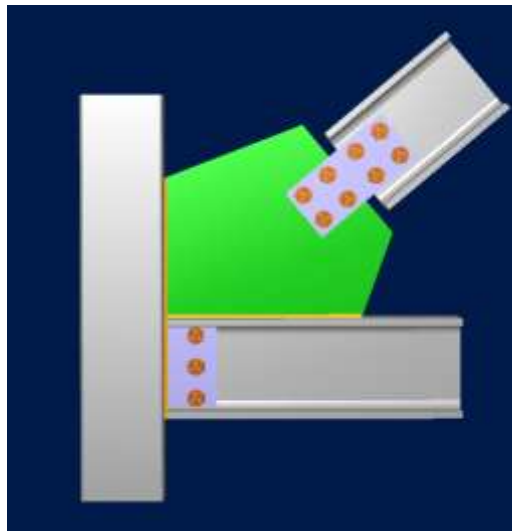
Figura 86: Definición de conexión superior Viga - Rigidizadores.



Fuente: RAM Connection.

Ver Anexo I Para verificar cada uno de los parámetros de diseño para este tipo de conexión.

Figura 87: Definición de conexión superior Columna-Viga - Rigidizador.



Fuente: RAM Connection.

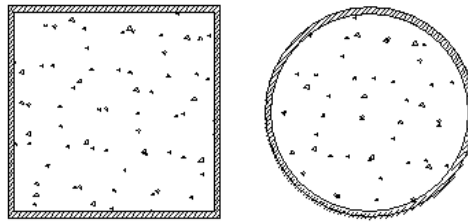
Reforzamiento a nivel de elemento

Para un reforzamiento a nivel de elemento se puede tomar en cuenta los elementos compuestos, los mismos que combinan dos o más elementos para obtener un resultado más adecuado y que presente un mejor comportamiento. Tomando como referencia como elementos compuestos a la combinación de perfiles de acero y hormigón, se

puede obtener grandes ventajas como: un costo accesible, optimización de los materiales, aumento en la tolerancia al fuego y la corrosión, un mejor confinamiento del hormigón y mayor resistencia al pandeo local.[33]

Los elementos compuestos rellenos, son formados por un elemento tubular de acero que se lo rellena de hormigón, usados generalmente en columnas con el objetivo de aprovechar el confinamiento del hormigón brindado por el perfil tubular.[33]

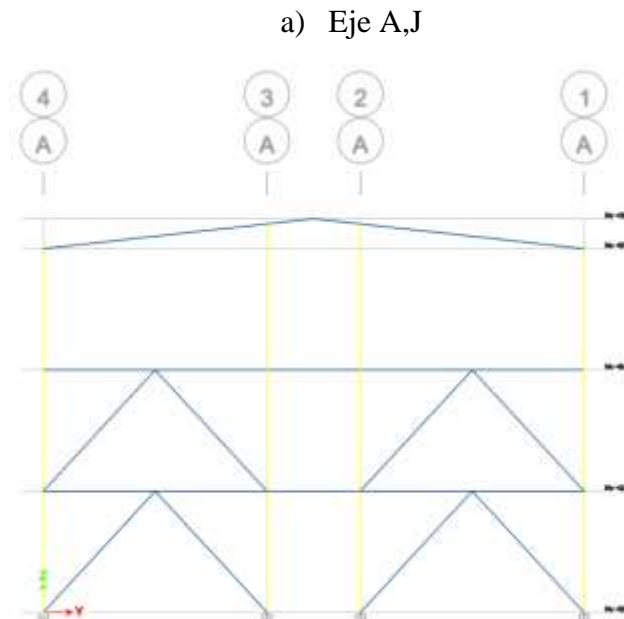
Figura 88: Miembros compuestos rellenos.



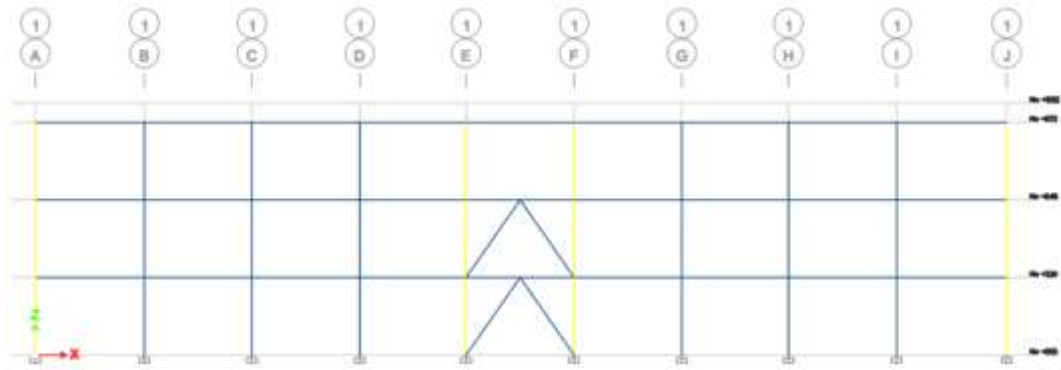
Fuente: Alejandro Tovar Molina

La implementación de este tipo de elementos en la estructura es necesario ya que, al momento de colocar los contraventeos, la carga axial que soportan dichos elementos, afecta directamente a las columnas adyacentes a estos, por lo tanto es necesario incrementar su capacidad de dichas columnas.

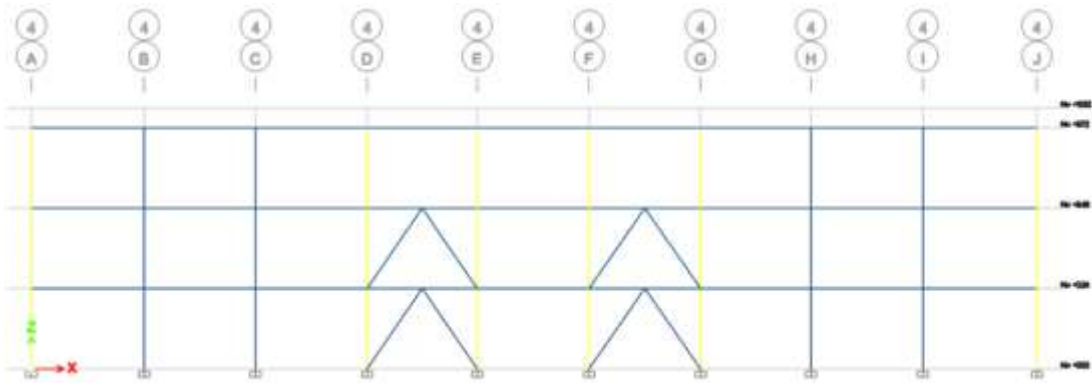
Figura 89: Disposición de columnas rellenas.



b) Eje 1

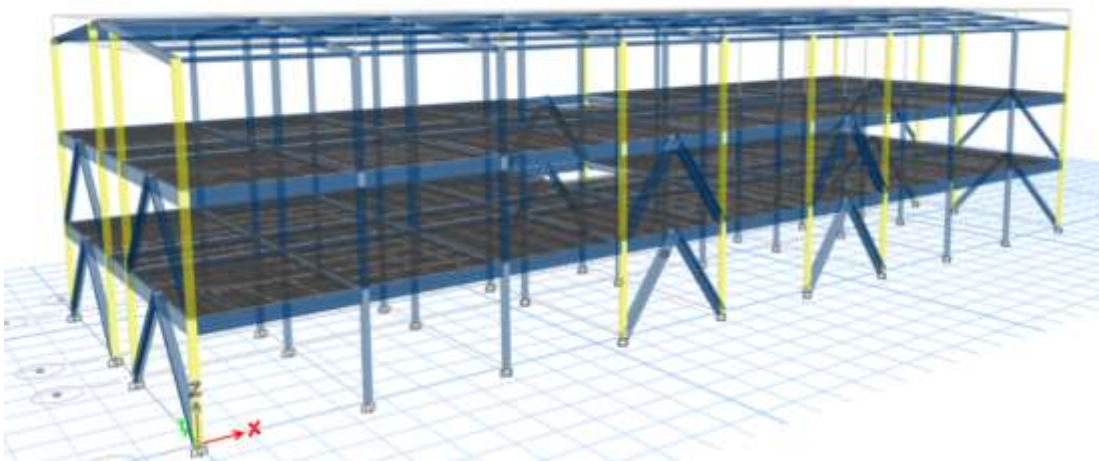


c) Eje 4



Fuente: ETABS 2019.

Figura 90: Geometría de columnas rellenas.





Fuente: ETABS 2019.

Diseño de columnas tubulares rellenas de hormigón

Para el diseño de este tipo de elementos compuestos sometidos a cargas axiales, se las puede clasificar como compactas, no compactas y esbeltas, las mismas que dependerán de la relación ancho-espesor, tomando en cuenta que los elementos de acero a compresión no deberán superar dicho límite como se muestra en la siguiente figura.

Figura 91: Relación ancho-espesor.

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresion. Miembros Sujetos a Compresion Axial				
	Descripcion del Elemento	Razon Ancho-Espesor	Razon Limite Ancho-Espesor λ_t (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
E l e m e n t o s A t i e s a d o s	Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajon de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.11E}{F_y}$	

Fuente: American Institute of Steel Constructio ANSI/AISC 360-10.

La carga axial que debe soportar la columna compuesta es de 134.86 tn, valor que se ha adquirido con ayuda del software ETABS, perteneciente a la columna con mayor demanda capacidad.

Principalmente se debe corroborar que el área de acero que conforma el elemento debe ser por lo menos el 1% del área total.

$$A_{total} = 20cm \times 20cm = 400 \text{ cm}^2$$

$$A_{acero} = 46.6 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_t} = \frac{46.6 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2} = 0.1165 = 11.65\% > 1\%$$

Clasificación para pandeo local:

$$\frac{b}{t} = \frac{20\text{cm}}{0.6\text{cm}} = 33.33$$

$$\lambda_p = 2.26 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 2.26 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 65.09$$

$$\lambda_p = 2.26 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 3.00 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 86.41$$

Como la relación b/t es menor a cada una de las expresiones calculadas anteriormente se determina que la columna es compacta.

$$\frac{b}{t} < \lambda_p \text{ y } \frac{b}{t} < \lambda_r ; \text{columna compacta}$$

Resistencia a compresión

Como se determinó que el elemento es una sección compacta se implementa la siguiente expresión:

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}$$

Como no se tiene acero longitudinal en la sección la ecuación se reduce a la siguiente:

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c A_c$$

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares.

$$P_p = 2531.05 \text{kg/cm}^2 * 46.6 \text{cm}^2 + 0.85 * 240 \text{kg/cm}^2 * 353.4 \text{cm}^2$$

$$P_p = 190040.53 \text{ kg}; 190.045 \text{ tn}$$

$$190.04 \text{ tn} > 134.86 \text{ tn}; \text{ Cumple}$$

3.1.4. Análisis de resultados

Una vez realizado el reforzamiento necesario para la estructura se procede nuevamente a efectuar los análisis tanto lineal como no lineal a la estructura, de esta manera verificar que el reforzamiento aplicado proporciona a la estructura lo necesario para cumplir con los criterios y objetivos de desempeño.

3.1.4.1. Análisis Lineal Dinámico (Estructura reforzada)

Período de vibración de la estructura

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que para la determinación del periodo de vibración de la estructura obtenido mediante el método dos (análisis modal), no debe ser mayor en un 30% al periodo determinado mediante el método uno.

En este caso la estructura al ser reforzada mediante rigidizadores metálicos (contraventeos), su periodo disminuirá considerablemente cumpliendo el criterio de no exceder el 30% del periodo calculado por el primer método, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 61: Periodo de vibración - Estructura reforzada.

Modo	Periodo (s)	UX	UY
1	0.248	0.8732	0.0000
2	0.22	0.0000	0.8794
3	0.173	0.0194	0.0000
4	0.158	0.0008	0.0061
5	0.152	0.0000	0.0003
6	0.147	0.0002	0.0008
7	0.138	0.0073	0.0006
8	0.117	0.0001	0.0000
9	0.113	0.0000	0.0039
10	0.111	0.0003	0.0000
11	0.11	0.0003	0.0018
12	0.11	0.0000	0.0015

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

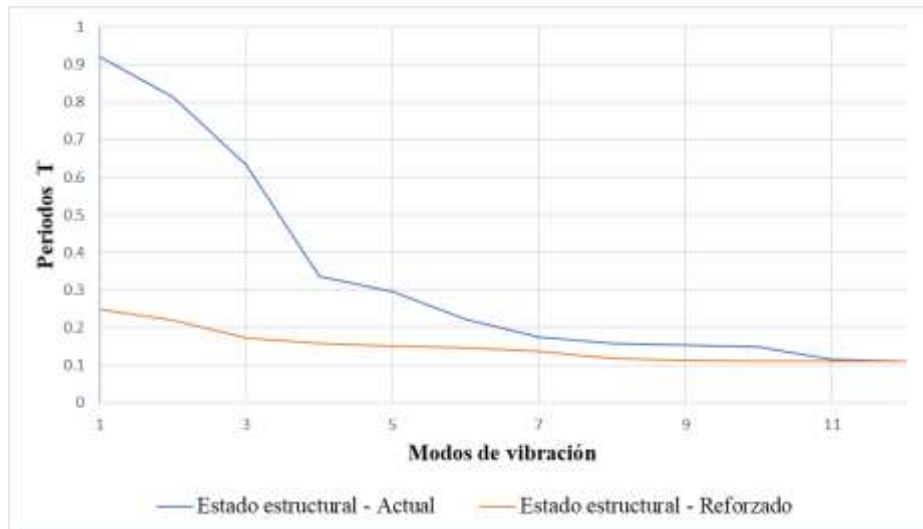
Tabla 62: Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada.

Método 1 (Ta)	0.4730	Ta2 ≤ 1.3 Ta1
30% Ta1	0.6150	
Método 2 (Ta)	0.248	Cumple

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

En la Figura 92, se puede observar la gran diferencia correspondiente al periodo de vibración de la estructura reforzada con el periodo de vibración de la estructura en su estado actual. Esta gran diferencia es debido a la implementación de rigidizadores en los pórticos de la estructura, ya que proporcionan más rigidez a la estructura.

Figura 92: Comparación del periodo de vibración estructural - Actual Vs Reforzada.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Movimiento de la estructura - Traslacionales o Torsionales

Otra de las ventajas al implementar rigidizadores metálicos es el balance de la estructura correspondiente a su movimiento en los tres primeros modos de vibración. Recordando que la estructura en su estado actual, presento un movimiento torsional en su primer modo de vibración, lo que producía grandes fallas en la estructura.

Mientras que, con ayuda de los rigidizadores, la estructura presenta un mejor comportamiento como se presenta en la siguiente tabla.

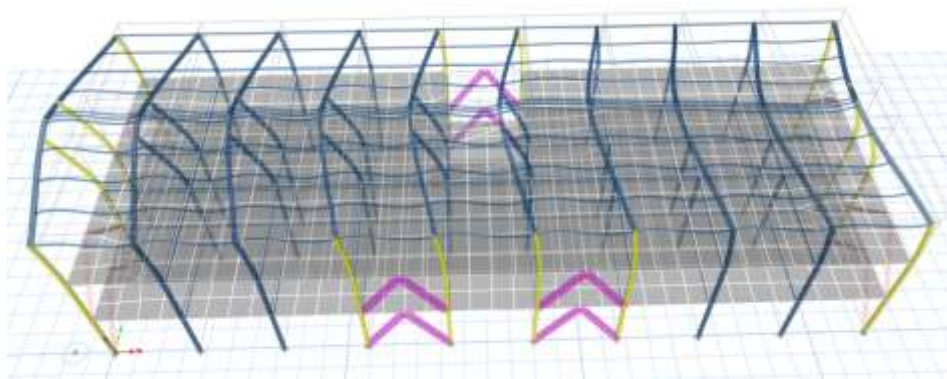
Tabla 63: Chequeo de movimiento estructural reforzada (Torsional-Traslacional).

Modo	UX	UY	RZ	% Tr	OBSERVACIÓN
1	0.8732	0	0.0078	0.893%	Traslacional
2	1.23E-06	0.8794	6.55E-06	0.001%	Traslacional
3	0.0194	1.68E-06	0.0015	7.732%	Traslacional

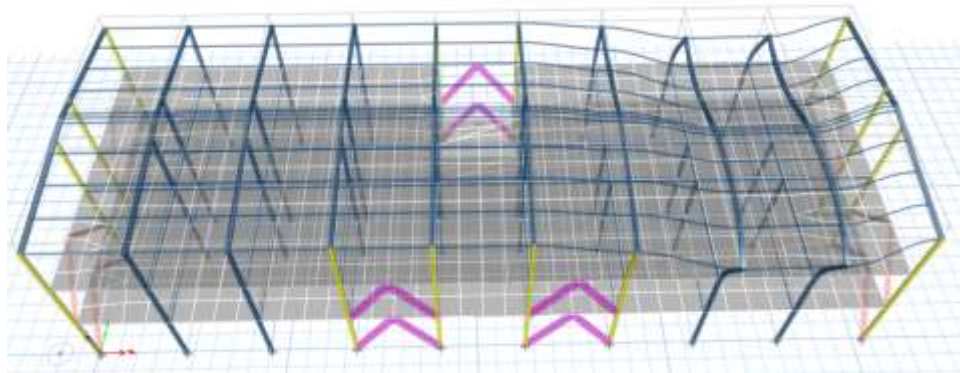
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 93: Modos de vibración de la estructura reforzada.

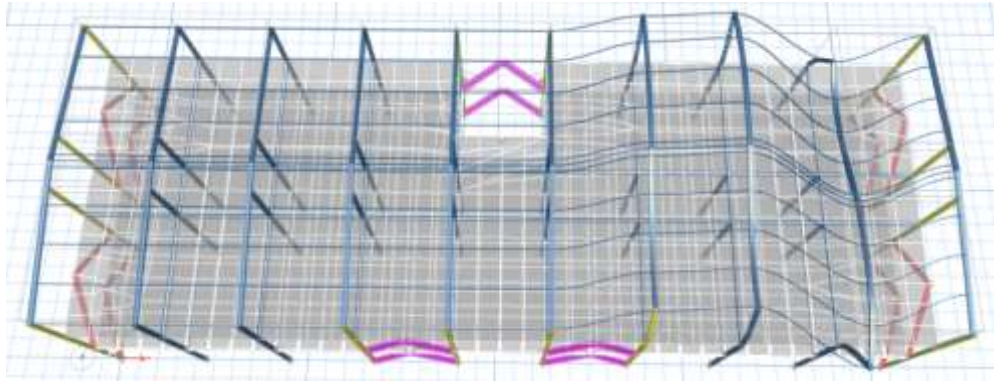
a) Primer modo de vibración.



a) Segundo modo de vibración.



a) Tercer modo de vibración.



Fuente: ETABS 2019.

Relación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

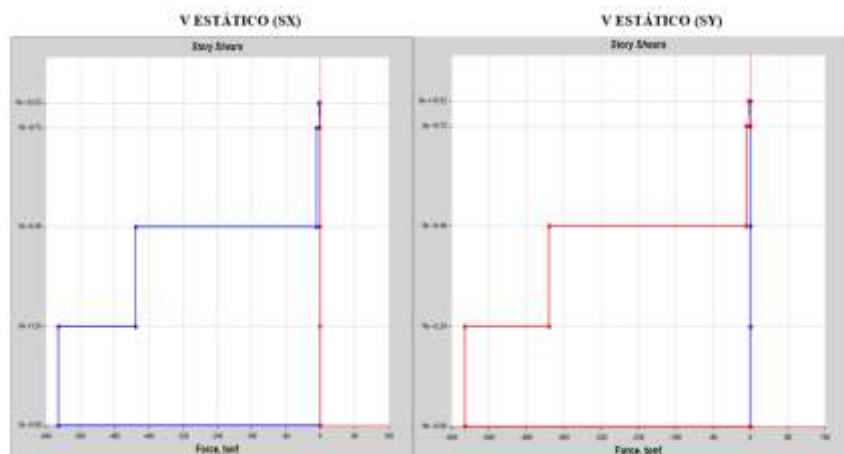
De igual manera para la estructura reforzada se debe comprobar que el cortante dinámico no debe ser menor al 85% del cortante estático, caso contrario se deberá realizar el reajuste necesario.

Tabla 64: Cortante basal Dinámico Vs Estático - NEC-15.

ESPECTRO	CORTANTE (Tn)		%	OBSERVACIÓN
	Estático	Dinámico		
Dirección X				
NEC-15	611.15	521.2	85.28%	Cumple
Dirección Y				
NEC-15	611.15	519.67	85.03%	Cumple

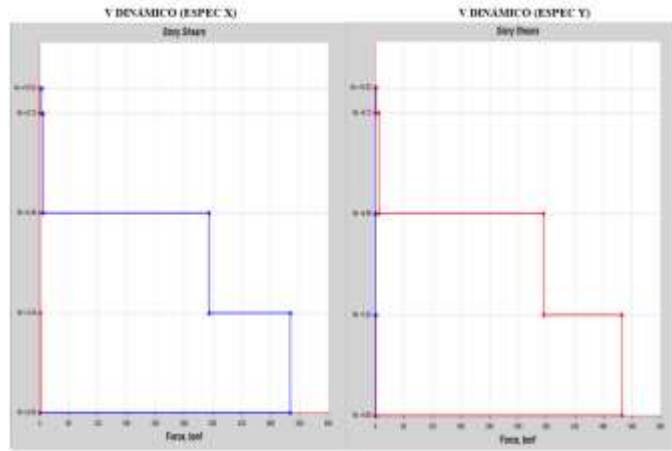
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 94: Cortante basal generado por el Análisis Estático Equivalente.



Fuente: ETABS 2019.

Figura 95: Cortante basal generado por el Análisis Modal Espectral.



Fuente: ETABS 2019.

Derivas de piso

Para las derivas de piso, la norma NEC 2015 en su inciso 4.2.2 indica que la deriva máxima para cada piso no deberá superar la deriva inelástica establecida, en el caso de estructuras metálicas, su límite es del 0.02.

En la estructura actual, las derivas presentan un gran problema ya que superaban el límite del 2% tanto en el sentido X como en el sentido Y. De igual manera con ayuda de la implementación de rigidizadores, se pudo resolver dicho inconveniente debido que los rigidizadores proporcionan la rigidez necesaria para cumplir con lo establecido en la norma, por otra parte, ayuda también a la reducción de daño y mejora el desempeño estructural.

Tabla 65: Derivas inelásticas generadas por cortante basal estático (Estructura reforzada).

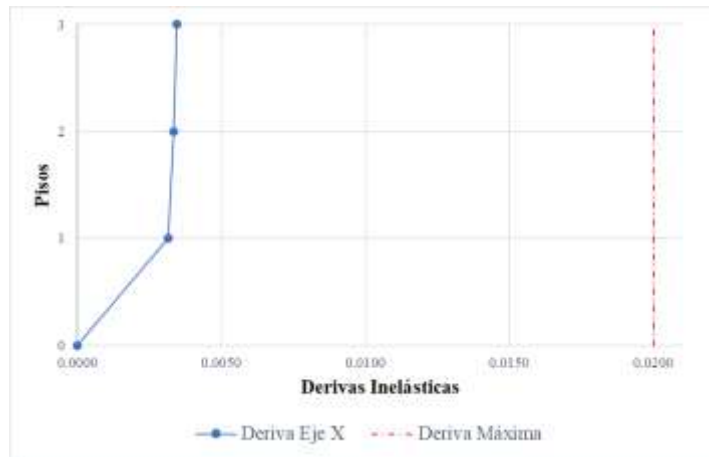
ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Sism X	0.0027	0.001837	CUMPLE
Nivel +6.48	Sism X	0.0122	0.001776	CUMPLE
Nivel +3.24	Sism X	0.0130	0.001681	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Sism Y	0.0034	0.002612	CUMPLE

Nivel +6.48	Sism Y	0.0017	0.00152	CUMPLE
Nivel +3.24	Sism Y	0.0062	0.001347	CUMPLE

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 96: Derivas Inelásticas generado por fuerzas estáticas (Estructura reforzada).

a) Sentido X



b) Sentido X



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Tabla 66: Derivas inelásticas generadas por cortante basal dinámico (Estructura reforzada).

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Espec X	0.0021	0.001632	CUMPLE
Nivel +6.48	Espec X	0.0108	0.001484	CUMPLE
Nivel +3.24	Espec X	0.0097	0.001464	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
Nivel +9.72	Espec Y	0.0021	0.003231	CUMPLE
Nivel +6.48	Espec Y	0.0138	0.001255	CUMPLE
Nivel +3.24	Espec Y	0.0200	0.001147	CUMPLE

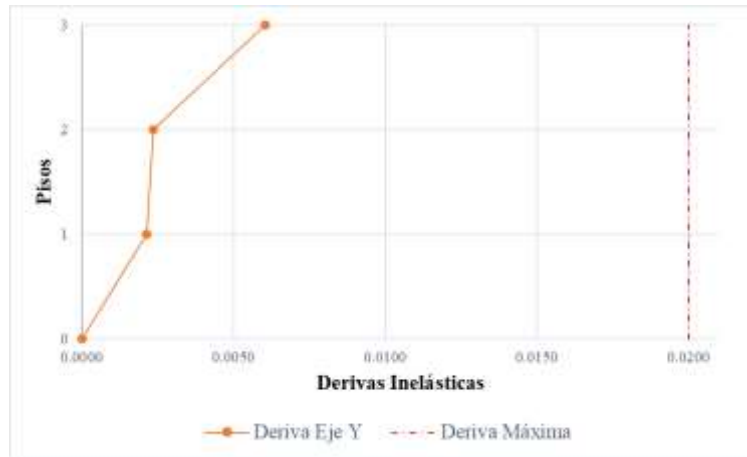
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 97: Derivas Inelásticas generadas por fuerzas sísmicas-aceleración espectral (Estructura reforzada).

a) Sentido X



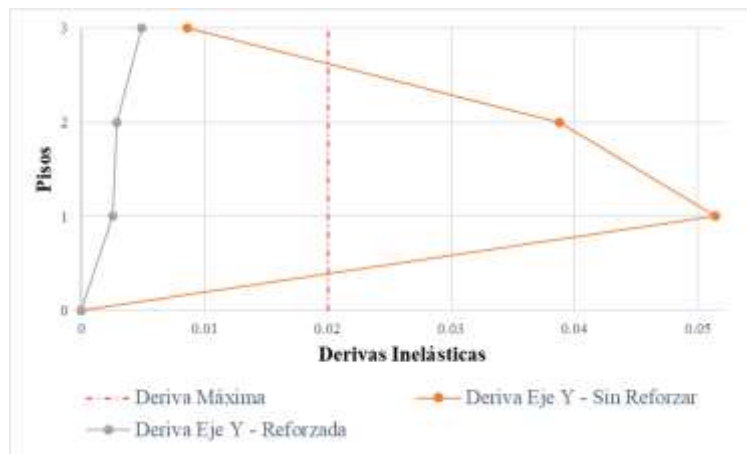
a) Sentido Y



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Para poder comparar la gran diferencia que existe entre las derivas de la estructura en su estado actual y las derivas de la estructura reforzada se presenta en la siguiente figura la relación de derivas en el eje Y generado por fuerzas estáticas.

Figura 98: Relación entre derivas de estructura actual y estructura reforzada.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3.1.4.1.1. Verificación de elementos estructurales – Estructura reforzada

Para la verificación de los elementos estructurales se tomará en cuenta directamente los parámetros que intervengan las cargas sísmicas, ya que anteriormente se demostró que los elementos no indican ninguna deficiencia a cargas gravitacionales.

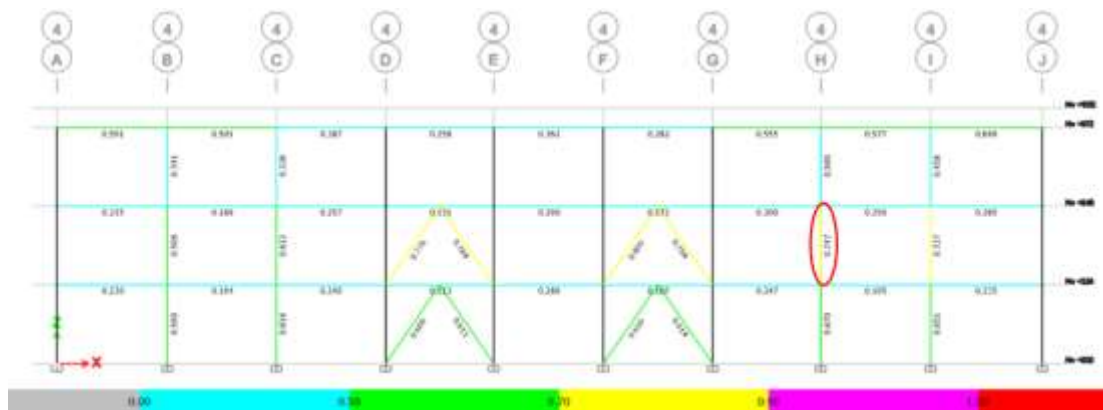
Columnas:

Una vez realizado el análisis de la estructura con la implementación del reforzamiento estructural, se obtuvo un mejor comportamiento de las columnas, reduciendo de esta manera la relación demanda-capacidad llevándola a valores aceptables menores a la unidad.

Como se puede observar en la Figura 99, las columnas se encuentran en un rango aceptable, teniendo una demanda/capacidad de 0.747 para la columna del eje 4H. Hay que tomar en cuenta que las columnas presentadas en dicha imagen no han sido reforzadas con el relleno de hormigón, es decir poseen las características iniciales.

Con respecto a los rigidizadores se puede observar que también se encuentran en un rango aceptable con respecto a su demanda-capacidad, teniendo como el valor más alto de 0.805.

Figura 99: Demanda-Capacidad en columnas - cargas sísmicas - Eje 1.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 67: Demanda - Capacidad parciales de columnas sin reforzar (cargas sísmicas).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial		
Pr	27.2332	0.2379
Pc	114.478	
Momentos		
Mr33	1.8845	0.2126
Mc33	8.8629	

Mr22	3.1914	0.3601
Mc22	8.8629	
Corte		
Vu	0	0.000
ϕVn	35.5906	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

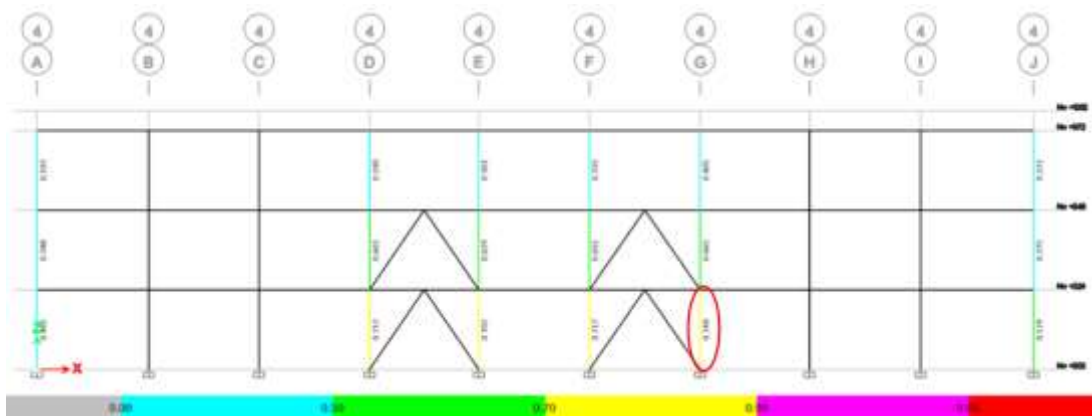
Tabla 68: Demanda - Capacidad total de columnas sin reforzar (cargas sísmicas).

D/C	$(Pr / Pc) + (8/9)(Mr33 / Mc33) + (8/9)(Mr22 / Mc22)$
0.747	0.238+0.189+0.32

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Tomando en cuenta a las columnas que fueron reforzadas mediante un relleno de hormigón, presentan de igual manera un buen comportamiento y una buena relación demanda-capacidad, con un valor máximo de 0.740. Se debe recalcar que a estas columnas fue necesario su reforzamiento, debido a que están ligadas a los rigidizadores, los cuales transmiten la carga axial hacia las columnas.

Figura 100: Demanda-Capacidad en columnas rellenas - cargas sísmicas - Eje 1.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 69: Demanda - Capacidad parciales de columnas reforzada (cargas sísmicas).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	124.5208	0.5408
Pc	230.267	
Momentos (tn-m)		
Mr33	2.1181	0.1353

Mc33	15.6525	0.0906
Mr22	1.3829	
Mc22	15.2565	
Corte (tn)		
Vu	1.0569	0.020
φVn	53.4558	

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Tabla 70: Demanda - Capacidad total de columnas reforzada (cargas sísmicas).

D/C	$(Pr / Pc) + (8/9)(Mr33 / Mc33) + (8/9)(Mr22 / Mc22)$
0.7400	0.541+0.12+0.079

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Vigas:

En la Figura 101 se puede observar que las vigas también obtuvieron una mejora considerable con respecto a su demanda-capacidad gracias a los refuerzos implementados, tomando en cuenta que la viga con mayor demanda-capacidad es la que se encuentra ubicada en la zona donde se implementaron los rigidizadores y de la misma manera estos transmitirán un poco de la carga hacia las vigas, tomando en cuenta que estas poseen la capacidad suficiente para poder soportar dichos esfuerzos.

Figura 101: Demanda-Capacidad en vigas - cargas sísmicas – Nivel 3.24.



Fuente: ETABS 2019.

Tabla 71: Demanda - Capacidad parciales de vigas (cargas sísmicas).

PARÁMETRO	VALOR	D/C
Fuerza Axial (tn)		
Pr	84.5504	0.4686
Pc	180.450	
Momentos (tn-m)		
Mr33	1.4715	0.0857
Mc33	17.164	
Mr22	0	0.0000
Mc22	13.2189	
Corte (tn)		
Vu	1.531	0.023
ϕV_n	65.888	

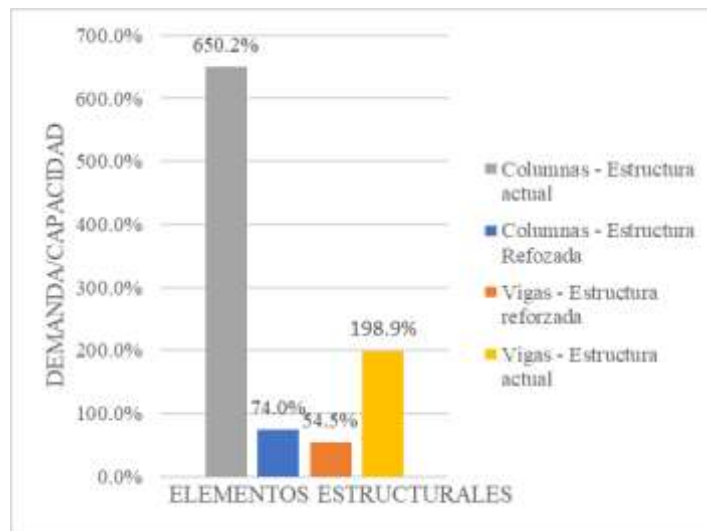
Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Tabla 72: Demanda - Capacidad total de vigas (cargas sísmicas).

D/C	$(Pr / Pc) + (8/9)(Mr33 / Mc33) + (8/9)(Mr22 / Mc22)$
0.5450	0.469+0.076+0

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Figura 102: Porcentaje Demanda/Capacidad de elementos estructurales (Estructura reforzada).



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

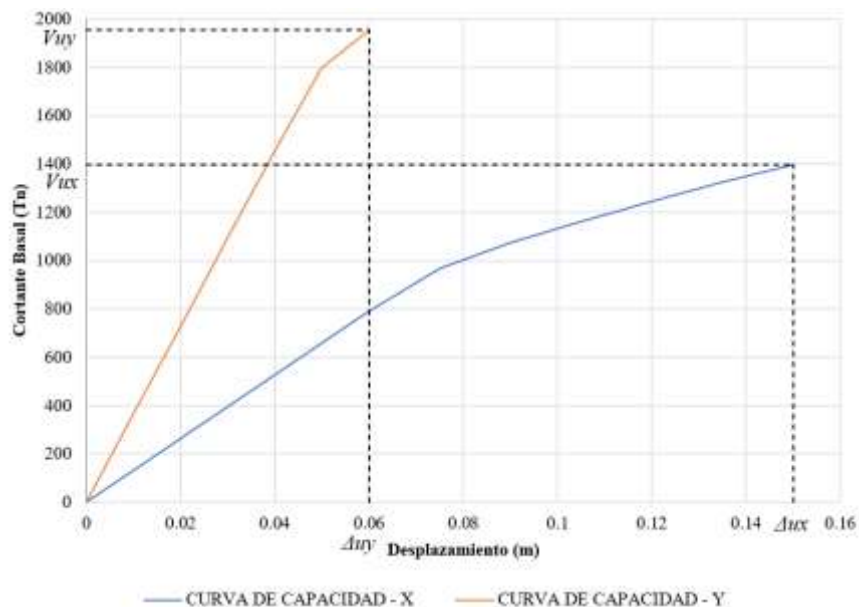
3.1.4.2. Análisis Estático No Lineal (Push-over) – Estructura reforzada

Terminado el análisis lineal de la estructura dando como resultados un buen desempeño de cada uno de los elementos, se procede a realizar el análisis no lineal para poder determinar si el reforzamiento que se implementó en la estructura, ayuda a cumplir con los niveles de aceptación para la estructura en estudio.

Curva de capacidad

Como resultado del análisis no lineal de la estructura reforzada, se determinan las nuevas curvas de capacidad en cada una de las direcciones de análisis, es decir tanto en el sentido X como en el sentido Y, obteniendo las siguientes gráficas.

Figura 103: Curva de Capacidad – Estructura reforzada.

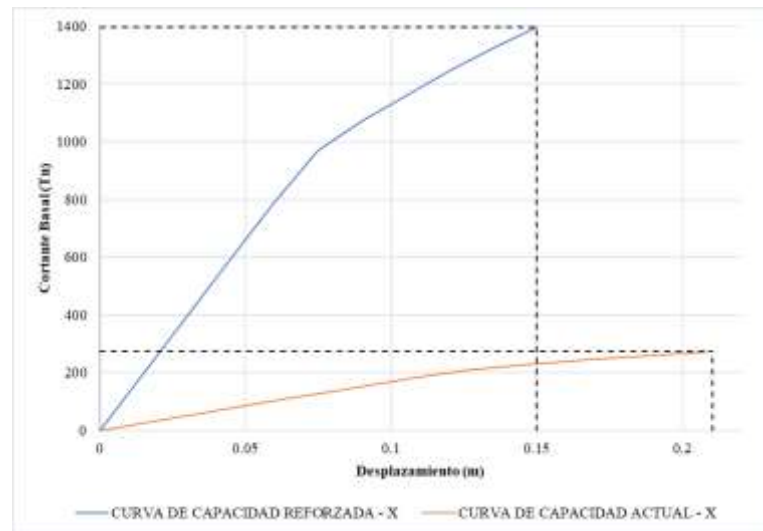


Fuente: Alejandro Tovar Molina.

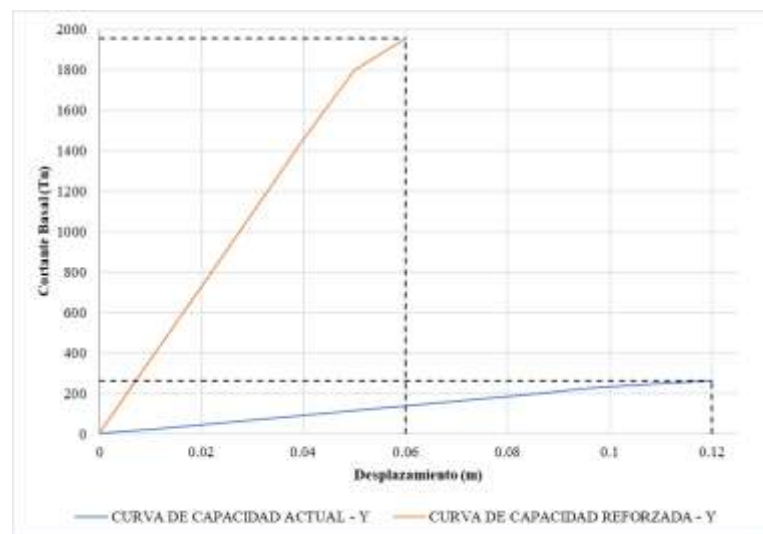
La Figura 104 indica el aumento considerable de la capacidad que obtiene la estructura mediante la implementación del reforzamiento anteriormente descrito, tanto en la dirección X como en la dirección Y, demostrando un mejoramiento estructural.

Figura 104: Comparación entre Curva de Capacidad – Estructura reforzada Vs Estructura Actual.

a) Dirección X



b) Dirección Y



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Como se puede observar en la figura anterior, ambas curvas aumentaron en gran cantidad la capacidad de resistencia a cortante, mientras que se redujo el desplazamiento último que se tubo desde un principio. Esto es gracias a la implementación del reforzamiento con rigidizadores lo que brinda mucha más

capacidad a la estructura, aumentando su rigidez y por lo tanto disminuyendo su capacidad de desplazamiento.

3.1.4.2.1. Evaluación del desempeño sísmico – Estructura reforzada

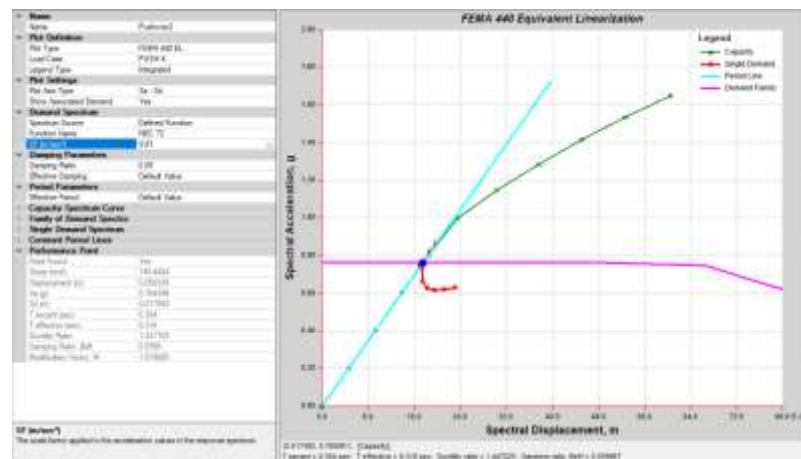
Para la determinación del punto de desempeño de la estructura reforzada, se aplica la misma metodología usada anteriormente para la estructura en su estado actual.

Aplicando la metodología del FEMA 440, que corresponde a la bilinealización equivalente se determina los puntos de desempeño para cada una de las demandas sísmicas, es decir para un sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro.

- **Punto de desempeño – Dirección X**

Con ayuda del software ETABS se determina cada uno de los desplazamientos y fuerzas cortantes que conforman los puntos de desempeño para cada demanda sísmica, obteniendo los siguientes resultados para la estructura reforzada.

Figura 105: Sismo Frecuente - Punto de



Desempeño - Dirección X.

Figura 106:Sismo Ocasional - Punto de Desempeño - Dirección X.

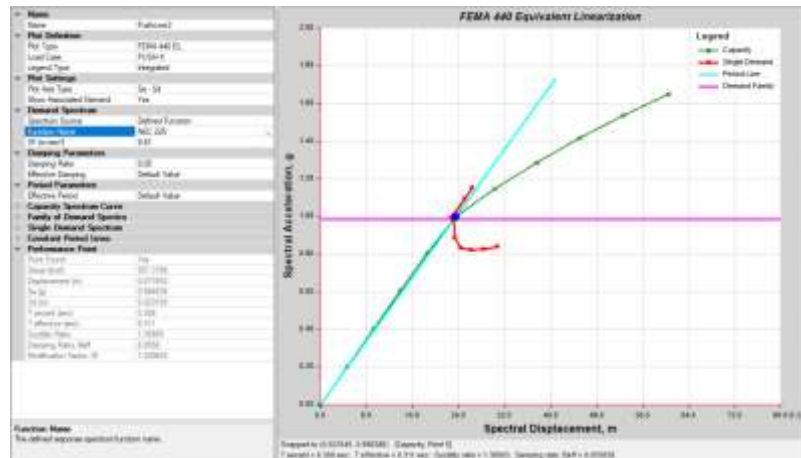


Figura 107:Sismo Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.

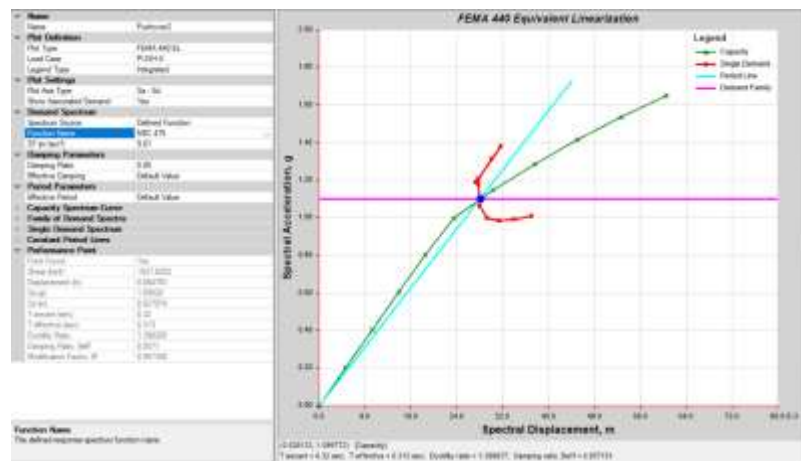
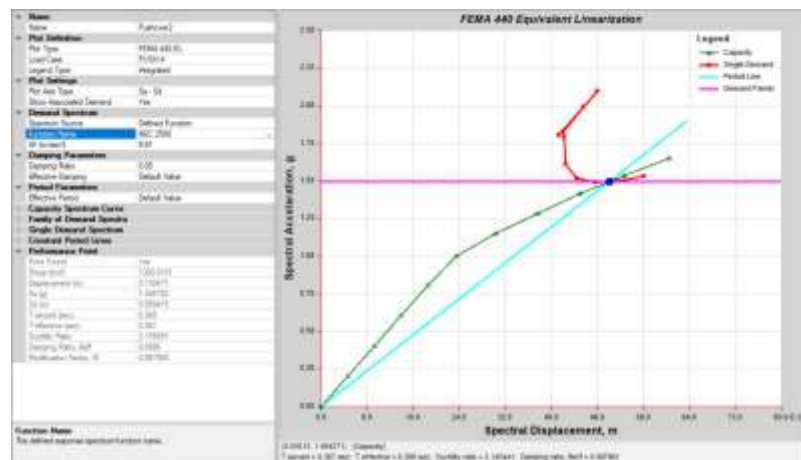


Figura 108: Sismo Muy Raro - Punto de Desempeño - Dirección X.



Fuente: ETABS 2019.

Con ayuda de las figuras presentadas anteriormente se puede observar que los puntos de desempeño de cada demanda sísmica se encuentran dentro de la curva de capacidad de la estructura ya reforzada, dando como resultados para puntos de desempeño los siguientes valores:

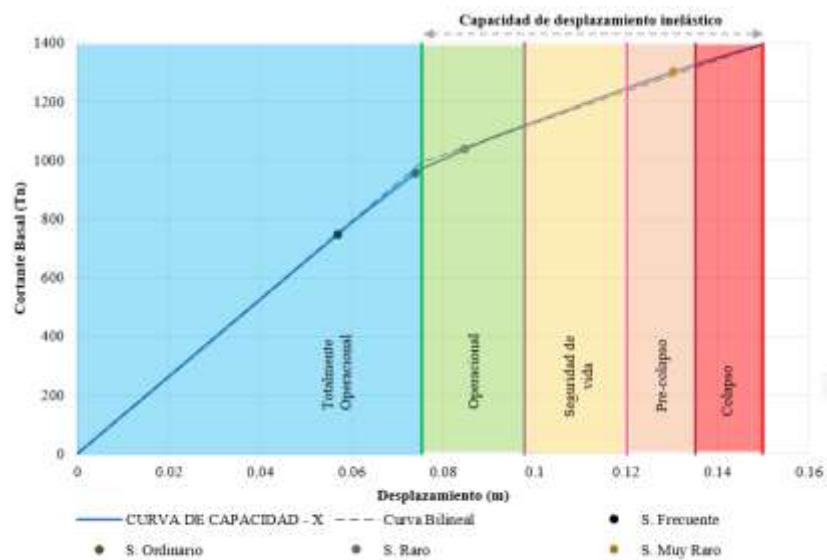
Tabla 73: Puntos de desempeño - Estructura reforzada - Dirección X.

DIRECCIÓN X-X		
Tipo de Sismo	Desplazamiento por demanda (m)	Fuerza Cortante por demanda (Tn)
Frecuente	0.056938	749.4484
Ocacional	0.073932	957.3788
Raro	0.084783	1037.8252
Muy Raro	0.13047	1300.9181

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Representando de una manera gráfica la curva de capacidad, la bilinealización de la curva y los puntos de desempeño, se puede observar que la estructura ocupa el nivel de zonal de operacional para un sismo frecuente y ocasional, mientras que, para un sismo raro, presenta un nivel funcional. Por último la estructura ocupa el nivel de pre-colapso para un sismo muy raro.

Figura 109: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección X.

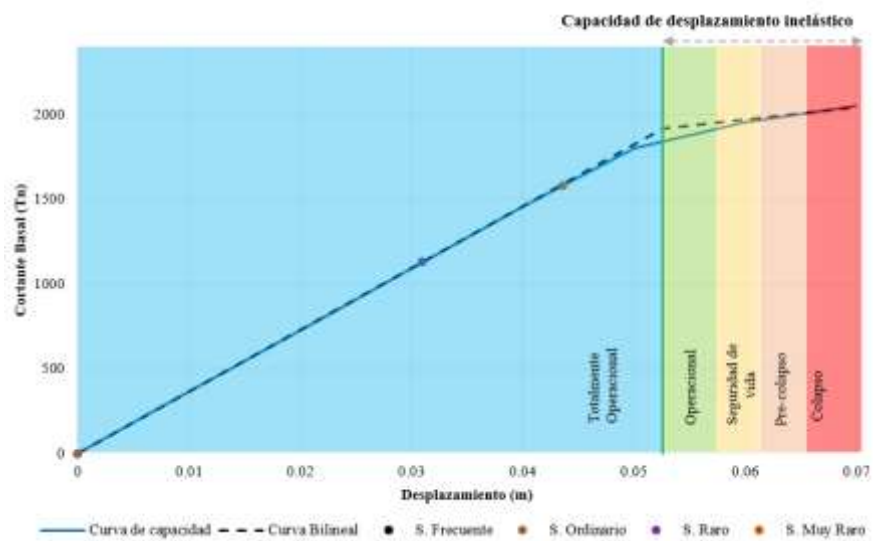


Fuente: Alejandro Tovar Molina.

- **Punto de desempeño – Dirección Y**

De igual manera como en el análisis en el sentido X, se ve un incremento de resistencia estructural y de la misma manera una disminución de la capacidad de desplazamiento, por lo tanto el desempeño de la estructura para cada una de las demandas sísmicas se encuentran en un nivel totalmente operacional.

Figura 110: Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Dirección Y.



Fuente: Alejandro Tovar Molina.

Con ayuda de la siguiente tabla, se puede observar que la estructura se encuentra en un mejor nivel de desempeño basándose en los objetivos propuestos por la NEC 15 y el Comité Visión 2000.

Tabla 74: Niveles de desempeño esperados y determinados, Estructura reforzada - Dirección X,Y.

Dirección X-X					
Nivel de Amenaza	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente	2				
Ocasional		2			
Raro			2		
Muy Raro				2	
Dirección Y-Y					
Frecuente	2				
Ocasional		2			
Raro			2		
Muy Raro				2	
2	Nivel esperado para estructuras especiales				
	Nivel obtenido del análisis				

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

3.1.5. Vibración Ambiental

Las vibraciones ambientales se las puede denominar también como microtemblores, microvibración, las cuales no se encuentran ligadas al aspecto sísmico tomando en cuenta el origen de las mismas. Por otra parte los periodos conformados por este tiempo de vibraciones se encuentran en un rango entre 0.1 a 1s.[46]

En las estructuras las actividades humanas cotidianas como caminar, correr, saltar y bailar, son productoras de vibraciones, las cuales se las puede denominar como vibraciones ambientales interna. Otros factores que producen este tipo de vibraciones son la operación de máquinas tales como ascensores, grúas, bombas, etc. Por otra parte se puede tomar en cuenta las vibraciones ambientales externas las cuales son producidas por factores como el viento, el paso de vehículos y actividades de construcción aledañas a la estructura.[46]

El uso de ese tipo de vibraciones se las puede ligar al análisis dinámico de estructuras tal como realizó Duran et al. (1987) y propuso los principales objetivos de este tipo de análisis, los cuales se presentan a continuación:

- Control de calidad: consiste en realizar mediciones para compara los datos obtenidos en una estructura recién construida con los valores teóricos usados

para el diseño de la misma, y de esta manera comprobar si ha sufrido modificaciones relevantes entre lo diseñado y lo construido.[46]

- Control de daños por sismo: al obtener mediciones después de que la estructura fue sometida a fuerzas sísmicas, se puede determinar si la estructura ha sufrido daños considerables que necesiten de una reparación.[46]
- Revisión de reparaciones o modificaciones: dirigido a estructuras que hayan sido reparadas o reforzadas y poder comprobar que se alcanzó las características estructurales necesarios o iniciales.[46]
- Control de vida útil de estructuras: ayuda a determinar si la estructura ha sufrido algún deterioro estructural significativo después de a ver sufrido eventos sísmicos ocasionales, deterioro de materiales, asentamientos del subsuelo, adaptaciones o modificaciones incorrectas.[46]

3.1.5.1. Periodo medido con vibraciones ambientales y sísmicas

Existe una gran diferencia entre el periodo fundamental de un edificio producido por fuerzas sísmicas, al de un periodo determinado por medio de vibraciones ambientales, es por eso que distintos investigadores han trabajado en este ámbito proporcionando los siguientes resultados:

Celebi y Safak (1992) hallaron algunas diferencias significativas con respecto al periodo fundamental de una edificación de 30 pisos localizada en San Francisco, al comparar los periodos de vibración que se obtuvieron con el sismo de Loma Prieta, siendo este de 2.63s, mientras que para vibraciones ambientales y forzadas se obtuvo de 1.70s. Entre estos dos resultados se tiene una diferencia del 55%, la cual fue atribuida a distintos factores como la interacción suelo-estructura, el comportamiento no lineal del suelo, de las pilas de cimentación y un microfracturamiento del hormigón, siendo que la estructura no experimento un daño significativo observable.[46]

Muriá-Vila y González (1996), evaluaron un edificio de 24 pisos localizado en la Ciudad de México, en donde se pudo observar que las frecuencias obtenidas de los registros sísmicos son significativamente menores a las que se determinaron en las pruebas de vibración ambiental. Por otra parte, Meli (1993) estudiando el mismo edificio, pero usando registros de sismos anteriores pudo determinar que los periodos obtenidos usando los sismos son mayores con respecto a los obtenidos usando

vibraciones ambientales. De la misma manera existen otros investigadores como Miranda y Bertero (1993), estudiaron una edificación de 30 pisos encontrando que los periodos determinados a partir de los acelerogramas del sismo de Loma Prieta, superan en un 50% a los medidos mediante vibraciones de pequeña amplitud.[46]

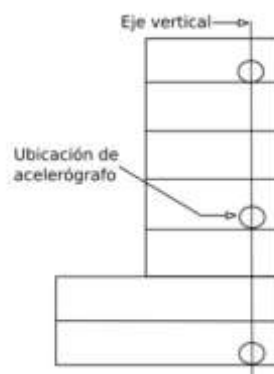
3.1.5.2. Métodos de medición para vibraciones ambientales

Para la medición de este tipo de vibraciones se usan ensayos no destructivos, por lo tanto se usan sensores para poder obtener los datos, en este caso las vibraciones de la estructura. Uno de los sensores que se usa habitualmente son los acelerómetros ubicados en diferentes localizaciones de la estructura que se pretende analizar.[47]

Se puede implementar dos tipos de sensores o equipos, portátiles y permanentes, los cuales dependerán de la forma que se necesite analizar la estructura, es decir que los equipos portátiles se usaran en diferentes edificaciones gracias a su movilidad y operabilidad, por otra parte, los equipos permanentes se usaran cuando se necesite un control constante de la estructura de interés.[48]

Con respecto al uso de equipos portátiles se deben ubicar los acelerómetros en un mismo eje vertical, uno en la parte inferior, otro en la mitad de la altura de la estructura y por último uno en la parte superior como se presenta a continuación.[48]

Figura 111: Esquema de las ubicaciones de cada acelerógrafo.



Fuente: Luis Carlos Esquivel Salas y Víctor Schmidt Díaz (2016)

Para los equipos permanentes es muy distinto al método anterior ya que cada uno de los sensores se planifica a ubicación en un mismo eje, pero se los coloca varios años posteriores al momento de realizar la investigación.[48]

3.1.5.3. Fórmula empírica para el cálculo del periodo fundamental

Midorikawa (1990) reunió una base de datos obtenidas mediante el estudio de 107 edificaciones en Santiago de Chile y 21 edificaciones ubicadas en Viña del Mar, de las cuales determinó la misma expresión tomando en cuenta el número de pisos y el periodo fundamental, obteniendo $P = 0.05N$, donde N es el número de pisos perteneciente al edificio en estudio. Midorikawa también realizó estudios en México y Japón, obteniendo como expresiones para cada país $P = 0.11N$ y $P = 0.06N$, respectivamente.[46]

La diferencia entre expresiones se debe al sistema estructural implementado en cada una de las estructuras, o que predomine en cada país, por tanto Bard (1992), propone las siguientes expresiones relacionando de una mejor manera las estructuras de hacer y hormigón armado, por tanto la frecuencia fundamental no dependerá del material implementados, sino del sistema resistente a fuerzas laterales.[46]

Tabla 75: Fórmulas empíricas propuestas por Bard (1992).

Tipo de resistencia a cargas laterales	Fórmula empírica
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$
A porticado	$P = 0.036 H$
Acero	$P = 0.040 H$
Muro de corte + mixto+ mampostería	$P = 0.019 H$

Fuente: F. Espinoza (1999), Determinación de características dinámicas de estructuras.

3.1.5.4. Determinación del periodo fundamental de la estructura

Con lo expuesto anteriormente, las fórmulas con mayor utilidad en esta investigación, son las fórmulas propuestas por Bard, ya que estas relacionan el sistema resistente que posee la estructura para poder determinar su periodo fundamental, tomando en cuenta que las fórmulas propuestas por Midorikawa, son para los países en los cuales se realizaron las investigaciones.

Por tanto, se realiza una comparación de los resultados aplicando dichas fórmulas empíricas, con los datos obtenidos mediante los análisis realizados en ETABS, tanto

para el estado actual de la estructura como para el modelo con su propuesta de reforzamiento.

Tabla 76: Periodo fundamental mediante Bard.

Sistemas estructurales	Periodo Fundamental (Bard)	Modelo analítico I	Modelo analítico II
Muros de corte	0.2627	-	-
A porticados	0.3787	-	-
Acero	0.4208	0.9781	0.248
Muros de corte + mixto + mampostería	0.1998	-	-

Fuente: Alejandro Tovar Molina

Para el cálculo de los periodos fundamentales mediante las fórmulas propuestas por Bard, se usó como dato de la altura 10.52m, que es el punto más alto de la estructura en análisis. Con ayuda de la tabla anterior se puede determinar que el periodo fundamental determinado con el primer modelo analítico es un 43.02% mayor con respecto al periodo fundamental determinado por la formulas empíricas planteadas por Bard, mientras que con el segundo modelo analítico que corresponde a la estructura reforzada es un 58.83% mayor.

3.1.5.5. Análisis de frecuencia fundamental de la estructura

Según Guendelman & Lindenberg (1997), se puede clasificar a la estructura usando la relación H/T, la misma que es un indicador de rigidez y el parámetro categórico es el periodo de vibración (T) . Por lo tanto se puede tomar como guía para poder determinar la vulnerabilidad de la estructura con ayuda de este método.[47]

Tabla 77: Indicadores de rigidez - Guendelman & Lindenberg.

Relación H/T	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).

Para poder complementar este tipo de análisis de vulnerabilidad de estructuras se puede incluir los estudios realizados por Morino y Astroza (2002), en donde pudieron estimar el daño en función al parámetro anteriormente mencionado, H/T, proporcionando los siguientes niveles de daños.

Tabla 78: Niveles de daño según la relación H/T.

Relación H/T	Nivel de daño
30 a 40	Daño estructural moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

Fuente: Morino y Astroza (2002).

Tomando en cuenta los valores propuestos en la Tabla 78, se puede deducir que es probable que se presenten valores menores 30, en donde las estructuras presenten daños más significativos, por ejemplo, en una estructura estudiada por Guendelman (1997) presenta valores inferiores a 20 m/s, indicando que es una estructura muy flexible y pueda presentar problemas de derivas. Cevallos et al (2018), estructuras que presenten valores de 10 m/s o menores pueden llegar a sufrir grandes daños, incluso llegar al colapso.[47]

A continuación, se determina la relación H/T para la estructura analizada en el presente proyecto y con ayuda de los resultados obtenidos se determina en que parámetro se encuentra según las Tablas 77 y 78 tomando en cuenta cada uno de los periodos determinados anteriormente.

Tabla 79: Nivel de daño y clasificación en base a la relación H/T.

Modelo analítico	Periodo de Vibración	Relación H/T (m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
Fórmulas empíricas (Bard)	0.4208	25	Flexible	Daño estructural moderado
Estado actual de la estructura	0.9781	10.755	Demasiado flexible	Posible colapso
Estructura reforzada	0.248	42.42	Normal	Daño Leve

Fuente: Alejandro Tovar Molina

Con ayuda de las fórmulas empíricas propuestas por Bar y usando la relación H/T para poder determinar el índice de rigidez y en nivel de daño, se puede observar que para estructuras de acero se la puede considerar como flexible y que presente daños estructurales moderados. Por otra parte, usando el periodo de vibración determinado por el modelo analítico que representa el estado actual de la estructura se encuentra en un índice de rigidez **demasiado flexible** y como se obtuvo 10.755 m/s como relación siendo menor a 30, se la puede considerar que puede presentar daños estructurales significativos o incluso llegar al colapso.

3.2. Verificación de la hipótesis

Mediante los análisis realizados usando cada una de las metodologías descritas en el presente trabajo, la estructura perteneciente a la Facultad de Ciencias de la Salud ubicada en el campus Ingahurco de la Universidad Técnica de Ambato, presenta distintos grados de vulnerabilidad dependiendo del análisis que se ejecute. Aplicando los métodos cualitativos como la inspección visual rápido propuestas por el FEMA 154 en su formato de Nivel 1, la estructura presento una vulnerabilidad baja, para su formato del Nivel 2, la estructura presenta una vulnerabilidad alta. Por otra parte aplicando un método cuantitativo que es más detallado y que incluye las propiedades de cada material para la ejecución de este tipo de análisis, presenta una vulnerabilidad muy alta, al punto de un posible colapso. Mediante la propuesta de reforzamiento estructural global, al implementar rigidizadores o contraventeos y el reforzamiento de por medio de un relleno de hormigón a las columnas aledañas a los rigidizadores, se pudo corregir y mejorar el comportamiento de la estructura.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- Se determinó que la estructura perteneciente a la Facultad de Ciencias de la salud, en donde se encuentra el Honorable Consejo Universitario, presenta una alta vulnerabilidad mediante la aplicación de métodos cualitativos como la inspección visual rápida del FEMA 154 y la NEC 15, obteniendo como datos para el formato del Nivel 1 del FEMA 154 un valor de 0.9, que manifiesta un grado de vulnerabilidad medio, por otra parte para el Nivel 2, se obtiene un valor de 0.2 siendo menor al límite establecido en el formato, proporcionando un grado de vulnerabilidad alto.
- Para los métodos cualitativos, existen factores como el tipo de suelo, el año en que se diseñó y construyó la edificación, las irregularidades en planta o elevación que presenta la estructura, los cuales afectan directamente al puntaje para determinar el nivel de vulnerabilidad de la estructura; obteniendo como resultado una vulnerabilidad media y alta para los formatos propuestos por el FEMA 154 y la NEC 2015, respectivamente.
- Mediante la evaluación por métodos cuantitativos, se determinó que la estructura no cumple con criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, uno de los cuales es referente a que el periodo fundamental de la estructura determinado por un análisis modal, no debe sobrepasar el 30% del periodo determinado por el método 1 establecido en la norma, teniendo como resultados un periodo de 0.921 para el análisis modal, superado en un 51.3% al valor calculado por la fórmula $T = C_t * h_n^{\alpha}$, indicando que la estructura es muy inestable y necesita más rigidez.
- Del análisis lineal realizado a la estructura, se determinó que la estructura presentaba un movimiento torsional en su primer modo de vibración, superando el 30% de la participación rotacional de la estructura, tomando en cuenta que la torsión afecta de manera negativa a la estructura poniendo en crisis la estabilidad de esta; se observó que la estructura presenta una gran inestabilidad en el sentido Y, siendo el de menor longitud y por lo tanto de menor rigidez proporcionando derivas inelásticas mayores al límite (2%)

establecido en la NEC 15, con derivas máximas del 5.14% y 3.89% para la dirección X, Y respectivamente.

- Mediante el análisis y chequeo de elementos estructurales sometidas a cargas gravitacionales, los elementos que constituyen la estructura no presentan ningún inconveniente, gracias a que el acero estructural tiene una gran capacidad, por otra parte al verse sometidos a fuerzas sísmicas, los elementos que presentan mayor falla en la estructura son las columnas metálicas cuadradas, gracias a que no poseen la suficiente rigidez para soportar la demanda sísmica, dando como resultado una relación entre la demanda/capacidad excesiva del 6.502, tomando como límite la unidad; la relación demanda/capacidad de las vigas son más bajas con relación a la de las columnas, pero aun presentan falla al verse sometidas a esfuerzos de sismos tendiendo una demanda/capacidad de 1.989, siendo la viga más esforzada en el Nivel +3.24.
- Con la curva de capacidad de la estructura, tanto para el sentido X como para el sentido Y, se concluye que la estructura no cumple con los niveles de desempeño esperados para una estructura especial definidos por la NEC 15, ya que para una demanda sísmica con un periodo de retorno de 475 años (Sismo de diseño), debería cumplir el nivel de seguridad de vida y no llegar al colapso.
- Para estructuras elaboradas con perfiles metálicos conformados en frío, se las debe considerar como pórticos ordinarios a momento (OMF), debido a que son estructuras con más resistencia que ductilidad, por lo tanto su factor de reducción sísmica R tiene a ser bajo como lo propone la NEC 15 con un valor de 2.5.
- Para poder estabilizar a la estructura y cumplir con la capacidad de desempeño necesaria para la estructura, se definió dos tipos de reforzamiento, a nivel global, implementando contraventeos o rigidizadores para poder proporcionar más resistencia a la estructura y que pueda afrontar las demandas sísmicas por su capacidad de resistencia y no por ductilidad; a nivel de elemento, en donde se implementó un relleno de hormigón a las columnas metálicas cuadradas para poder dar más resistencia a dichos elementos.

- Mediante el análisis lineal de la estructura reforzada se determinó que cada uno de los elementos como vigas, columnas y correas se encuentran en un rango demanda/capacidad aceptable gracias al reforzamiento implementado en la estructura debido a que se pudo estabilizar de la mejor manera y cumpliendo con los criterios como periodo de vibración, movimientos de la estructura (torsionales, traslacionales), derivas inelásticas, etc.
- El periodo de vibración de la estructura reforzada se obtuvo de 0.248 cumpliendo con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, siendo menor al 30% del periodo determinado por el primer método, tomando en cuenta que el periodo de vibración se encuentra ligado a la rigidez de la estructura, por lo tanto, al disminuir el periodo de vibración se incrementa la resistencia de la estructura.
- Mediante el análisis no lineal de la estructura reforzada, se concluyó que la implementación de rigidizadores aumentó la capacidad de resistencia de la estructura en un 20.97% y 12.83% para el eje X;Y, respectivamente, ayudando a cumplir los niveles de aceptación propuestas por el Comité Visión 200 y NEC 15.
- Con ayuda de las fórmulas empíricas propuestas por Bard (1992), el periodo de vibración de la estructura tomando en cuenta el sistema estructura es de 0.4208 s, teniendo similitud con lo obtenido mediante la fórmula propuesta por la NEC 15 en su primer método, debido a que ambas formulas toman a la altura como parámetro de cálculo.
- Mediante el cálculo de la relación de la altura del edificio y el periodo de vibración (H/T), obtenido por distintos métodos, se puede clasificar a la estructura en base a su rigidez como propone Guendelman & Lindenberg (1997), obteniendo para el estado actual de la estructura y un periodo determinado por la formula presentada en la NEC 15, un rango **FLEXIBLE** con un daño estructural moderado; para un periodo determinado por el análisis modal en su estado actual se tiene un rango **DEMASIADO FLEXIBLE** con un posible colapso; para un periodo determinado para la estructura reforzada presenta un rango **NORMAL** y con un daño estructural leve, verificando cada uno de los resultados obtenidos en el presente trabajo.

4.2. Recomendaciones

- Registrar cada uno de los datos obtenidos mediante la inspección visual rápida con ayuda de imágenes, videos y mediciones para tener n mejor control de estos.
- Se recomienda el uso de los métodos cuantitativos para la obtención del grado de vulnerabilidad debido a que son métodos más completos y que requieren de mejor detalle de la estructura para tener un valor más aproximado a la realidad.
- Para la construcción de estructuras metálicas, se recomienda el uso de perfiles laminados al calor, ya que poseen mejores características que los perfiles conformados en frio, dependiendo del tipo de estructura y el uso que se pretenda dar a la estructura.
- Re recomienda un vibrado adecuado del hormigón al momento de rellenar columnas metálicas para evitar posibles espacios vacíos y poder obtener un mejor comportamiento de ambos elementos.
- Guiarse de planos arquitectónicos al momento de implementar rigidizadores u otro tipo de reforzamiento que implique modificaciones en la parte arquitectónica del edificio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] I. Geofísico, “PROYECTO INTERINSTITUCIONAL PARA MONITOREO DE TERREMOTOS Y TSUNAMIS,” 25 de noviembre, 2013. <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/content/49-historico?start=70#:~:text=El Ecuador forma parte del,de la cuenca del Pacífico> (accessed Oct. 23, 2020).
- [2] Applied Technology Council, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, no. June. Washington, D.C.: Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, 2005.
- [3] L. P. Viera Arroba, “Diseño Sísmico Basado En Desempeño De edificios De Hormigón Armado.,” Universidad Técnica de Ambato, 2004.
- [4] MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, *Peligro sísmico diseño sismo resistente*. Quito: MIDUVI, 2014.
- [5] G. F. Ludeña Guaicha, “Estudio de vulnerabilidad sísmica del Colegio 9 de Octubre aplicando la Norma Ecuatoriana de Construcción mediante metodología FEMA 154,” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA, 2017.
- [6] I. S. Paredes Valle and B. A. Pachar Romero, “ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS OCHO ESTRUCTURAS DEL MIDENA, MEDIANTE LA METODOLOGÍA FEMA P-154, Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN MÁS VULNERABLE,” Universidad de las Fuerzas Armadas, 2016.
- [7] C. A. Cueva Flores, “VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE FILOSOFÍA, COMERCIO Y ADMINISTRACIÓN DE LA UCE CON LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC SE-RE 2015),” UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, 2017.
- [8] NEC-15, *Guía 5 Evaluación Y Rehabilitación de Estructuras*, Primera ed., vol. 5. Quito: MIDUVI, 2015.
- [9] FEMA P-154, *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: FEMA 154 and FEMA 155 updates*, no. January. Washington, D.C.: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 2015.

- [10] J. Alvear S and J. L. Ruales, ““Diseño Por Desempeño En Edificios De Hormigón Armado, De Acero Estructural, Y Mixtos.,” PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR, 2014.
- [11] C. D. Ortega Villaizan, “Determinacion de la vulnerabilidad estructural de edificaciones por efecto de sismo en el Centro Urbano del Distrito de Villa Rica.,” UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DEL PERÚ, 2014.
- [12] 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,” 2016. doi: 10.18867/ris.94.274.
- [13] R. L. Bonett-Díaz, “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis doctoral,” UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA, 2003.
- [14] A. Gulfo Mendoza and L. Serna Hernández, “Vulnerabilidad sísmica de la infraestructura del sector urbano en Girardot-Cundinamarca,” 2015.
- [15] O. Rincón Ponce and R. Sánches Manjarres, “Análisis sistemático de metodologías empleadas para la medición cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de estructuras,” 2019.
- [16] I. V. Centeno Reyes, “Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero,” UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2017.
- [17] Applied Technology Council, *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Redwood City California*, vol. 1, no. November 1996. California, 1996.
- [18] G. A. MONTALVO QUINTEROS, “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] R. M. Calcina Peña, “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN

EDIFICIO DE ONCE PISOS UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO-LINEAL,” UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA, 2017.

- [20] R. Moreno González, “Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona,” Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.
- [21] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE,” 1989.
- [22] M. A. Escamilla García, “Estudio Comparativo de las Tendencias Actuales del Método del Empujón Para la Evaluación de Estructuras Reticulares,” UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, 2010.
- [23] B. Brito, “Diseño y construcción de una conexión a momento con rótula plástica de acero ASTM A36,” UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS, 2018.
- [24] A. S. of C. Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE 41-13. Virginia: ASCE 41-13, 2014.
- [25] C. A. R. LOZADA, “ESTUDIO COMPARATIVO DEL MODELO DE ROTULAS PLÁSTICAS POR EL MÉTODO DE LAS FIBRAS Y EL MODELO DE TABLAS DEL ASCE 41-13, APLICADO AL ANÁLISIS NO LINEAL DEL BLOQUE A DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA,” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, 2020.
- [26] R. P. . Aguilar Falconí, *Análisis Sísmico por Desempeño*, no. September. Quito, 2015.
- [27] SAP 2000, *CSI Analysis Reference Manual*, no. July. Berkeley, California, USA: COMPUTERS & STRUCTURES, INC, 2004.
- [28] C. A. Gonzáles, “Análisis Estático No Lineal (Pushover) De Estructura Aporticada De Hormigón Armado Con Diferentes Grados De Ductilidad . Aplicando La Norma Colombiana 2010 (Nsr-10),” Universidad Politécnica de València, 2017.
- [29] D. A. Galarza Altamirano, “Evaluación Del Desempeño Sísmico Del Edificio

De La Oscus Mediante Comparación Del Análisis Estático No Lineal (Pushover), Análisis Estático Modal (Pushover Multimodal) Y Dinámico No-Lineal (Historia De Respuesta),” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD, 2019.

- [30] C. Eduardo, D. Bonilla, M. Exequias, M. Chavarria, J. Jonathan, and S. Diaz, “Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador’ Presentado Por,” UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2017.
- [31] Fema 356, *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, D.C.: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 2000.
- [32] A. Zabala and P. Marti, “Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero,” Universidad Politécnica de Cartagena, 2017.
- [33] D. A. C. JIMÉNEZ; and E. I. E. MÉNDEZ, “ESTUDIO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS TUBULARES DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN, SOMETIDAS A CARGA AXIAL,” ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL I, 2015.
- [34] A. I. O. S. CONSTRUCTION, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16,” *Struct. Anal. Des. Tall Build.*, pp. 355–410, 2016, doi: 10.1201/b11248-8.
- [35] AISC, *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*. 2010.
- [36] E. Navarrete, “Corrosión y degradación de los metales,” Escuela Politécnica Nacional, 2007.
- [37] I. Q. M. Isabel and F. Tronco, “Dedicatoria . Especialmente con todo mi corazón al que me ciñe de fuerza y me da la sabiduría para,” Universidad Autónoma del Estado de México, 2017.
- [38] M. A. Cajamarca Morquecho and M. F. Romero Vintimilla, “Estudio del comportamiento de los recubrimientos anticorrosivos utilizados en estructuras metálicas de edificios de la región costa del Ecuador,” UNIVERSIDAD

POLITÉCNICA SALESIANA SEDE CUENCA, 2014.

- [39] NEC-SE-RE, *Rehabilitación Sísmica de Estructuras*. 2015.
- [40] R. Aguiar, “Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte,” Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 2007.
- [41] D. A. V. ÁLVAREZ, “Diseño Comparativo para Edificios en Estructuras de Acero con Diversos Tipos de Arriostramiento Lateral: Caso Diagonales en Cruz,” ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, 2012.
- [42] ASCE, *ASCE STANDARD Loads for Buildings*, American S. Virginia 20191: ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, 2016.
- [43] S. Alcocer and D. Murià, “Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México,” *Secr. Obras y Serv. la Ciudad México*, vol. 1, p. 202, 2019.
- [44] F. J. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUyO, 2018.
- [45] J. S. R. B, “DISEÑO DE CONEXIONES TÍPICAS DE EDIFICIOS DE ACERO,” UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, 2013.
- [46] F. E. Barreras, “DETERMINACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE ESTRUCTURAS,” Universidad Politécnica de Cataluña MEMORIA, 2000.
- [47] F. P. P. Palate, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES,” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD, 2021.
- [48] L. C. E. Salas and V. S. Díaz, “MEDICIONES DE VIBRACIONES AMBIENTALES EN TRES EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DE 28, 11 Y 6 PISOS,” *Rev. Ing. Sísmica No. 95*, no. December, 2016, doi: 10.18867/2016-RIS-95-4.

Anexos

ANEXO A

Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s $\tau_v \geq 300$ kPa $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contenga un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

Fuente: NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente

ANEXO B

Coefficientes F_a , F_d y F_s relacionando la zona sísmica y el tipo de suelo.

(a) Coeficiente de amplificación de suelo en zona de período corto. F_a

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					

(b) Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico. F_d

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					

(c) Coeficiente de amplificación, correspondiente al comportamiento no lineal del suelo. F_s

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 Sismo Resistente

AENXO C

Amortiguamiento efectivo β_{eff}

Este amortiguamiento efectivo, se lo considera como un porcentaje del amortiguamiento crítico para cada uno de los modelos histeréticos y los valores de alfa tienen la siguiente forma:

- Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Ec.1

- Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

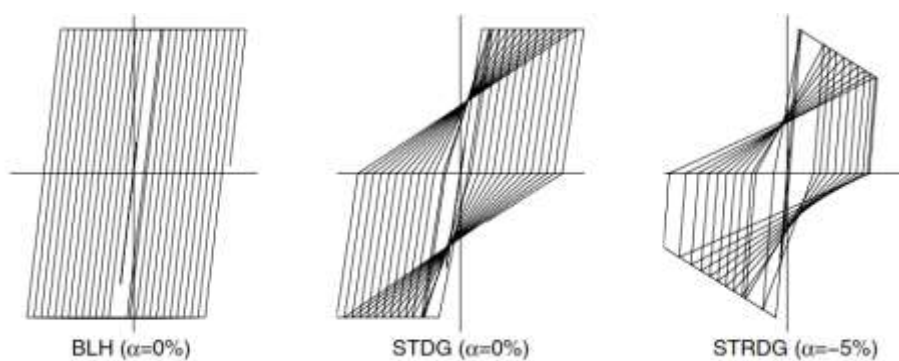
Ec.2

- Para ductilidades: $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0$$

Ec.3

Tipos de modelos histeréticos.



Fuente: FEMA 440

Donde:

BLH= Histerético bilineal.

STDG= Degradación de la rigidez.

STRDG= Degradación de fuerza.

Los coeficientes para las ecuaciones anteriormente mencionados se encuentran en función de las características de la curva de capacidad para el oscilador en términos del tipo de histéresis básico y de rigidez post elástica. A continuación se presental los valores de cada uno de los coeficinetes.

Valores de los coeficientes para el uso de las ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.

Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to α_e as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440

Para que estas ecuaciones de amortiguamiento efectivo puedan ser aplicadas para cualquier curva de capacidad, independientemente del modelo histerético o del valor alfa (α) implementado para el estudio, fueron optimizadas de la siguiente manera.[2]

- Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Ec.4

- Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 1.4 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Ec.5

- Para ductilidades: $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0$$

Ec.6

Período efectivo T_{eff}

De la misma manera que el amortiguamiento efectivo, el período efectivo posee ecuaciones para cada modelos histerético y valores alfa como:

- Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3]T_0$$

Ec.7

- Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

Ec.8

- Para ductilidades: $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Ec.9

Valores de los coeficientes para el uso de las ecuaciones de Período Efectivo.

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440

Las ecuaciones para el período efectivo han sido modificadas con el fin de optimizarlas y ser utilizadas para cualquier espectro de capacidad, independientemente del modelo histérico o valor alfa. [2]

- Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3]T_0$$

Ec.7

- Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

Ec.8

- Para ductilidades: $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Ec.9

NOTA: Hay que tomar en cuenta que estas expresiones solamente se aplican para $T_0 = 0.2$ a 2.0 s.

ANEXO D

Especificaciones de probeta.

Peso de probeta	0.404 kg	Ancho de probeta	67 mm
Especificación del material	A 36	Longitud de probeta	496 mm
Tipo o grado	Gr 50	Longitud entre mordazas	275 mm
Temperatura del material	17 °C	Área de probeta	134 mm ²
Carga máxima	31.00 KN	Carga rotura	7.45 kn

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

ANEXO E

Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

TABLA SPT						
Cotas (m)	Profundidad (m)	N° Golpes SPT (Parcial)	N°	N°	Longitud	Promedio
			Golpes SPT (30cm)	Golpes SPT (Total)	Muestra (cm)	Golpes
-0.55	55	Limpieza	15	21		24.25 ≈24
-0.70	15	6				
-0.85	15	7				
-1.00	15	8	12	20	15	
-1.50	15	Limpieza				
-1.70	20	8				
-1.85	15	6				
-2.00	15	6	38	46	26	
-2.20	20	8				
-2.35	15	19				
-2.50	15	19				
-2.70	20	20	32	52		
-2.85	15	17				
-3.00	15	15				

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

ANEXO F

Cálculo de carga sísmica (Espectro).


INFORMACIÓN			
PROYECTO		BLOQUE KAPPA	
SITIO		AMBATO	
SUELO		D	
SIS. ESTRUCTURAL		PORTICO DE ACERO LAMINADOS EN FRIO	
USO		OTRAS ESTR	
NEC-SE-DS	PARÁMETRO	VALOR	OBSERVACIÓN



3.1.1	Tabla 1	Zona sísmica	Z(%g)	0.4	Zona V (Peligro sísmico Alto)
3.3.1		Rela. Amplificación espectral	η	2.48	Provincias de la Sierra.
3.2.1	Tabla 2	Tipo de Suelo	D		Perfiles de suelos rígidos
3.2.2	Tabla 3	Coef. Amplificación desuelo	Fa	1.2	Zona V (Peligro sísmico Alto)
3.2.2	Tabla 4	Coef. Amplificación desuelo	Fd	1.19	Zona V (Peligro sísmico Alto)
3.2.2	Tabla 5	Coef. Amplificación desuelo	Fs	1.28	Zona V (Peligro sísmico Alto)
3.3.1		Factor tipo de suelo	r	1	Para suelos A,B,C,D
6.3.4		Factor de reducción de resistencia	R	2.5	Estructuras de acero laminado en frio.
4.1		Coef. De Importancia	I	1.3	Centros de educación.
5.2.3	Tabla 13	Coef. De regularidad en planta	$\emptyset p$	0.9	Depende de la estructura.
5.2.3	Tabla 14	Coef. De regularidad en elevación	$\emptyset e$	1	
6.3.3		Altura de la estructura	Hn(m)	10.52	
6.3.3	Método 1	Coef. Depende del tipo de edificio	Ct	0.072	Estructuras de acero sin arriostramientos.
6.3.3	Método 2	Impudencia del semi espacio	α	0.8	



Fuente: Alejandro Tovar Molina.



ANEXO G



Descripción del tipo de edificación según FEMA 154.



FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>W1 Light wood frame single- or multiple-family dwellings of one or more stories in height</p>		<p>(VH) = 2.1 (H) = 3.6 (MH) = 4.1 (M) = 5.1 (L) = 6.2</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Wood stud walls are typically constructed of 2-inch by 4-inch (2-inch by 6-inch for multiple stories) vertical wood members set about 16 inches apart. • Most common exterior finish materials are wood siding, metal siding, or stucco. • Buildings of this type performed very well in past earthquakes due to inherent qualities of the structural system and because they are lightweight and low rise. • Earthquake-induced cracks in the plaster and stucco (if any) may appear, but are classified as non-structural damage. • The most common type of structural damage in older buildings results from a lack of connection between the superstructure and the foundation, and inadequate chimney support.
<p>W1A Light wood frame multi-unit, multi-story residential buildings with plan areas on each floor of greater than 3,000 square feet</p>		<p>(VH) = 1.9 (H) = 3.2 (MH) = 3.7 (M) = 4.5 (L) = 5.9</p>	<ul style="list-style-type: none"> • These are typically residential buildings, but some may have commercial space at the ground floor. • Large openings are common at the ground floor for parking. These are often termed tuckunder buildings. • W1A buildings with large openings at the ground floor for parking or commercial purposes have performed poorly in past earthquakes because the large openings create a soft story.




FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>W2 Wood frame commercial and industrial buildings with a floor area larger than 5,000 square feet</p>		<p>(VH) = 1.8 (H) = 2.9 (MH) = 3.2 (M) = 3.8 (L) = 5.7</p>	<ul style="list-style-type: none"> • These are typically commercial buildings or industrial structures usually of one to three stories, and, rarely, as tall as six stories. • For commercial and industrial buildings with less than 5,000 square feet, the W2 type can be assigned as well.
<p>S1 Steel moment-resisting frame</p>		<p>(VH) = 1.5 (H) = 2.1 (MH) = 2.3 (M) = 2.7 (L) = 3.8</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Typical steel moment-resisting frame structures have similar bay widths in both the transverse and longitudinal directions, around 20-30 feet. • The floor diaphragms are usually concrete, sometimes over steel decking. This structural type is used for commercial, institutional, and public buildings. • The 1994 Northridge and 1995 Kobe earthquakes showed that the welds in steel moment frame buildings were vulnerable to severe damage. The damage took the form of broken connections between the beams and columns. • The relatively low stiffness of the frame can lead to substantial nonstructural damage. • This building could also have a concrete seismic force-resisting system. See Appendix D for advice on how to identify FEMA Building Type.




FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>S2 Braced steel frame</p>	 <p>Close-up photo of building above</p>	<p>(VH) = 1.4 (H) = 0.2 (MH) = 2.2 (M) = 2.6 (L) = 3.9</p>	<ul style="list-style-type: none"> • These buildings are braced with diagonal members, which usually cannot be detected from the building exterior. • Braced frames are sometimes used for long and narrow buildings because of their stiffness. • From the building exterior, it is difficult to tell the difference between steel moment frames, steel braced frames, and steel frames with interior concrete shear walls. • In recent earthquakes, braced frames were found to have damage to brace connections and, in some cases to the braces, especially at the lower levels.
<p>S3 Light metal building</p>		<p>(VH) = 1.6 (H) = 2.6 (MH) = 2.9 (M) = 3.5 (L) = 4.4</p>	<ul style="list-style-type: none"> • The structural system usually consists of moment frames in the transverse direction and braced frames in the longitudinal direction, with corrugated sheet-metal siding. In some regions, light metal buildings may have partial height masonry walls. • The interiors of most of these buildings do not have interior finishes and their structural skeleton can be seen easily. • Insufficient capacity of tension braces can lead to their elongation and consequent building damage during earthquakes. • Inadequate connection to a slab foundation can allow the building columns to slide on the slab. • Loss of the cladding can occur.



FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>S4 Steel frames with cast-in-place concrete shear walls</p>		<p>(VH) = 1.4 (H) = 2.0 (MH) = 2.2 (M) = 2.5 (L) = 4.1</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Lateral loads are resisted by shear walls, which usually surround elevator cores and stairwells, and are covered by finish materials. • An interior investigation will permit a wall thickness check. A thickness in excess of six inches usually indicates a concrete shear wall. • Shear cracking and distress can occur around openings in concrete shear walls during earthquakes. • Wall construction joints can be weak planes, resulting in wall shear failure below expected capacity. • This building could also have a concrete frame. See Appendix D for advice on how to identify FEMA Building Type.
<p>S5 Steel frames with unreinforced masonry infill walls</p>		<p>(VH) = 1.2 (H) = 1.7 (MH) = 2.0 (M) = 2.7 (L) = 4.5</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Steel columns are relatively thin and may be hidden in walls. • Usually masonry is exposed on exterior with narrow piers (less than 4 ft wide) between windows. • Portions of solid walls will align vertically. • Infill walls are usually two to three wythes thick. • Veneer masonry around columns or beams is usually poorly anchored and detaches easily. • This building could also have a concrete frame. See Appendix D for advice on how to identify FEMA Building Type.


FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>C1 Concrete moment-resisting frames</p>		<p>(VH) = 1.0 (H) = 1.5 (MH) = 1.7 (M) = 2.1 (L) = 3.3</p>	<ul style="list-style-type: none"> • All exposed concrete frames are reinforced concrete (not steel frames encased in concrete). • A fundamental factor governing the performance of concrete moment-resisting frames is the level of ductile detailing. • Large spacing of ties in columns can lead to a lack of concrete confinement and shear failure. • Lack of continuous beam reinforcement can result in hinge formation during load reversal. • The relatively low stiffness of the frame can lead to substantial nonstructural damage. • Column damage due to pounding with adjacent buildings can occur.
<p>C2 Concrete shear wall buildings</p>		<p>(VH) = 1.2 (H) = 2.0 (MH) = 2.1 (M) = 2.5 (L) = 4.2</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Concrete shear wall buildings are usually cast-in-place, and show typical signs of cast-in-place concrete. • Shear wall thickness often ranges from 6 to 18 inches. • These buildings generally perform better than concrete frame buildings. • They are heavier than steel-frame buildings but more rigid due to the shear walls. • Damage commonly observed in taller buildings is caused by vertical discontinuities, pounding, and irregular configuration.

FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>C3 Concrete frames with unreinforced masonry infill walls</p>		<p>(VH) = 0.9 (H) = 1.2 (MH) = 1.4 (M) = 2.0 (L) = 3.5</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Concrete columns and beams may be full wall thickness and may be exposed for viewing on the sides and rear of the building. • Usually masonry is exposed on the exterior with narrow piers (less than four feet wide) between windows. • Portions of solid walls will align vertically. • This type of construction was generally built before 1940 in high seismicity regions but continues to be built in other regions. • Infill walls tend to buckle and fall out-of-plane when subjected to strong lateral out-of-plane forces. • Veneer masonry around columns or beams is usually poorly anchored and detaches easily.
<p>PC1 Tilt-up buildings</p>	 <p>Partial roof collapse due to failed diaphragm-to-wall connection</p>	<p>(VH) = 1.1 (H) = 1.6 (MH) = 1.8 (M) = 2.1 (L) = 3.8</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Tilt-ups are typically one or two stories high and are basically rectangular in plan. • Exterior walls were traditionally formed and cast on the ground adjacent to their final position, and then tilted up and attached to the floor slab. • The roof can be a plywood diaphragm carried on wood purlins and glulam beams or a light steel deck and joist system, supported in the interior of the building on steel pipe columns. • Weak diaphragm-to-wall anchorage results in the wall panels falling and the collapse of the supported diaphragm (or roof).

FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>PC2 Precast concrete frame buildings</p>	 <p>Building under construction</p>  <p>Detail of the precast components</p>  <p>Building nearing completion</p>	<p>(VH) = 1.0 (H) = 1.4 (MH) = 1.5 (M) = 1.9 (L) = 3.3</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Precast concrete frames are, in essence, post and beam construction in concrete. • Structures often employ concrete or reinforced masonry (brick or block) shear walls. • The performance varies widely and is sometimes poor. In addition to damage to shear walls similar to C2 buildings, PC2 buildings have additional issues as follows. • Poorly designed connections between prefabricated elements can fail. • Loss of vertical support can occur due to inadequate bearing area and insufficient connection between floor elements and columns. • Corrosion of metal connectors between prefabricated elements can occur.

FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>RM1 Reinforced masonry buildings with flexible diaphragms</p>	  <p>Truss-joists support plywood and light-weight concrete slab</p>  <p>Detail showing reinforced masonry</p>	<p>(VH) = 1.1 (H) = 1.7 (MH) = 1.8 (M) = 2.1 (L) = 3.7</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Walls are either brick or concrete block. • Wall thickness is usually 8 inches to 12 inches. • Interior inspection is required to determine if diaphragms are flexible or rigid. • The most common flexible floor and roof diaphragm systems are wood or light steel. • These buildings can perform well in moderate earthquakes if they are adequately reinforced and grouted, with sufficient diaphragm anchorage. • Poor construction practice can result in ungrouted and unreinforced walls, which will fail easily.

FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>RM2 Reinforced masonry buildings with rigid diaphragms</p>		<p>(VH) = 1.1 (H) = 1.7 (MH) = 1.8 (M) = 2.1 (L) = 3.7</p>	<ul style="list-style-type: none"> Walls are either brick or concrete block. Wall thickness is usually 8 inches to 12 inches. Interior inspection is required to determine if diaphragms are flexible or rigid. The most common rigid floor and roof diaphragm systems are precast concrete or concrete over metal deck. These buildings can perform well in moderate earthquakes if they are adequately reinforced and grouted, with sufficient diaphragm anchorage. Poor construction practice can result in ungrouted and unreinforced walls, which will fail easily.
<p>URM Unreinforced masonry buildings</p>		<p>(VH) = 0.9 (H) = 1.0 (MH) = 1.2 (M) = 1.7 (L) = 3.2</p>	<ul style="list-style-type: none"> These buildings often used weak lime mortar to bond the masonry units together. Arches are often an architectural characteristic of older brick bearing wall buildings. Other methods of spanning are also used, including steel and stone lintels. Unreinforced masonry usually shows header bricks in the wall surface. The performance of this type of construction is poor due to lack of anchorage of walls to floors and roof, soft mortar, and narrow piers between window openings.

FEMA Building Type	Photograph	Basic Score	Characteristics and Performance
<p>MH Manufactured housing</p>		<p>(VH) = 1.4 (H) = 1.8 (MH) = 2.2 (M) = 2.9 (L) = 4.6</p>	<ul style="list-style-type: none"> • These buildings can be mobile homes or modular buildings, such as those used for portable classrooms. • The buildings are mobile, raised up off the ground, not anchored to the ground, and may or may not have an earthquake resistant bracing system (ERBS). • Manufactured homes are typically one story and come in different sizes. A single-wide unit can be up to 18 feet in width. A double-wide unit is 20 feet or more in width. • Floors and roofs are usually constructed with plywood or oriented strand board, and the outside surfaces are covered with sheet metal. • The primary source of damage is due to the lack of a permanent foundation connection or an earthquake-resistant bracing system (ERBS). In moderate shaking, the building can fall off its supports, and jack stands can penetrate the floor. Connecting utility lines can be severed, and escaping gas can cause fires.

Fuente: FEMA 154

ANEXO H

Verificación de diseño de conexiones de contraventeos (RAM CONNECTION)

Unable to read file "<>" RAM Connection Standalone CE

Units system: Metric

Current Date: 26/8/2021 15:56

Steel connections

Results

Family: Diagonales Chevron (CVR)
 Type: Gusset
 Código de diseño: AISC 360-10 LRFD

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Pu				Tipo de carga
	Pu [Ton]	Vu [Ton]	Mu33 [Ton*m]	Diagonal1 [Ton]	Diagonal2 [Ton]	Diagonal3 [Ton]	Diagonal4 [Ton]	
	0.00	0.00	0.00	180.00	180.00	180.00	180.00	Design

Interfaz entre Cartela - Diagonal inferior izquierda Conexión: Angular(es) de ala

SOLICITACIONES

Pu [Ton]	Descripción	Tipo de carga
70.68		Design

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value
<u>Angular</u>				
Distancia longitudinal al borde ✓	[cm] Tables J3.4, J3.5	3.81	2.54	--
Separación longitudinal entre pernos ✓	[cm] Sec. J3.3, Sec. J3.5	7.62	5.08	30.48
<u>Angular (lado Diagonal)</u>				
Distancia transversal al borde ✓	[cm] Tables J3.4, J3.5	4.13	2.54	--
<u>Angular (lado Cartela)</u>				
Distancia transversal al borde ✓	[cm] Tables J3.4, J3.5	3.81	2.54	--

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Angular (lado Diagonal)</u>					

Corte en los pernos	[Ton]	97.44	70.68
0.73	Tables (7-1..14)		
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	160.19	70.68
0.44	Eq. J4-1		
Tensión a rotura	[Ton]	173.14	70.68
0.41	Eq. J4-2		
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	305.22	70.68
0.23	Eq. J3-6		
Diagonal			
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[Ton]	272.37	70.68
0.26	Eq. J3-6		
Bloque de corte (sobre diagonal)	[Ton]	217.01	70.68
0.33	Eq. J4-5		
Bloque de corte en ala de la diagonal	[Ton]	202.89	70.68
0.35	Eq. J4-5		
Cartela			
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[Ton]	152.61	70.68
0.46	Eq. J3-6		
Bloque de corte (sobre cartela)	[Ton]	213.31	70.68
0.33	Eq. J4-5		
Bloque de corte en la cartela	[Ton]	382.74	180.00
0.47	Eq. J4-5		
Relación		0.73	

Conexión: Placa de empalme

SOLICITACIONES

Pu	Descripción	Tipo de carga
[Ton]		
38.63	Design	

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value
Placa de empalme				
Distancia transversal al borde 	[cm] Tables J3.4, J3.5	3.18	2.54	--
Distancia longitudinal al borde 	[cm] Tables J3.4, J3.5	3.18	2.54	--
Separación longitudinal entre pernos 	[cm] Sec. J3.3, J3.5	7.62	5.08	22.86
Separación transversal entre pernos 	[cm] Sec. J3.3, J3.5	7.62	5.08	22.86

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
Placa de empalme					

Corte en los pernos	[Ton]	64.96	38.63
0.59	Tables (7-1..14)		
Tensión en fluencia	[Ton]	60.62	38.63
0.64	Eq. J4-1		
Tensión a rotura	[Ton]	55.49	38.63
0.70	Eq. J4-2		
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	83.24	38.63
0.46	Eq. J3-6		
Bloque de corte externo	[Ton]	70.89	38.63
0.54	Eq. J4-5		
Bloque de corte interno	[Ton]	78.29	38.63
0.49	Eq. J4-5		
Diagonal			
Rotura de bloque de corte en el alma de la diagonal	[Ton]	41.10	38.63
0.94	Eq. J4-5		
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	43.70	38.63
0.88	Eq. J3-6		
Cartela			
Bloque de corte en la cartela	[Ton]	78.29	38.63
0.49	Eq. J4-5		
Aplastamiento de pernos por axial	[Ton]	83.24	38.63
0.46	Eq. J3-6		
Relación		0.94	

Verificaciones para cartela y diagonal

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
Diagonal					
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	236.68	180.00		
0.76	Eq. J4-1				
Tensión a rotura	[Ton]	271.54	180.00		
0.66	Eq. J4-2				
Cartela					
Fluencia de la sección de Whitmore	[Ton]	343.21	180.00		
0.52	Eq. J4-1				
Relación		0.76			

Interfaz entre Cartela - Diagonal inferior derecha Conexión: Angular(es) de ala

SOLICITACIONES

Pu	Descripción	Tipo de carga
[Ton]		
70.68		Design

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value
Angular				
Distancia longitudinal al borde	[cm]	3.81	2.54	--
	Tables J3.4, J3.5			

✓ Separación longitudinal entre pernos	[cm]	7.62	5.08	30.48
	Sec. J3.3,			
	Sec. J3.5			
<u>Angular (lado Diagonal)</u>				
✓ Distancia transversal al borde	[cm]	4.13	2.54	--
	Tables J3.4,			
	J3.5			
<u>Angular (lado Cartela)</u>				
✓ Distancia transversal al borde	[cm]	3.81	2.54	--
	Tables J3.4,			
	J3.5			

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Angular (lado Diagonal)</u>					
Corte en los pernos	[Ton]	97.44	70.68		
0.73	Tables (7-1..14)				
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	160.19	70.68		
0.44	Eq. J4-1				
Tensión a rotura	[Ton]	173.14	70.68		
0.41	Eq. J4-2				
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	305.22	70.68		
0.23	Eq. J3-6				
<u>Diagonal</u>					
Aplastamiento de pernos sobre la diagonal	[Ton]	305.24	70.68		
0.23	Eq. J3-6				
Bloque de corte (sobre diagonal)	[Ton]	217.01	70.68		
0.33	Eq. J4-5				
Bloque de corte en ala de la diagonal	[Ton]	253.06	70.68		
0.28	Eq. J4-5				
<u>Cartela</u>					
Aplastamiento de pernos sobre la cartela	[Ton]	152.61	70.68		
0.46	Eq. J3-6				
Bloque de corte (sobre cartela)	[Ton]	213.31	70.68		
0.33	Eq. J4-5				
Bloque de corte en la cartela	[Ton]	382.74	180.00		
0.47	Eq. J4-5				
Relación	0.73				

Conexión: Placa de empalme

SOLICITACIONES

Pu	Descripción	Tipo de carga
[Ton]		
38.63		Design

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. valueMax.	value
<u>Placa de empalme</u>				
✓ Distancia transversal al borde	[cm]	3.18	2.54	--
	Tables J3.4,			

✓ Distancia longitudinal al borde	J3.5 [cm] Tables J3.4,	3.18	2.54	--
✓ Separación longitudinal entre pernos	J3.5 [cm] Sec. J3.3,	7.62	5.08	22.86
✓ Separación transversal entre pernos	Sec. J3.5 [cm] Sec. J3.3, Sec. J3.5	7.62	5.08	22.86

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Placa de empalme</u>					
Corte en los pernos	[Ton]	64.96	38.63		
0.59	Tables (7-1..14)				
Tensión en fluencia	[Ton]	60.62	38.63		
0.64	Eq. J4-1				
Tensión a rotura	[Ton]	55.49	38.63		
0.70	Eq. J4-2				
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	83.24	38.63		
0.46	Eq. J3-6				
Bloque de corte externo	[Ton]	70.89	38.63		
0.54	Eq. J4-5				
Bloque de corte interno	[Ton]	78.29	38.63		
0.49	Eq. J4-5				
<u>Diagonal</u>					
Rotura de bloque de corte en el alma de la diagonal	[Ton]	49.19	38.63		
0.79	Eq. J4-5				
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	48.97	38.63		
0.79	Eq. J3-6				
<u>Cartela</u>					
Bloque de corte en la cartela	[Ton]	78.29	38.63		
0.49	Eq. J4-5				
Aplastamiento de pernos por axial	[Ton]	83.24	38.63		
0.46	Eq. J3-6				
Relación	0.79				

Verificaciones para cartela y diagonal

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Diagonal</u>					
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	328.72	180.00		
0.55	Eq. J4-1				
Tensión a rotura	[Ton]	304.31	180.00		
0.59	Eq. J4-2				
<u>Cartela</u>					
Fluencia de la sección de Whitmore	[Ton]	343.21	180.00		
0.52	Eq. J4-1				
Relación	0.59				

**Interfaz cartela inferior - viga
Directamente soldada**

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Columna			Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	
	0.00	294.89	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Cartela</u>					
Fluencia de la viga por esfuerzo normal 0.49	[Ton] Eq. B-1, Appendix B,	604.09	294.89		
Corte a fluencia 0.00	DG29, Eq. J4-1 [Ton] Eq. J4-3	402.72	0.00		
Esfuerzo de tensión en el borde de la cartela 0.49	[kg/m2] J4-1	2.277934E07	1.112011E07		
Esfuerzo de corte en el borde de la cartela 0.00	[kg/m2] J4-1	1.518622E07	0.00		
Resistencia de la soldadura 0.71	[Ton] Tables 8-4 .. 8-11	519.11	368.62		
<u>Viga</u>					
Fluencia local del alma 0.74	[Ton] Eq. J10-2, Eq. B-1, Appendix B, DG29	400.43	294.89		
Relación	0.74				
Relación de resistencia crítica global	0.94				

REFERENCIAS

{9) AISC 2005, Design Examples Version 13.0, pp. IIC-26 - IIC-27

ANEXO I

Verificación de diseño de conexiones de contraventeos (RAM CONNECTION)

Unable to read file "<>" RAM Connection Standalone CE

Units system: Metric
Current Date: 26/8/2021 16:05

Steel connections

Results

Family: Columna - Vigas - Diagonales (CBB)
Type: Gusset
Código de diseño: AISC 360-10 LRFD, AISC 341-10 LRFD

SOLICITACIONES

Descripción	Viga derecha			Viga izquierda			Columna		
	Pu	Vu	Mu33	Pu	Vu	Mu33	Pu	Vu	Diagonal1
Diagonal2	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
Diagonal3	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
Diagonal4	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
Tipo de carga									
	103.73	703.73	103.73	0.00	0.00	0.00	24.76	3.48	103.73
			Design						

Interfaz entre Cartela - Diagonal superior derecha Conexión: Placa de empalme

SOLICITACIONES

Pu	Descripción	Tipo de carga
103.73		Design

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value
Sta.	References			
<u>Placa de empalme</u>				
Distancia transversal al borde	[cm]	3.18	3.17	--
✓	Tables J3.4,			
	J3.5			
Distancia longitudinal al borde	[cm]	3.18	3.17	--
✓	Tables J3.4,			
	J3.5			
Separación longitudinal entre pernos	[cm]	7.62	6.77	22.86
✓	Sec. J3.3,			
	Sec. J3.5			
Separación transversal entre pernos	[cm]	7.62	6.77	22.86
✓	Sec. J3.3,			
	Sec. J3.5			

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
	References				

<u>Placa de empalme</u>			
Corte en los pernos	[Ton]	180.42	0.00
0.00	Tables (7-1..14)		
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	94.34	0.00
0.00	Eq. J3-6		
<u>Diagonal</u>			
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	49.52	0.00
0.00	Eq. J3-6		
<u>Cartela</u>			
Aplastamiento de pernos por axial	[Ton]	125.79	0.00
0.00	Eq. J3-6		
Relación		0.00	

Verificaciones para cartela y diagonal

RESISTENCIAS REQUERIDAS DE CONEXIONES ARRIOSTRADAS

Requerimiento	Valor [Ton]
Resistencia requerida a tensión	394.46
Resistencia requerida a compresión	349.76

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. valueMax.	value
Esbeltez 		63.99	--	200.00
Pandeo local del ala 	AISC 341-10 Sec. F2.5b. Seismic Manual Table I-8-1,	NAN	0.00	8.51
Pandeo local del alma 	Seismic Manual Table D1.1 Seismic Manual Table I-8-1,	24.00	0.00	42.29
Longitud de la articulación plástica en cartela (2t) 	Seismic Manual Table D1.1 [cm]	5.08	5.08	10.16

Relación **0.44**

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Diagonal</u>					
Fluencia por fuerza axial 0.44	[Ton] Eq. J4-1	236.68	103.73		

Interfaz cartela superior derecha - viga Directamente soldada

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Columna			Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	
	56.42	27.65	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Cartela</u>					
Corte a fluencia 0.00	[Ton]	181.23	0.00		
Esfuerzo de tensión en el borde de la cartela 0.00	Eq. J4-3 [kg/m2]	2.277934E07	0.00		
Esfuerzo de corte en el borde de la cartela 0.00	J4-1 [kg/m2]	1.518622E07	0.00		
Resistencia de la soldadura 0.00	J4-1 [Ton]	175.20	0.00		
	Tables 8-4 .. 8-11				
<u>Viga</u>					
Bloque de corte de soldadura 0.00	[Ton]	187.31	0.00		
	Eq. J4-5				
Relación	0.00				

**Interfaz cartela superior derecha - columna
Directamente soldada**

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Columna			Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	
	39.03	23.04	0.00	24.76	0.00	0.00	Design

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification Ratio	Unit References	Capacity	Demand	Ctrl	EQ
<u>Cartela</u>					
Corte a fluencia 0.00	[Ton]	130.70	0.00		
Esfuerzo de tensión en el borde de la cartela 0.00	Eq. J4-3 [kg/m2]	2.277934E07	0.00		
Esfuerzo de corte en el borde de la cartela 0.00	J4-1 [kg/m2]	1.518622E07	0.00		
Resistencia de la soldadura 0.00	J4-1 [Ton]	126.35	0.00		
	Tables 8-4 .. 8-11				
Relación	0.00				





**Interfaz viga derecha - columna
Placa simple**

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Columna			Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]		
	-27.65	23.04	24.76	0.00	0.00	Design	

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value
<u>Placa de corte</u>				
Longitud	[cm] p. 10-104	25.40	8.20	16.40

Resistencia de la soldadura	[Ton]	227.32	0.00
0.00 		Tables 8-4 .. 8-11	
<u>Viga</u>			
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	47.24	0.00
0.00 		p. 7-18,	
		Sec. J3.10	
Corte a fluencia	[Ton]	36.45	0.00
0.00 		Eq. J4-3	
<u>Soporte</u>			
Rotura en las soldaduras	[Ton/m]	146.80	0.00
0.00 		p. 9-5	

Relación de resistencia crítica global 0.44

REFERENCIAS

- {9} AISC 2005, Design Examples Version 13.0, pp. IIC-26 - IIC-27
- {8} Dowswell, B., 2003, Connection Design For Steel Structures, Structural Design Solutions, LLC. Chapter 13, p. 14

ANEXO J

Ensayo de tracción para conocer la resistencia del acero

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA CENTRO DE TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍAS		CTT FICM CENTRO DE TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍAS <small>Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica</small>	
ENSAYO A TRACCIÓN NORMA ASTM E8			
OBRA O PROYECTO:	Bloque Kappa de la facultad de ciencias de la salud - Ingahurco		
SOLICITA:	Alejandro Tovar Molina - Jonathan Corrales Ponluisa	ORDEN DE TRABAJO:	CTT- FICM - 064- 2020
UBICACIÓN:	Ambato	FECHA DE EXPEDICIÓN:	12/5/2021
ID MUESTRA:	M1	DESCRIPCIÓN:	CORREA
ESPECIFICACIONES DEL ENSAYO			
INSTRUMENTO:	MAQUINA UNIVERSAL CONTROLS CAPACIDAD 2000 KN		
PESO PROBETA:	0,404 kg	ANCHO PROBETA:	67 mm
ESPECIFICACION DE MATERIAL:	A 36	LONGITUD PROBETA:	496 mm
TIPO O GRADO:	Gr 50	LONGITUD ENTRE MORDAZAS:	275 mm
TEMPERATURA DEL AMBIENTE:	17 °C	AREA PROBETA:	134 mm ²
CARGA MAXIMA:	31,00 kN	CARGA ROTURA:	7,45 kN
RESULTADOS:			
Diagrama Esfuerzo vs Deformación			
<p>The diagram plots Stress (Esfuerzo σ in MPa) on the y-axis (0 to 250) against Strain (Deformación ϵ in mm/mm) on the x-axis (-0,02 to 0,14). The curve shows an initial elastic region, a yield point at approximately 188 MPa, a strain hardening region, and a final fracture point at 231.5 MPa.</p>			
RESUMEN			
DESCRIPCIÓN	CARGA	ESFUERZO	
LIMITE DE PROPORCIONALIDAD:	24,93 kN	186,00 MPA	
PUNTO DE FLUENCIA:	25,20 kN	188,10 MPA	
RESISTENCIA ULTIMA:	31,00 kN	231,50 MPA	
ROTURA:	7,45 kN	55,60 MPA	
 Ing. Byron Lopez TÉCNICO DE LABORATORIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA		 Ing. Freddy Plimbo AUXILIAR DE LABORATORIO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA	

Fuente: Universidad Técnica de Ambato.

ANEXO K

ESPECTRO DE DISEÑO

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO								
T (s)	Sa (%g)	C (%g)	T (s)	Sa (%g)	C (%g)	T (s)	Sa (%g)	C (%g)
0	0.4800	0.2773	1.7	0.4889	0.2825	3.4	0.2444	0.1412
0.05	0.7598	0.4390	1.75	0.4749	0.2744	3.45	0.2409	0.1392
0.1	1.0397	0.6007	1.8	0.4617	0.2668	3.5	0.2374	0.1372
0.15	1.1904	0.6878	1.85	0.4492	0.2595	3.55	0.2341	0.1353
0.2	1.1904	0.6878	1.9	0.4374	0.2527	3.6	0.2308	0.1334
0.25	1.1904	0.6878	1.95	0.4262	0.2462	3.65	0.2277	0.1316
0.3	1.1904	0.6878	2	0.4155	0.2401	3.7	0.2246	0.1298
0.35	1.1904	0.6878	2.05	0.4054	0.2342	3.75	0.2216	0.1280
0.4	1.1904	0.6878	2.1	0.3957	0.2287	3.8	0.2187	0.1264
0.45	1.1904	0.6878	2.15	0.3865	0.2233	3.85	0.2159	0.1247
0.5	1.1904	0.6878	2.2	0.3778	0.2183	3.9	0.2131	0.1231
0.55	1.1904	0.6878	2.25	0.3694	0.2134	3.95	0.2104	0.1216
0.6	1.1904	0.6878	2.3	0.3613	0.2088	4	0.2078	0.1200
0.65	1.1904	0.6878	2.35	0.3536	0.2043	4.05	0.2052	0.1186
0.7	1.1872	0.6860	2.4	0.3463	0.2001	4.1	0.2027	0.1171
0.75	1.1081	0.6402	2.45	0.3392	0.1960	4.15	0.2003	0.1157
0.8	1.0388	0.6002	2.5	0.3324	0.1921	4.2	0.1979	0.1143
0.85	0.9777	0.5649	2.55	0.3259	0.1883	4.25	0.1955	0.1130
0.9	0.9234	0.5335	2.6	0.3196	0.1847	4.3	0.1933	0.1117
0.95	0.8748	0.5054	2.65	0.3136	0.1812	4.35	0.1910	0.1104
1	0.8311	0.4802	2.7	0.3078	0.1778	4.4	0.1889	0.1091
1.05	0.7915	0.4573	2.75	0.3022	0.1746	4.45	0.1868	0.1079
1.1	0.7555	0.4365	2.8	0.2968	0.1715	4.5	0.1847	0.1067
1.15	0.7227	0.4175	2.85	0.2916	0.1685	4.55	0.1827	0.1055
1.2	0.6925	0.4001	2.9	0.2866	0.1656	4.6	0.1807	0.1044
1.25	0.6648	0.3841	2.95	0.2817	0.1628	4.65	0.1787	0.1033

1.3	0.6393	0.3694	3	0.2770	0.1601	4.7	0.1768	0.1022
1.35	0.6156	0.3557	3.05	0.2725	0.1574	4.75	0.1750	0.1011
1.4	0.5936	0.3430	3.1	0.2681	0.1549	4.8	0.1731	0.1000
1.45	0.5731	0.3311	3.15	0.2638	0.1524	4.85	0.1714	0.0990
1.5	0.5540	0.3201	3.2	0.2597	0.1501	4.9	0.1696	0.0980
1.55	0.5362	0.3098	3.25	0.2557	0.1477	4.95	0.1679	0.0970
1.6	0.5194	0.3001	3.3	0.2518	0.1455	5	0.1662	0.0960
1.65	0.5037	0.2910	3.35	0.2481	0.1433			

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

ANEXO L

Derivas máximas de la estructura en su estado actual

PISO	CASO	Δ_E	Δ_M	%	OBSERVACIÓN
Nv +9.72	Sismo X	0.0027	0.0050	0.498%	CUMPLE
Nv +6.48	Sismo X	0.0122	0.0229	2.292%	NO CUMPLE
Nv +3.24	Sismo X	0.0130	0.0244	2.444%	NO CUMPLE
Nv +0.00	Sismo X	0.0000	0.0000	0.000%	CUMPLE
Nv +9.72	Sismo Y	0.003369	0.0063	0.632%	CUMPLE
Nv +6.48	Sismo Y	0.017081	0.0320	3.203%	NO CUMPLE
Nv +3.24	Sismo Y	0.02296	0.0431	4.305%	NO CUMPLE
Nv +0.00	Sismo Y	0.0000	0.0000	0.000%	CUMPLE
Nv +9.72	ESPEC X	0.002053	0.0038	0.385%	CUMPLE
Nv +6.48	ESPEC X	0.010775	0.0202	2.020%	NO CUMPLE
Nv +3.24	ESPEC X	0.009655	0.0181	1.810%	CUMPLE
Nv +0.00	ESPEC X	0.0000	0.0000	0.000%	CUMPLE
Nv +9.72	ESPEC Y	0.002109	0.0040	0.395%	CUMPLE
Nv +6.48	ESPEC Y	0.013785	0.0258	2.585%	NO CUMPLE
Nv +3.24	ESPEC Y	0.019967	0.0374	3.744%	NO CUMPLE
Nv +0.00	ESPEC Y	0.0000	0.0000	0.000%	CUMPLE

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

ANEXO M

Momentos y fuerzas de diseño para vigas en cada combinación de carga.

NIVEL	CASO DE CARGA	V2 (kn)	T (kn)	M3 (kn-m)
Nv +6.48	1.4D	-31.19	-2.1392	-13.8985
Nv +6.48	1.2D+1.6L	-32.0824	-1.404	-14.5307
Nv +6.48	1.2D+L+Sism X	-26.0418	-11.5626	-24.2536
Nv +6.48	1.2D+L-SismoX	-34.112	8.4324	-2.8445
Nv +6.48	1.2D+L+Sismo Y	-22.7319	-7.5236	23.604
Nv +6.48	1.2D+L-Sismo Y	-37.4218	4.3934	-50.702
Nv +6.48	0.9D+Sismo X	-16.0156	-11.3727	-19.6393
Nv +6.48	0.9D-Sismo X	-24.0858	8.6223	1.7698
Nv +6.48	0.9D+Sismo Y	-12.7058	-7.3337	28.2182
Nv +6.48	0.9D-Sismo Y	-27.3957	4.5833	-46.0877
Nv +6.48	1.2D+L+Especc X	-23.1595	6.904	21.3843
Nv +6.48	1.2D+L-Espec X	21.523	-2.4861	-19.6418
Nv +6.48	1.2D+L+Especc Y	-19.7408	2.8154	40.3248
Nv +6.48	1.2D+L-Espec Y	-22.8481	2.8154	32.5449
Nv +6.48	0.9D+ESPEC X	-13.1333	7.0939	25.9986
Nv +6.48	0.9D-ESPEC X	-10.8029	7.0939	30.7774
Nv +6.48	0.9D+ESPEC Y	-12.8219	3.0053	37.1591
Nv +6.48	0.9D-ESPEC Y	-12.8219	3.0053	37.1591
Nv +6.48	1.2D+L+Especc X	-4.0532	2.8867	-6.6301
Nv +6.48	1.2D+L-Espec X	-23.1595	6.904	21.3843
Nv +6.48	1.2D+L+Especc Y	-0.4317	1.221	0.3874
Nv +6.48	1.2D+L-Espec Y	-22.8481	2.8154	32.5449
Nv +6.48	0.9D+ESPEC X	2.3621	2.6885	2.4311
Nv +6.48	0.9D-ESPEC X	-13.1333	7.0939	25.9986
Nv +6.48	0.9D+ESPEC Y	3.5383	1.0228	9.8687
Nv +6.48	0.9D-ESPEC Y	-12.8219	3.0053	37.1591

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

ANEXO N

Momentos y fuerzas de diseño para columnas en cada combinación de carga.

Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
1.4D	3.483	-1.346	-1.742	0.0476	-5.0462	-4.8675
1.2D+1.6L	2.827	-1.61	-1.795	0.0532	-5.2883	-5.8257
1.2D+L+Sismo X	2.261	1.1533	-1.906	0.3448	-5.2092	3.2111
1.2D+L-SismoX	3.512	-4.03	-1.458	-0.248	-4.6451	-13.622
1.2D+L+Sismo Y	4.597	-1.416	1.7544	0.1255	1.5546	-5.1476
1.2D+L-Sismo Y	1.177	-1.462	-5.118	-0.028	-11.409	-5.2637
0.9D+Sismo X	1.614	1.7269	-1.344	0.3268	-3.526	5.2876
0.9D-Sismo X	2.865	-3.457	-0.896	-0.266	-2.9619	-11.546
0.9D+Sismo Y	3.949	-0.842	2.316	0.1075	3.2378	-3.0711
0.9D-Sismo Y	0.529	-0.888	-4.556	-0.046	-9.7257	-3.1871
1.2D+L+Especc X	2.098	0.4316	0.2076	0.2483	-1.587	0.8339
1.2D+L+Especc X	3.676	-3.309	-3.571	-0.151	-8.2674	-11.245
1.2D+L+Especc Y	-1.79	-1.333	0.5656	0.0975	-1.056	-4.8722
1.2D+L+Especc Y	3.984	-1.544	-3.929	-4E-04	-8.7984	-5.539
0.9D+ESPEC X	-1.45	1.0052	0.7691	0.2303	0.0962	2.9104
0.9D+ESPEC X	3.028	-2.735	-3.009	-0.169	-6.5842	-9.1686
0.9D+ESPEC Y	1.142	-0.759	1.1272	0.0795	0.6273	-2.7957
0.9D+ESPEC Y	3.336	-0.971	-3.367	-0.018	-7.1152	-3.4625
D	2.488	-0.961	-1.244	0.034	-3.6044	-3.4768
D+L	2.389	-1.246	-1.433	0.0418	-4.2063	-4.5103
1.2D+L-Especc X	2.098	0.4316	0.2076	0.2483	-1.587	0.8339

1.2D+L-Espec X	- 3.676	-3.309	-3.571	-0.151	-8.2674	-11.245
1.2D+L-Espec Y	-1.79	-1.333	0.5656	0.0975	-1.056	-4.8722
1.2D+L-Espec Y	- 3.984	-1.544	-3.929	-4E- 04	-8.7984	-5.539
0.9D-ESPEC X	-1.45	1.0052	0.7691	0.2303	0.0962	2.9104
0.9D-ESPEC X	- 3.028	-2.735	-3.009	-0.169	-6.5842	-9.1686
0.9D-ESPEC Y	- 1.142	-0.759	1.1272	0.0795	0.6273	-2.7957
0.9D-ESPEC Y	- 3.336	-0.971	-3.367	-0.018	-7.1152	-3.4625

Fuente: Alejandro Tovar Molina.

ANEXO O

Capturas del proceso para en análisis no lienal – etabs 2019

Definición de hormigón.



Fuente: ETBAS 2019.

Definición de acero A36

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" for defining the properties of A36 steel. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name is "A36", Material Type is "Steel", and Directional Symmetry Type is "Isotropic".
- Material Weight and Mass:** The "Specify Weight Density" radio button is selected. Weight per Unit Volume is 7.848 tonf/m³ and Mass per Unit Volume is 0.00038 tonf·s²/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 20389021.32 tonf/in²; Poisson's Ratio, ν is 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, α is 0.0000117 1/C; Shear Modulus, G is 7841531.28 tonf/in².
- Design Property Data:** A button labeled "Modify/Show Material Property Design Data..." is present.
- Advanced Material Property Data:** Buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties..." are shown.

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

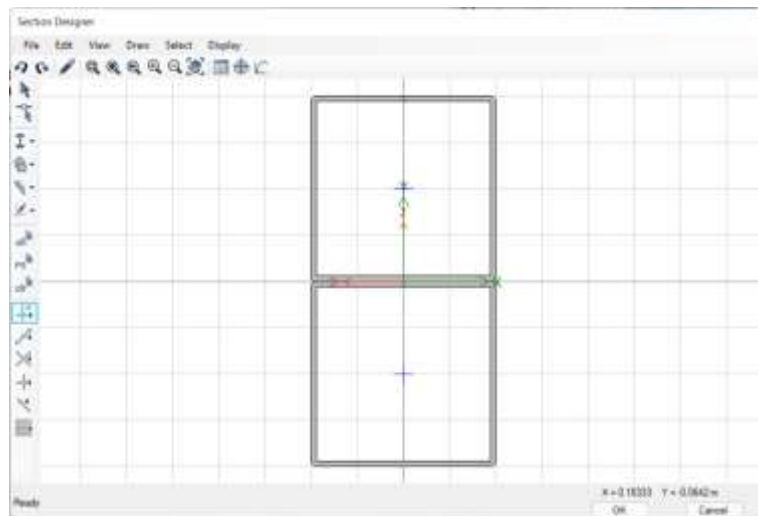
Fuente: ETBAS 2019.

Columna metálica



Fuente: ETBAS 2019.

Viga metálica combinada



Fuente: ETBAS 2019.

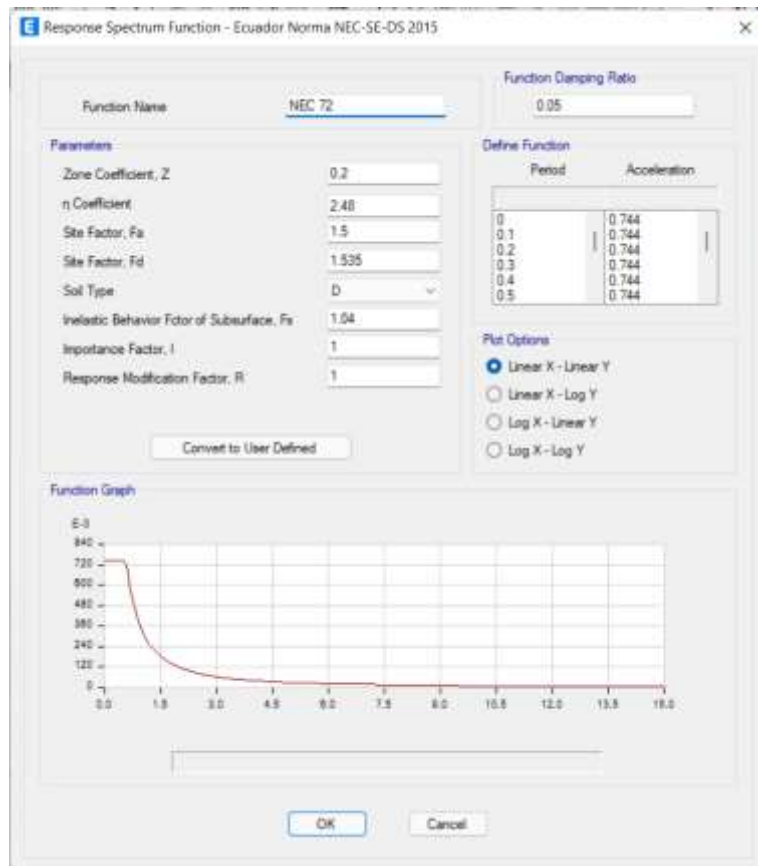
Definición de correas



Fuente: ETBAS 2019.

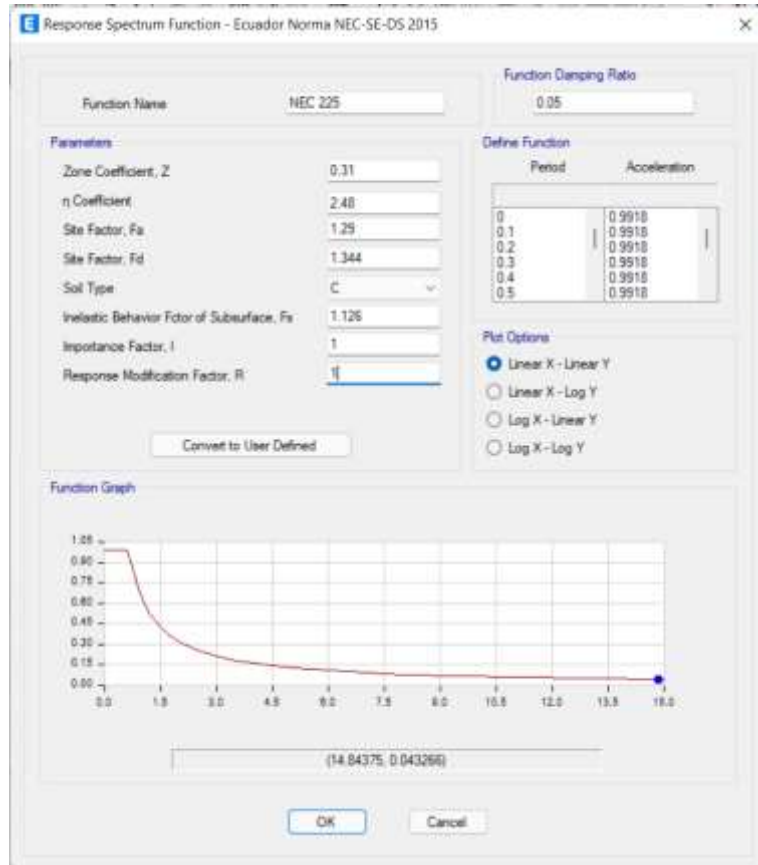
Definición de espectros para cada nivel de amenaza.

Sismo Frecuente (Tr=72 años)



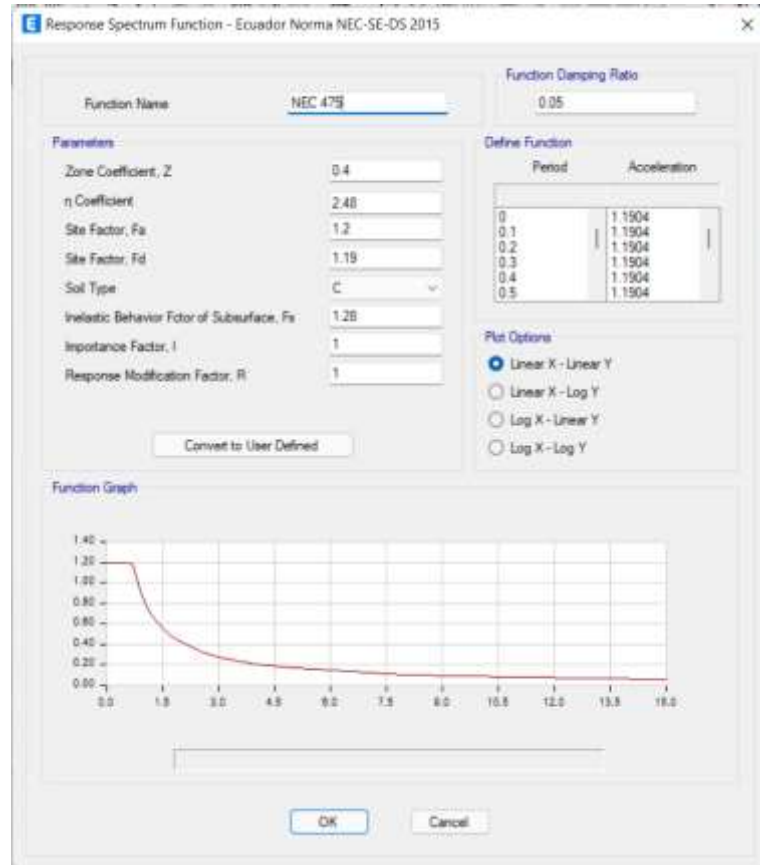
Fuente: ETBAS 2019.

Sismo Ocasional (Tr=225 años)



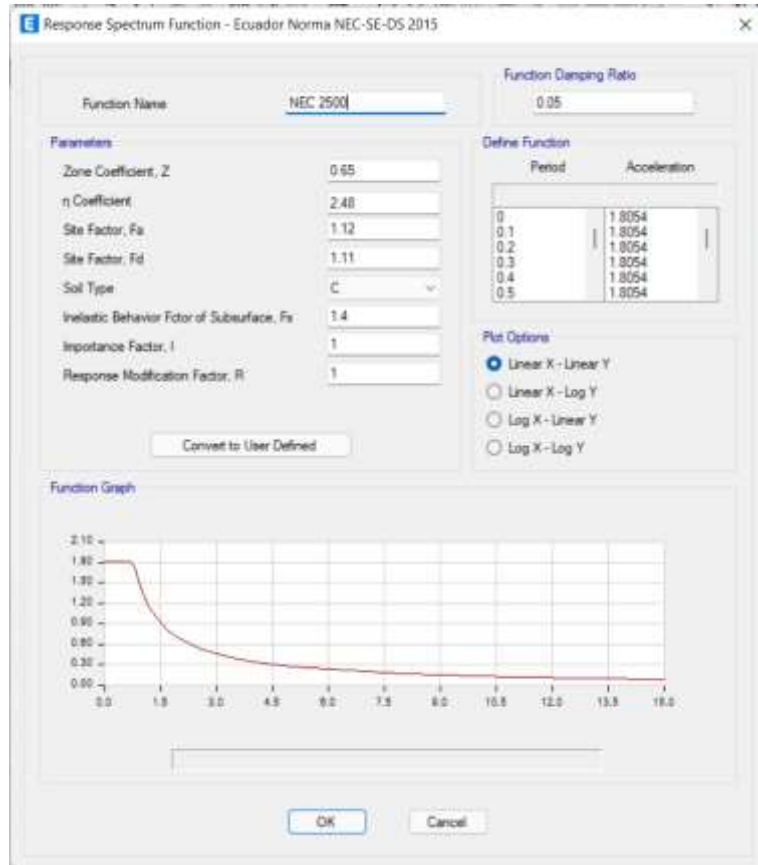
Fuente: ETBAS 2019.

Sismo Raro (Tr=475 años)



Fuente: ETBAS 2019.

Sismo Muy Raro (Tr=2500)



Fuente: ETBAS 2019.

Definición de Carga Gravitacional No Lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: C.G.N.L. [Design...]

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

Mass Source: MASA 1

Analysis Model: Default

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: _____

Loads Applied

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

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event to Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: ETBAS 2019.

ANEXO P

Fotografías

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL FOTOGRAFÍA	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
Medición de elementos estructurales.	Recolección de datos para formatos FEMA 154 y NEC 2015.
Fotografía 3	Fotografía 4
	
Medición de la muestra tomada del SPT.	Ejecución del ensayo SPT
Fotografía 5	Fotografía 5



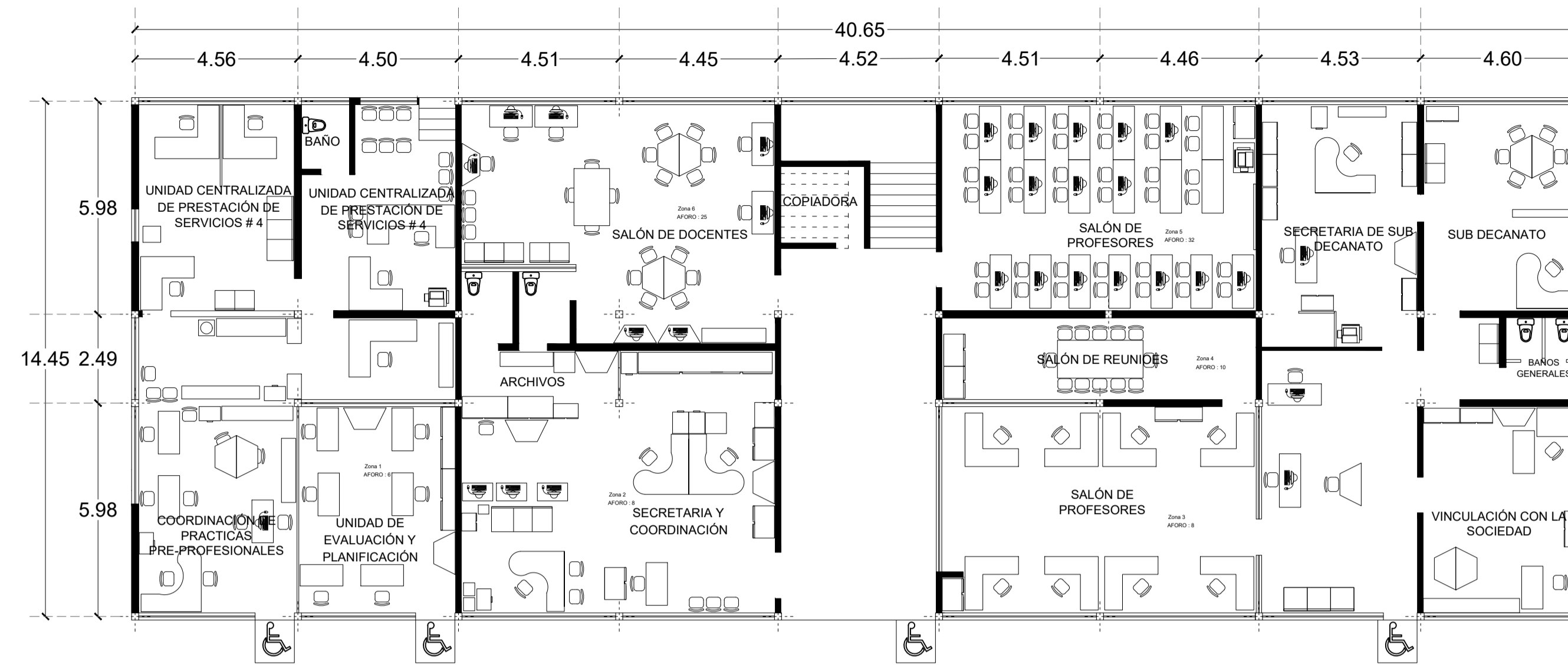
Disposición de vigas y columnas metálicas



Disposición de correas en cubierta.

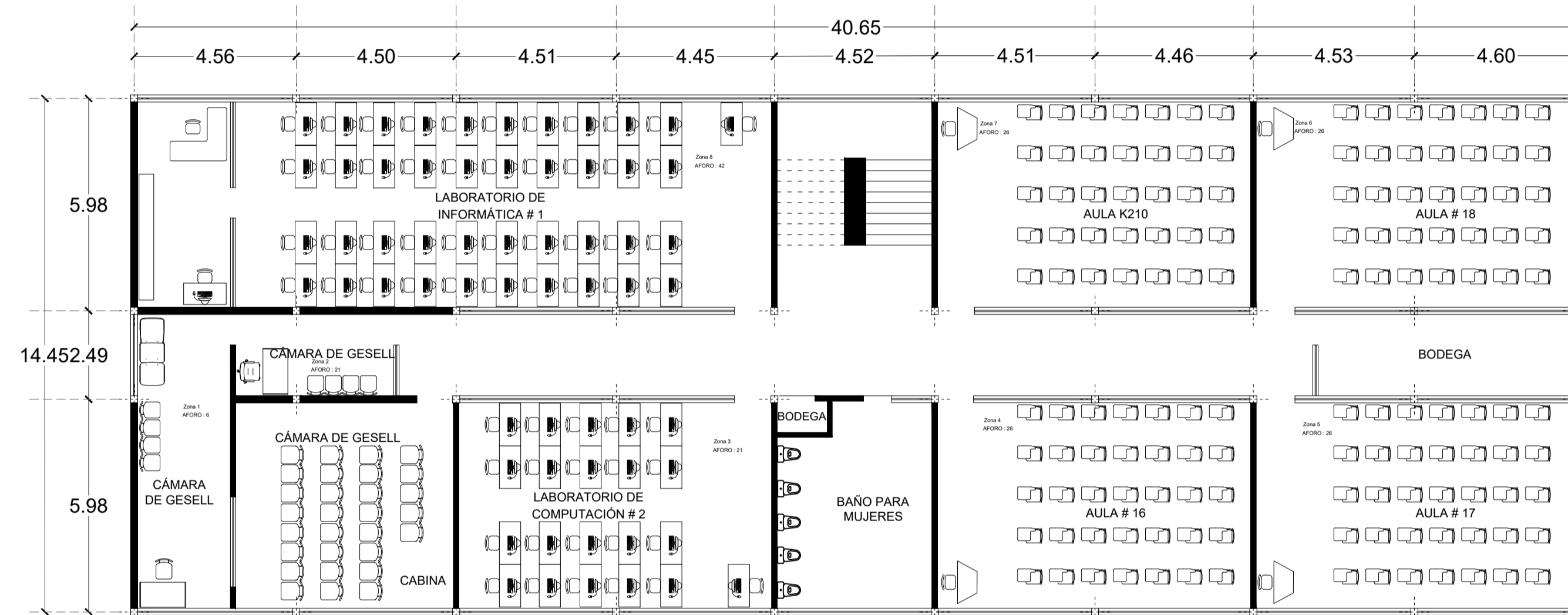
ANEXO Q

Planos arquitectónicos, estructurales, reforzamiento y detalles.



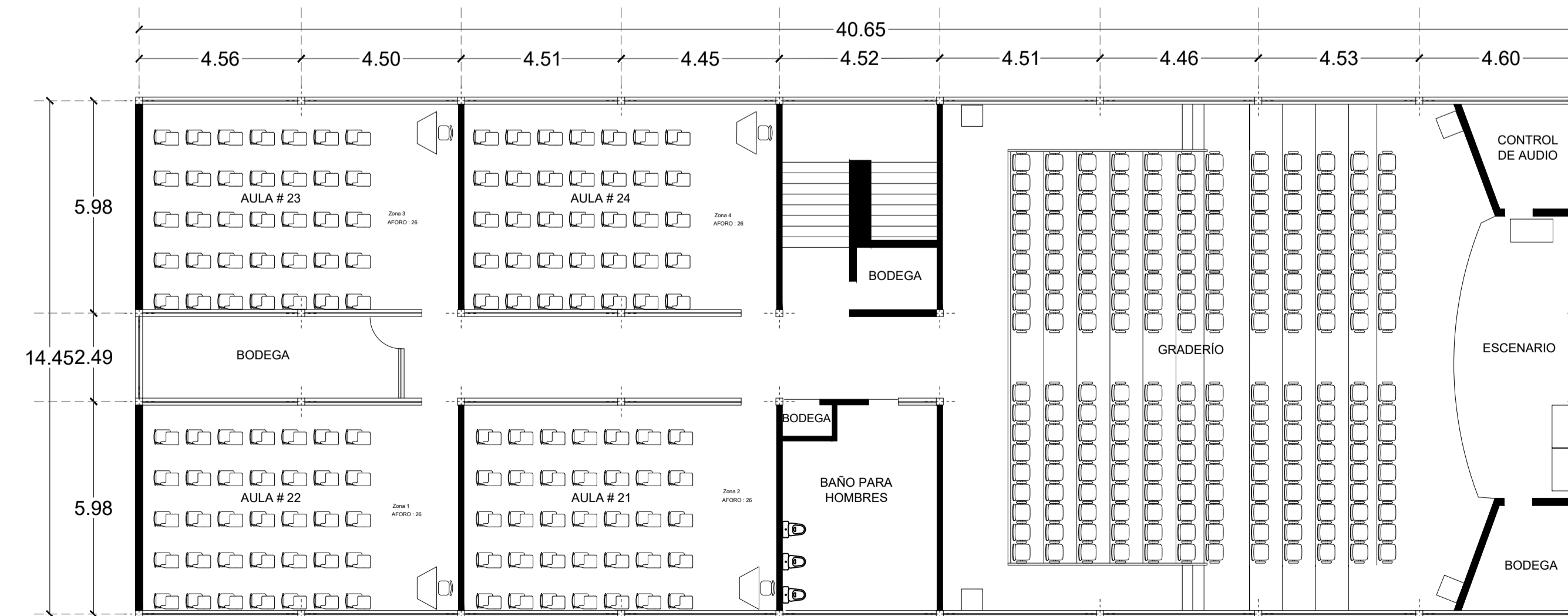
PLANTA BAJA

ESCALA: 1:125



PRIMERA PLANTA Nv+ 3.24

ESCALA: 1:125



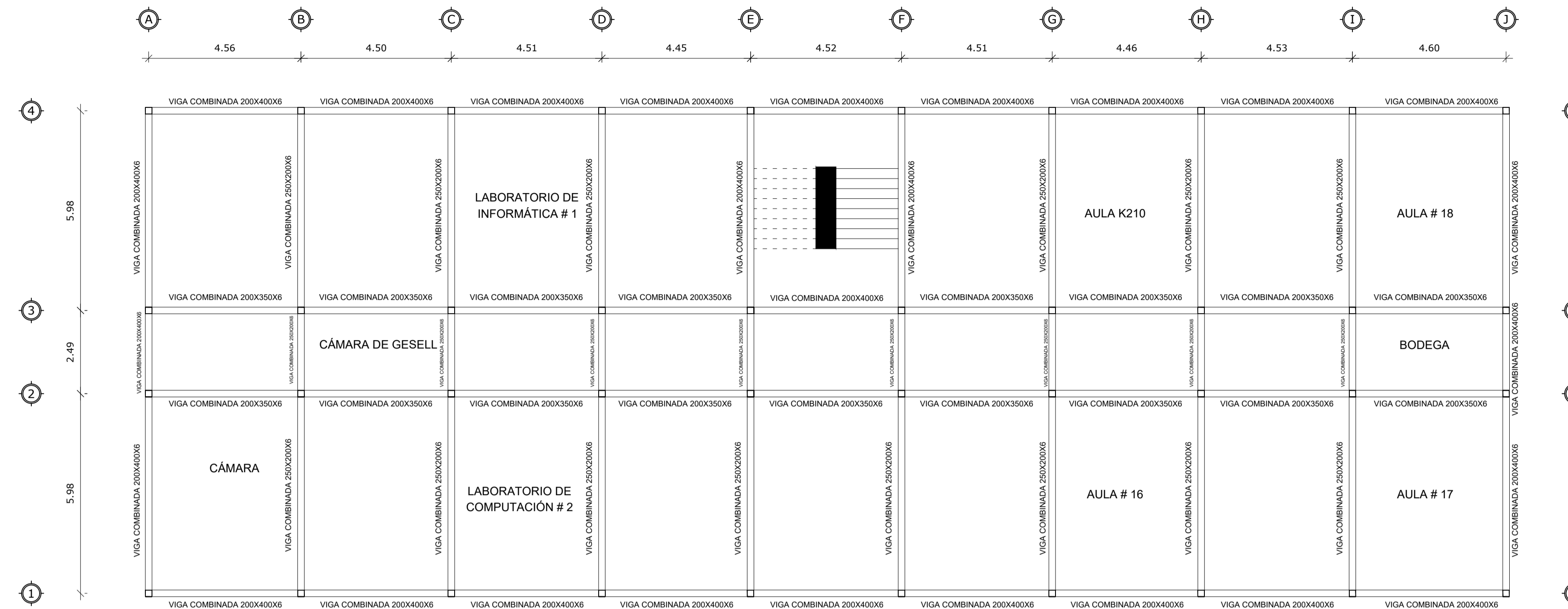
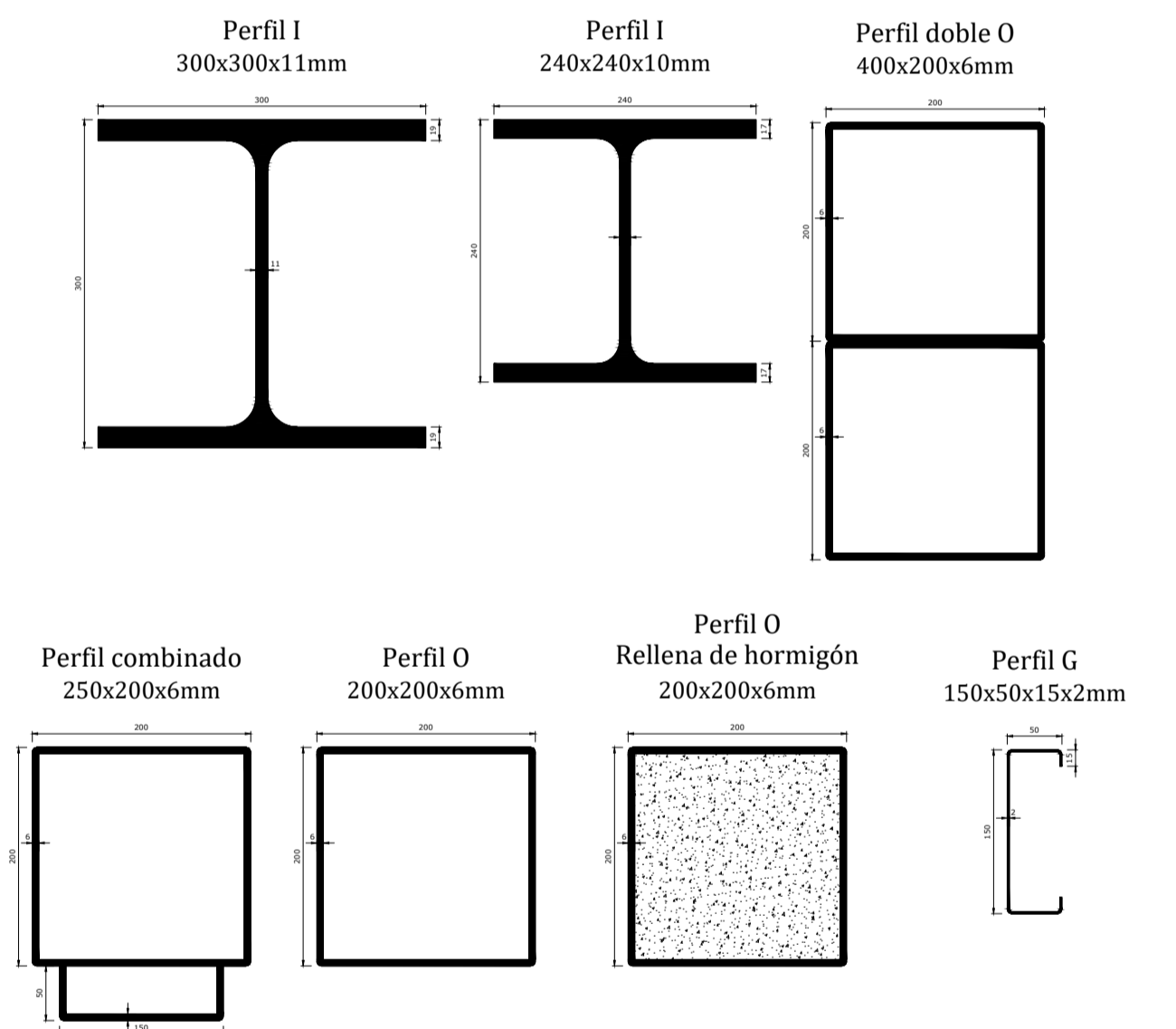
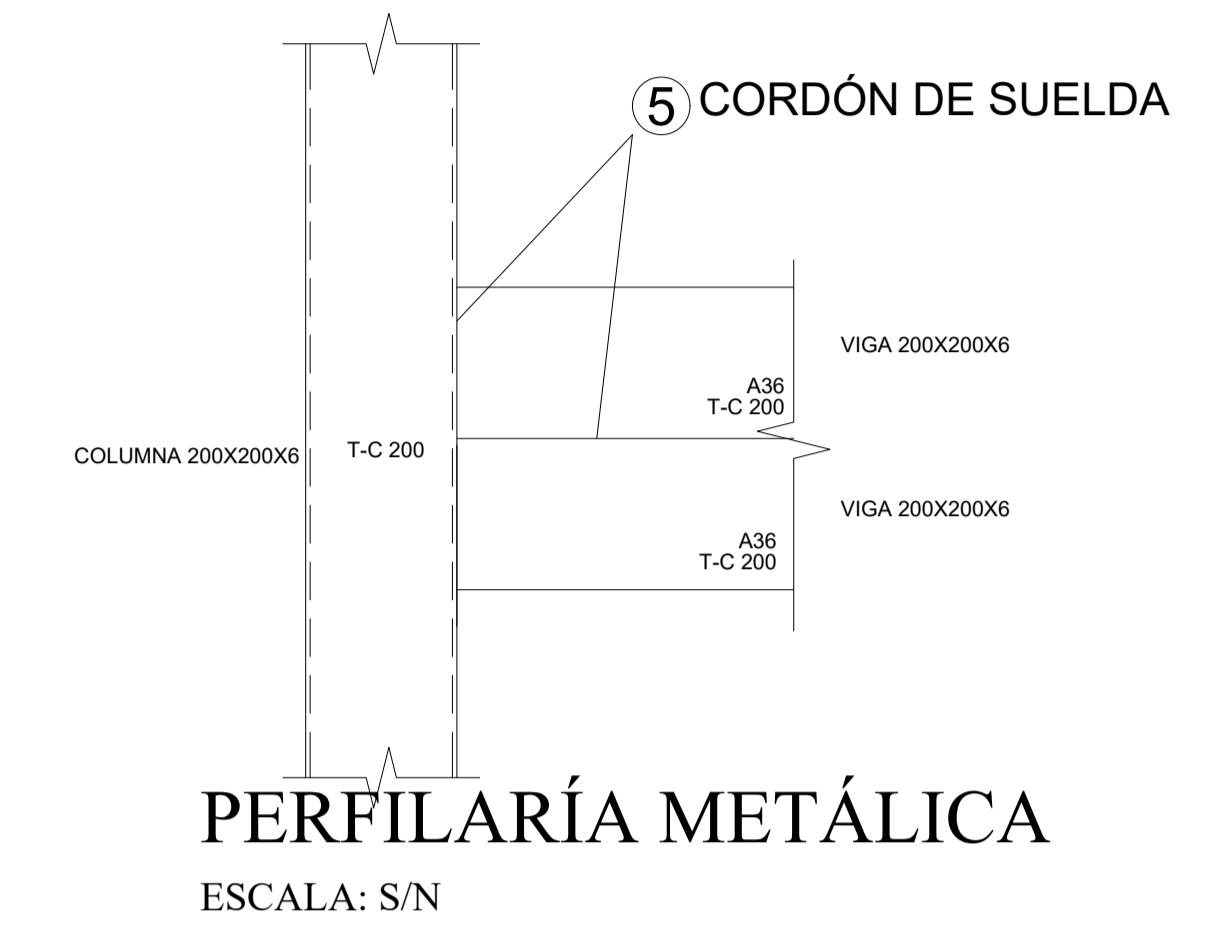
SEGUNDA PLANTA Nv+ 6.48

ESCALA: 1:125

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA		
PROYECTO: Reforzamiento estructural de la edificación (Bloque Kappa) perteneciente a la facultad de Ciencias de la Salud.		
Diseño estructural: Tesisista Alejandro Tovar Molina	Aprobó: Ing. M. Sc Betzabeth Suquilli Tutora del Proyecto	
CONTENIDO: Plantas arquitectónicas		
Escala: INDICADAS	Fecha: 26-08-2021	Láminas: E1/3

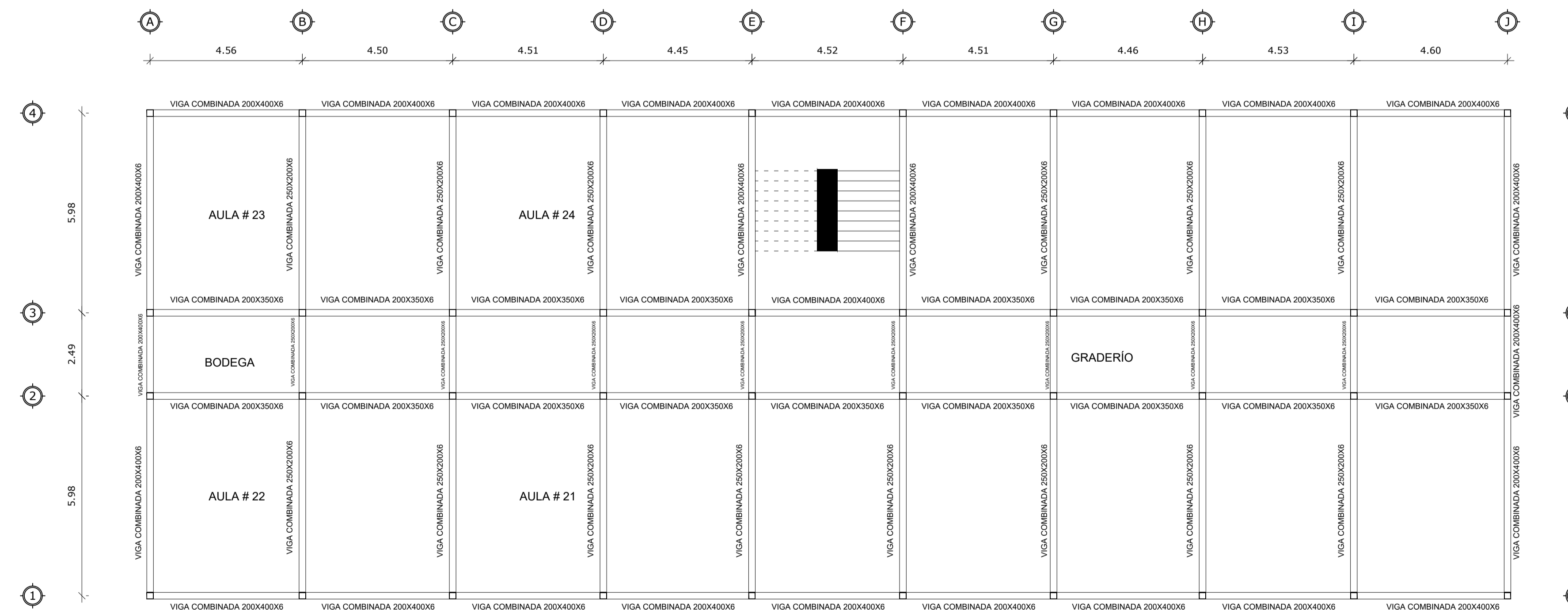
Detalle de conexión columna - viga.

ESCALA: 1:10



PRIMERA PLANTA Nv+ 3.24

ESCALA: 1:125



SEGUNDA PLANTA Nv+ 6.48

ESCALA: 1:125

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:
Reforzamiento estructural de la edificación (Bloque Kappa)
pertenciente a la facultad de Ciencias de la Salud.

Diseño estructural:

Tesista Alejandro Tovar Molina

Aprobó:

Ing. M. Sc Betzabeth Suquilli
Tutora del Proyecto

CONTENIDO:

Configuración estructural
Detalles de conexiones
Perfilería

Escala:

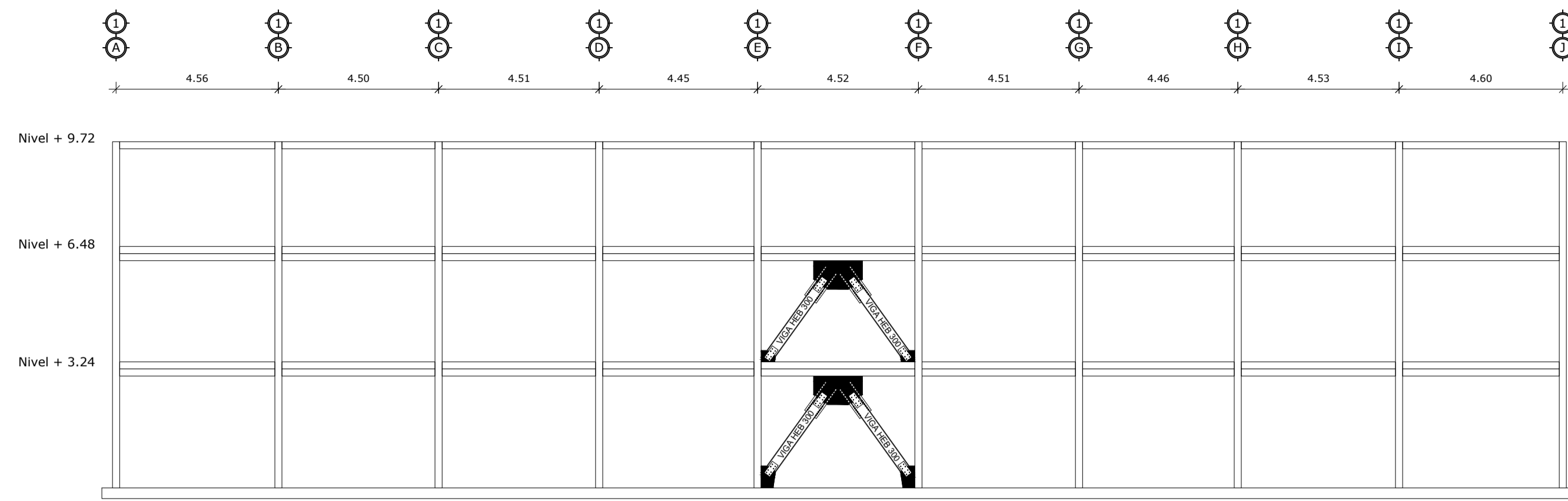
INDICADAS

Fecha:

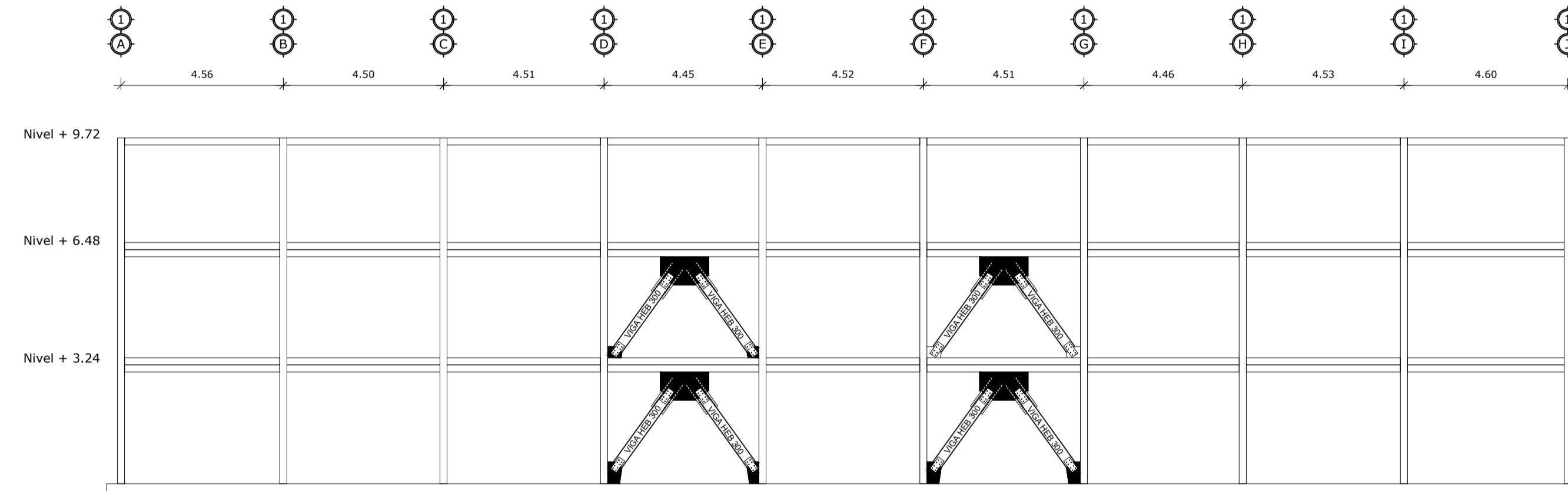
26-08-2021

Láminas:

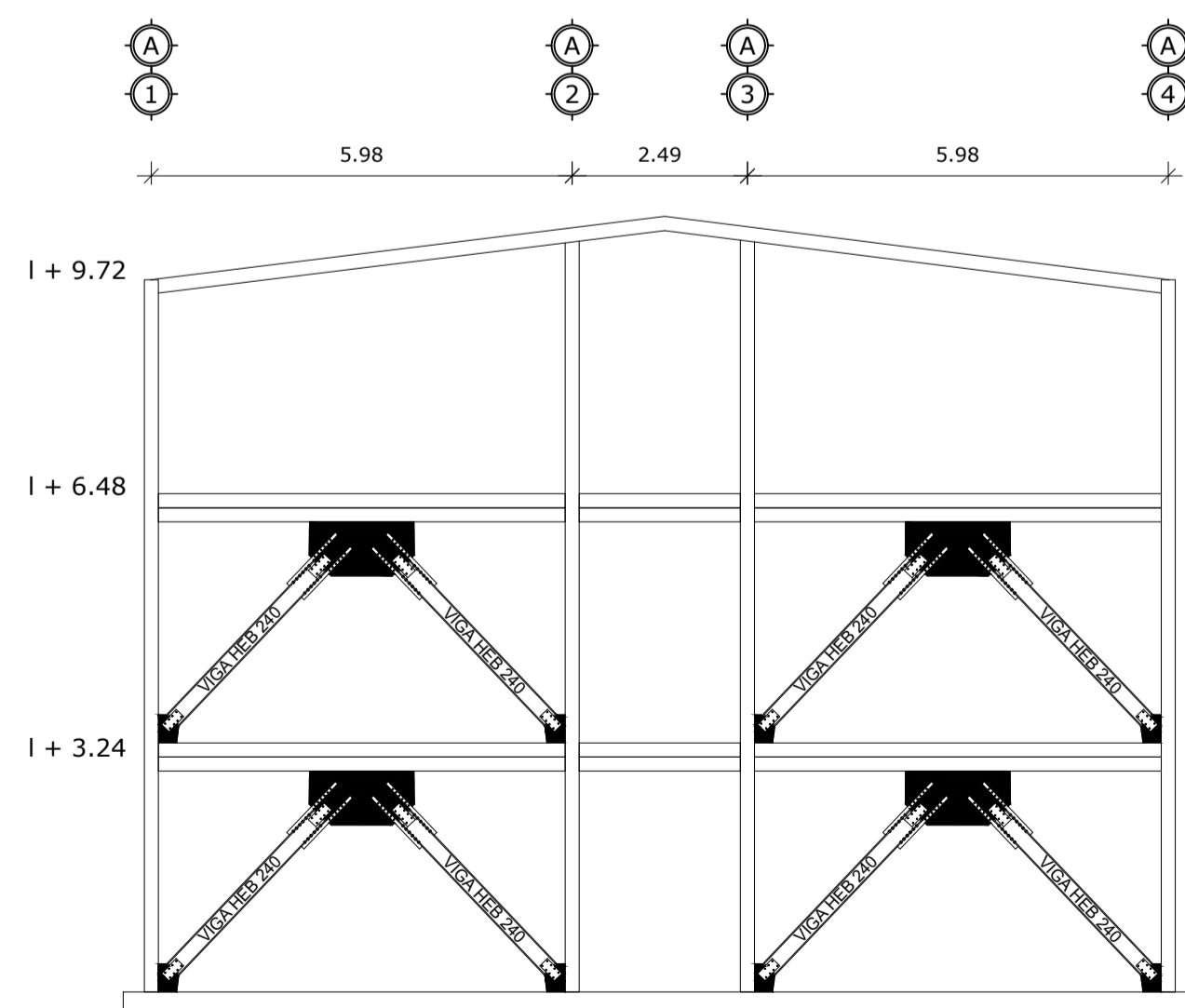
E2/3



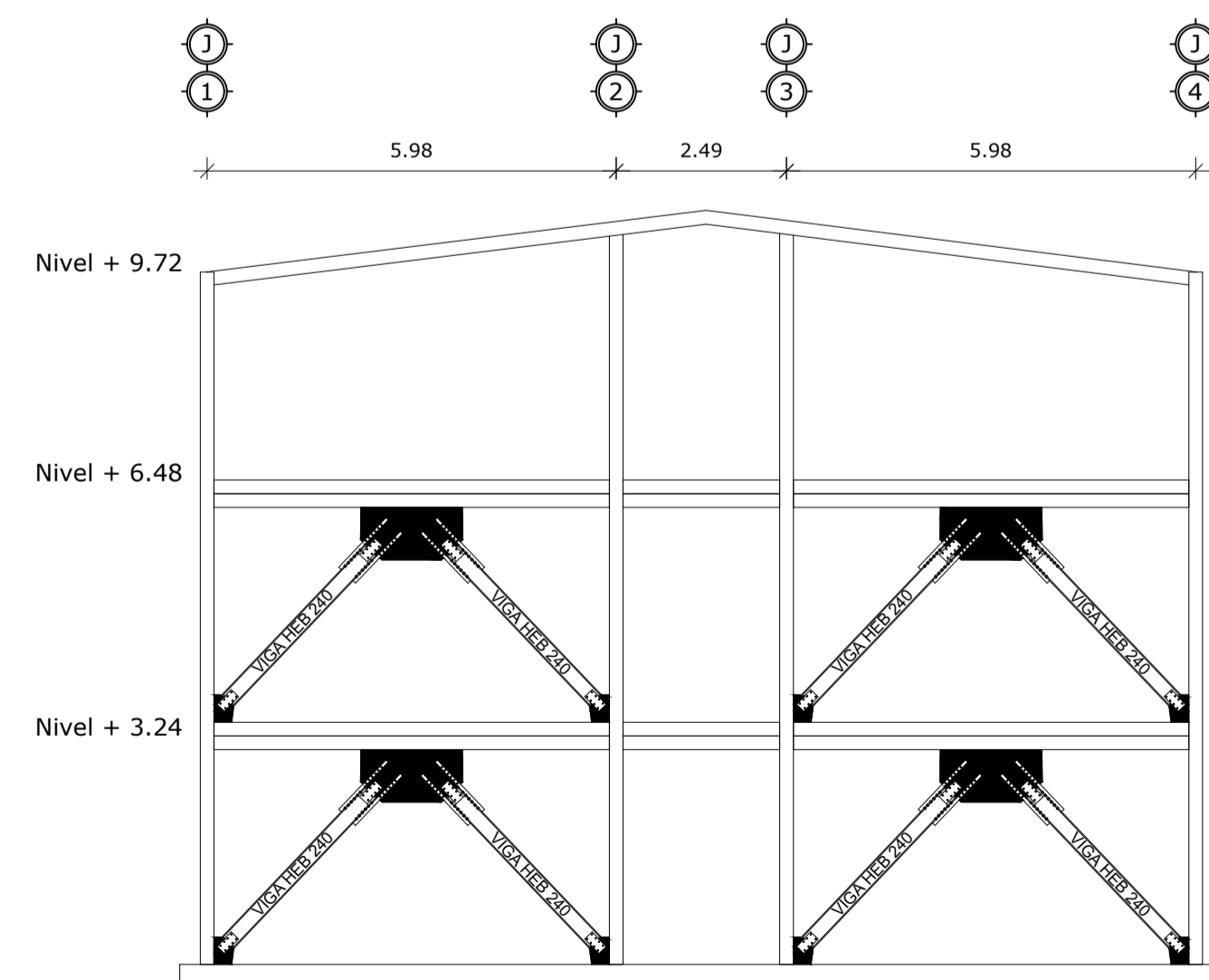
Ubicación de riostras Eje 1
ESCALA: 1:125



Ubicación de riostras Eje 4
ESCALA: 1:125

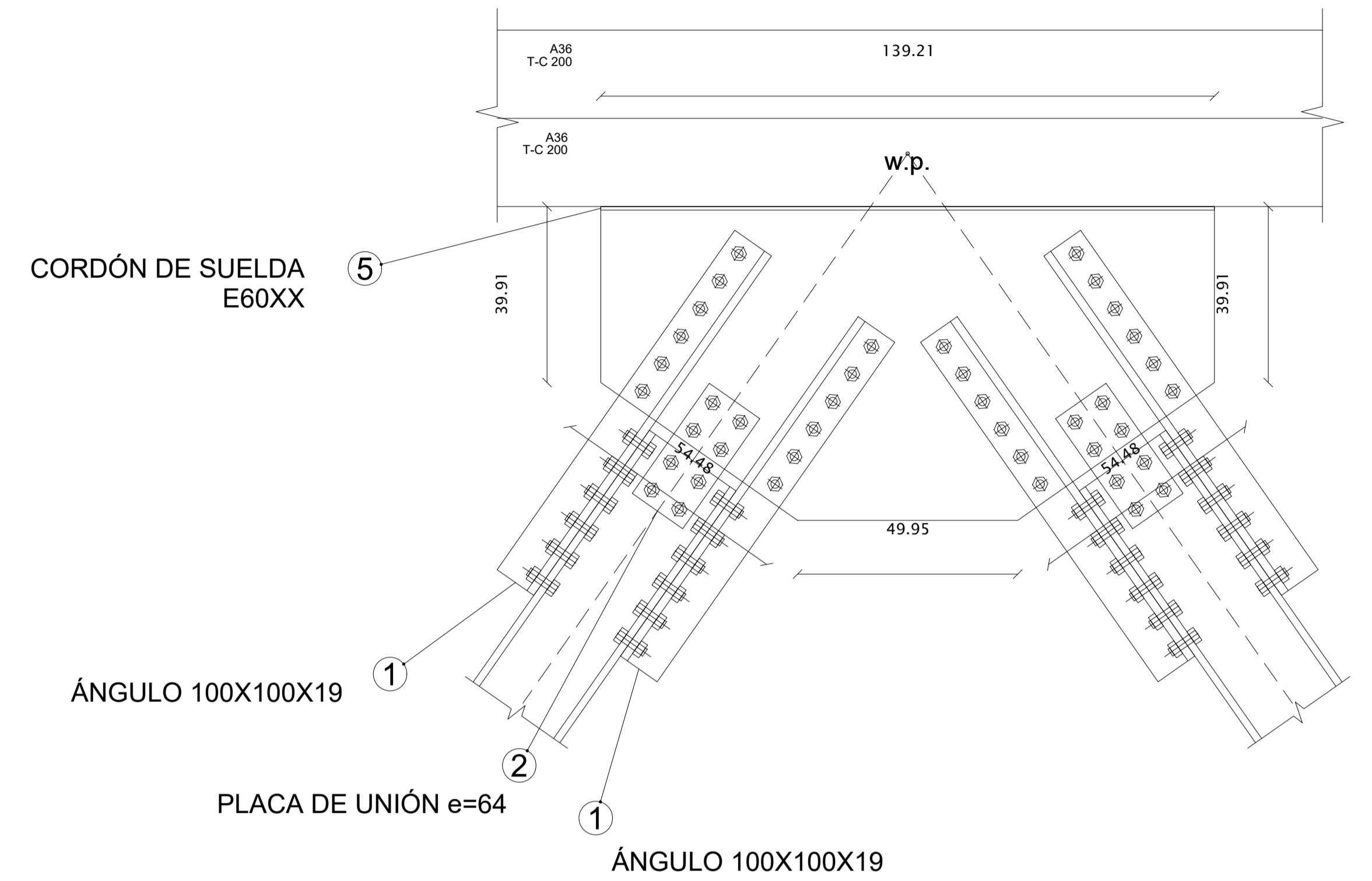


Ubicación de riostras Eje A
ESCALA: 1:125

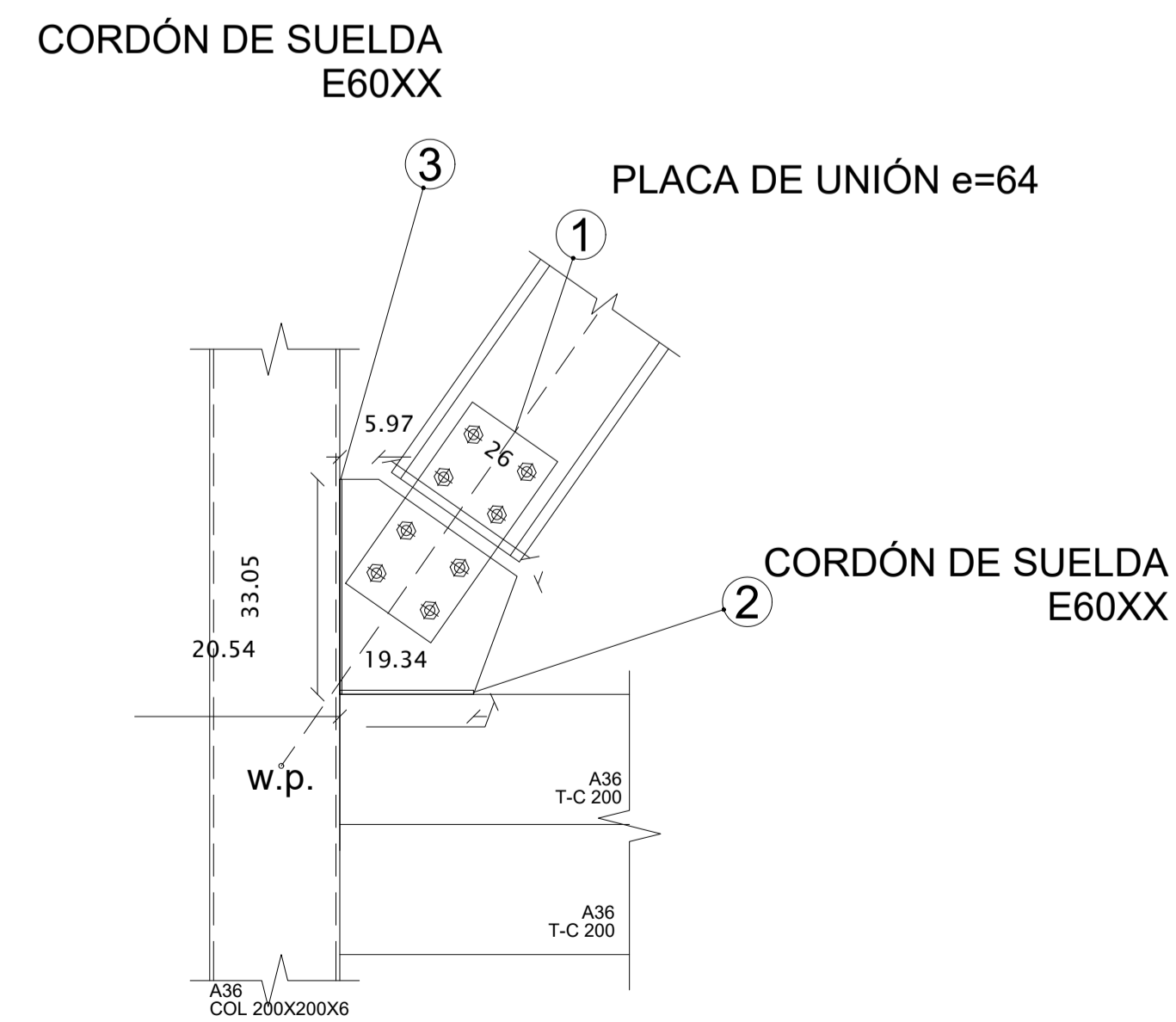


Ubicación de riostras Eje J
ESCALA: 1:125

Detalle de conexión superior - viga, riostras.
ESCALA: 1:10



Detalle de conexión inferior - columna, viga, riostra.
ESCALA: 1:10



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA		
PROYECTO: Reforzamiento estructural de la edificación (Bloque Kappa) perteneciente a la facultad de Ciencias de la Salud.		
Diseño estructural: Tesisista Alejandro Tovar Molina	Aprobó: Ing. M. Sc Betzabeth Suquilli Tutora del Proyecto	
CONTENIDO: Ubicación de riostras Detalles de conexiones		
Escala: INDICADAS	Fecha: 26-08-2021	Láminas: E3/3