



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 COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE DISEÑO CONVENCIONAL
FRENTE A UN MODELO CON DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO BRB Y
SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO”**

Autor: Alex Francisco Sánchez Arcos

Tutor: Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

AMBATO - ECUADOR

Enero - 2023

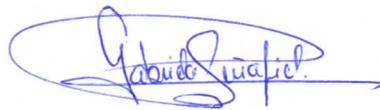
CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE DISEÑO CONVENCIONAL FRENTE A UN MODELO CON DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO BRB Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO”**, elaborado por el Sr. Alex Francisco Sánchez Arcos, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 1850349240, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, enero 2023



Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Alex Francisco Sánchez Arcos**, con C.I 1850349240 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE DISEÑO CONVENCIONAL FRENTE A UN MODELO CON DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO BRB Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, enero 2023



Alex Francisco Sánchez Arcos

C.I. 1850349240

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental a parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y proceso de investigación, según las normas de 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 regularizaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, enero 2023



Alex Francisco Sánchez Arcos

C.I. 1850349240

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Alex Francisco Sánchez Arcos de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE DISEÑO CONVENCIONAL FRENTE A UN MODELO CON DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO BRB Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO”**.

Ambato, enero 2023

Para constancia firman:



Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

MIEMBRO CALIFICADOR



Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

El trabajo de titulación quiero dedicárselo a mis padres Galo y Elva, ellos han sido el pilar más grande en mi vida; sin el apoyo de ellos, sin su cariño y sin sus grandes valores siento que no hubiera podido seguir adelante en el sendero de mi carrera universitaria. Además, quiero dedicárselo a mi hermano Leandro por el apoyo tan grande que significa él en mi vida, aunque no tengamos la costumbre de hablar mucho siento que él estaba para mí en cualquier momento de mi vida.

A mis amigos de la carrera universitaria, gracias por haberme dado un aliento cuando más lo necesitaba y por ser parte de una de las mejores etapas de mi vida. Al grupo de amigos PACKS y AMIXES que más que amigos fueron hermanos y confié cada miedo y sueño que tuve a lo largo de mis estudios.

A mi pareja Tatiana, por estar junto a mí en los buenos y malos momentos durante toda la carrera. Por ser un apoyo incondicional y darme todos los ánimos que necesitaba cuando más me hacía falta.

AGRADECIMIENTOS

A mi tutora Ing. Mg. Gabriela Peñafiel por haber estado siempre atenta y brindándome apoyo continuo con la elaboración del proyecto de titulación.

A la planta docente de la carrera por haber estado siempre abiertos a resolver cualquier duda e impartir sus conocimientos a lo largo de mi carrera universitaria.

A la Universidad Técnica de Ambato y a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por haberme recibido desde muy joven y haberme hecho crecer como profesional y como persona.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTOS	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
CAPITULO 1	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes Investigativos	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.1.2. Justificación	3
1.1.3. Fundamentación teórica.....	4
1.1.3.1. Riesgo sísmico.....	4
1.1.3.2. Resiliencia sísmica	5
1.1.3.3. Ondas sísmicas	6
1.1.3.3.1. Ondas de cuerpo y ondas superficiales	6
1.1.3.4. Intensidad sísmica	7
1.1.3.5. Magnitud sísmica	8
1.1.3.6. Sismogramas	9
1.1.3.7. Acelerogramas.....	9
1.1.3.8. Sistema con un grado de libertad.....	9
1.1.3.9. Sistema con varios grados de libertad	10
1.1.3.10. Amortiguamiento	11
1.1.3.11. Movimiento Vibratorio.....	12
1.1.3.11.1. Clasificación de las vibraciones.....	13
1.1.3.11.2. Influencia del terreno en el periodo de vibración de las estructuras	

1.1.3.12.	Espectro de respuesta.....	13
1.1.3.12.1.	Espectros de respuesta elástica	14
1.1.3.12.2.	Espectro de respuesta inelástico	14
1.1.3.13.	Problemática de la torsión.....	15
1.1.3.13.1.	Torsión natural.....	16
1.1.3.14.	Deflexión	16
1.1.3.15.	Derivas	17
1.1.3.16.	Análisis estático equivalente.....	18
1.1.3.17.	Análisis modal espectral	19
1.1.3.18.	Análisis estático no lineal (pushover).....	19
1.1.3.18.1.	Rótulas plásticas	20
1.1.3.18.2.	Desempeño sísmico	21
1.1.3.19.	Hormigón como material estructural	23
1.1.3.20.	Acero como material estructural.....	24
1.1.3.21.	Modelo de Histéresis	26
1.1.3.22.	Sistemas de protección sísmica.....	27
1.1.3.23.	Disipadores de energía hysteréticos.....	28
1.1.3.23.1.	Dispositivos BRB	28
1.1.4.	Hipótesis	34
1.1.4.1.	Variable dependiente	34
1.1.4.2.	Variable independiente.....	34
1.2.	Objetivos	34
1.2.1.	Objetivo específico.....	34
1.2.2.	Objetivos específicos	34
CAPÍTULO II		35
METODOLOGÍA		35
2.1.	Materiales y Equipos	35
2.1.1.	Materiales.....	35
2.1.2.	Equipos.....	35
2.2.	Métodos	36
2.2.1.	Preparación de datos para la modelación de la estructura	36
2.2.1.1.	Datos generales.....	36
2.2.2.	Plan de procesamiento y análisis de información	37
2.2.3.	Recolección de datos	38

2.2.3.1.	Caracterización estructural	38
2.2.3.2.	Estructura en análisis	39
CAPÍTULO III	41
3.1.	Determinación de cargas	41
3.1.1.	Carga muerta.....	41
3.1.2.	Carga viva.....	41
3.2.	Definición de materiales.....	41
3.3.	Predimensionamiento de elementos estructurales	42
3.3.1.	Losa alivianada bidireccional	42
3.3.2.	Columnas de hormigón armado.....	42
3.3.3.	Vigas de hormigón armado.....	46
3.4.	Modelación de la estructura	48
3.4.2.	Definición de materiales	49
3.4.3.	Elementos Estructurales.....	50
3.5.	Procedimientos para el análisis estructural	52
3.5.1.	Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas según la NEC-15 52	
3.5.2.	Análisis estático lineal	64
3.5.3.	Análisis modal espectral	66
3.5.4.	Creación de combinaciones de carga.....	69
3.5.5.	Resultados del análisis estructural del diseño con elementos predimensionados.....	70
3.6.	Problemática por solucionar en la estructura.	78
3.7.	Análisis estructural del diseño convencional	79
3.7.1.	Secciones de los elementos estructurales.....	79
3.7.2.	Resultados del análisis estructural del diseño convencional	81
3.8.	Diseño de disipadores histeréticos BRB	89
3.8.1.	Secciones de los elementos estructurales.....	90
3.9.	Resultados del análisis estructural del diseño con BRB.....	102
3.10.	Comparación de los resultados estático no lineales entre el edificio de diseño convencional frente al diseño con disipadores.	109
CAPÍTULO IV	142
4.1.	Análisis comparativo de costos del edificio en estudio	142
4.1.1.	Diseño Convencional	142
4.1.2.	Diseño con disipadores	144

CAPÍTULO V	147
5.1. Conclusiones	147
5.2. Recomendaciones.....	148
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	149
ANEXOS	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Velocidades típicas de las ondas según el tipo de roca.....	6
Tabla 2: Escala abierta de Richter.....	8
Tabla 3: Equipos utilizados.....	35
Tabla 4: Especificaciones del proyecto.....	36
Tabla 5: Ocupación y uso de cada nivel del edificio médico BIOIMAGENES LAB.	38
Tabla 6: Peso propio de losa alivianada de 25 cm.....	41
Tabla 7: Longitudes para estimación de área tributaria.....	43
Tabla 8: Datos para calcular P_u	43
Tabla 9: Resumen de datos de columnas principales.....	44
Tabla 10: Resumen de reducción de columnas.....	45
Tabla 11: Longitudes para la estimación de M_e	46
Tabla 12: Resumen de vigas.....	47
Tabla 13: Coeficientes C_t y α dependiendo del tipo de estructura.....	53
Tabla 14: Perfil de suelo estimado.....	54
Tabla 15 : Factor Z según la zona sísmica asumida.....	55
Tabla 16: Tipos de suelo y Factor de sitio F_a	55
Tabla 17: Tipos de suelo y Factor de sitio F_d	55
Tabla 18: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	56
Tabla 19: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R	57
Tabla 20: Coeficiente de irregularidad en planta.....	58
Tabla 21: Coeficiente de irregularidad en elevación.....	59
Tabla 22: Cálculo de k según el periodo T	60
Tabla 23: Valores para la representación del espectro de respuesta elástico.....	61
Tabla 24: Valores para la representación del espectro de respuesta inelástico.....	62
Tabla 25: Participación Modal.....	72
Tabla 26: Participación Modal.....	84
Tabla 27: Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de aceros.....	97
Tabla 28: Datos de los disipadores BRB diseñados Eje 1 (B-C), Eje 4 (B-C).....	99
Tabla 29: Datos de los disipadores BRB diseñados Eje A (3-4), Eje E (3-4).....	99
Tabla 30: Datos de los disipadores BRB diseñados Eje A (1-2), Eje E (1-2).....	100
Tabla 31: Participación Modal (Diseño con BRB).....	104
Tabla 32: Resumen de Vigas con acero (Diseño convencional).....	113
Tabla 33: Resumen de Vigas con acero (Diseño con disipadores).....	116
Tabla 34: Ubicación de rótulas plásticas en edificios de hormigón.....	119
Tabla 35: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño convencional).....	122
Tabla 36: Formación de rótulas plásticas en sentido X (Diseño convencional).....	124
Tabla 37: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño convencional).....	126
Tabla 38: Formación de rótulas plásticas en sentido Y (Diseño convencional).....	129

Tabla 39: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño con disipadores)	131
Tabla 40: Formación de rótulas plásticas en sentido X (Diseño con disipadores) .	134
Tabla 41: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño con disipadores)	136
Tabla 42: Formación de rótulas plásticas en sentido Y (Diseño con disipadores) .	139
Tabla 43: Resumen de columnas y vigas (Diseño convencional).....	142
Tabla 44: Presupuesto (Diseño convencional).....	143
Tabla 45: Resumen de columnas y vigas (Diseño con disipadores).....	144
Tabla 46: Resumen de disipadores.....	145
Tabla 47: Presupuesto (Diseño con disipadores)	146

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ejemplo de estructura idealizada.....	10
Figura 2: Ejemplo de edificio cortante (sistema de varios grados de libertad).....	11
Figura 3: Componentes de una señal vibratoria.....	12
Figura 4: Ejemplos de espectros de respuesta	14
Figura 5: Espectro de diseño inelástico elástico e inelástico	15
Figura 6: Efectos de segundo orden.....	17
Figura 7: Definición de derivas de piso	18
Figura 8: Diagrama Carga-Deformación	21
Figura 9: Curva de capacidad y niveles de desempeño	22
Figura 10: Comparación modelo Esfuerzo – Deformación del hormigón.....	24
Figura 11: Diagrama Esfuerzo-Deformación del acero	25
Figura 12: Modelo de histéresis Takeda	26
Figura 13: Modelo de histéresis Kinemático	27
Figura 14: Sistemas de protección sísmica	28
Figura 15: Componentes de los dispositivos BRB	29
Figura 16: Secciones transversales de diferentes tipos de BRB diseñados en japon	30
Figura 17: Comportamiento de riostra convencional (color rojo), comportamiento con pandeo restringido (color verde)	30
Figura 18: Configuración tipo Diagonal.....	31
Figura 19: Configuración tipo Chevron.....	31
Figura 20: Conexión Apernada.....	32
Figura 21: Conexión Rotulada.....	33
Figura 22: Conexión Soldada	33
Figura 23: Ubicación del proyecto	37
Figura 24: Planta baja	39
Figura 25: Planta alta tipo	40
Figura 26: Dimensiones de cada eje	48
Figura 27: Altura de entrepiso	48
Figura 28: Propiedades del concreto.....	49
Figura 29: Propiedades del acero.....	49
Figura 30: Columnas 60x65.....	50
Figura 31: Columnas 55x60.....	50
Figura 32: Vigas 35x40	51
Figura 33: Vista general en 3D de elementos estructurales predimensionados.....	51
Figura 34: Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor Z	54
Figura 35: Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño....	60
Figura 36: Espectro elástico e inelástico	63
Figura 37 : Definción de patrones de carga	64
Figura 38: Carga sísmica en Eje X	64
Figura 39: Carga sísmica en Eje Y	65
Figura 40: Tabla de datos para ingresar espectro con valores de c	66
Figura 41: Definición del espectro de respuesta.....	67

Figura 42: Asignación de caso de carga modal en el Eje X	68
Figura 43: Asignación de caso de carga modal en el Eje Y	68
Figura 44: Representación del diafragma en el techo.....	69
Figura 45: Periodo de vibración en el sentido X.....	70
Figura 46: Periodo de vibración sentido Y	71
Figura 47: Cortante Estático	73
Figura 48: Cortante Dinámico	74
Figura 49: Derivas Estáticas X	76
Figura 50: Derivas Estáticas Y	77
Figura 51: Capacidad de los elementos estructurales	78
Figura 52: Columna 85x90 (Diseño convencional).....	79
Figura 53: Columnas 80x85 (Diseño convencional)	80
Figura 54: Viga 46x53(Diseño convencional)	80
Figura 55: Vista General en 3D (Diseño Convencional).....	81
Figura 56: Periodo de vibración en el sentido X (Diseño convencional)	82
Figura 57: Periodo de vibración sentido Y (Diseño convencional).....	83
Figura 58: Cortante Estático (Diseño convencional).....	85
Figura 59: Derivas Estáticas X (Diseño convencional)	87
Figura 60: Derivas Estáticas Y (Diseño convencional).....	88
Figura 61: Capacidad de los elementos estructurales (Diseño convencional)	89
Figura 62: Columna 65x75 (Diseño previo al BRB)	90
Figura 63: Columnas 60x70 (Diseño previo al BRB)	90
Figura 64 : Viga 45x45 (Diseño previo al BRB).....	91
Figura 65: Vista General en 3D (Diseño previo al BRB).....	91
Figura 66: Derivas Estáticas X (Diseño previo al BRB)	92
Figura 67: Derivas Estáticas Y (Diseño previo al BRB)	93
Figura 68: Ubicación de los BRB	94
Figura 69: Datos arquitectónicos para la implementación de BRB.....	94
Figura 70: Asignación de propiedades a los BRB	101
Figura 71: Vista general en 3D (Diseño con disipadores)	101
Figura 72: Periodo de vibración en el sentido X (Diseño con BRB).....	102
Figura 73: Periodo de vibración sentido Y (Diseño con BRB)	103
Figura 74: Cortante Estático (Diseño con BRB)	106
Figura 75: Cortante Dinámico (Diseño con BRB)	106
Figura 76: Derivas Estáticas X (Diseño con BRB).....	107
Figura 77: Derivas Estáticas Y (Diseño con BRB).....	108
Figura 78: Capacidad de los elementos estructurales (Diseño con BRB)	109
Figura 79: Cuantía de acero requerida en Techo (Diseño convencional).....	110
Figura 80: Cuantía de acero requerida en Piso 5 (Diseño convencional).....	110
Figura 81: Cuantía de acero requerida para el Piso 4 (Diseño convencional).....	111
Figura 82: Cuantía de acero requerida para el Piso 3 (Diseño convencional).....	111
Figura 83: Cuantía de acero requerida en Piso 2 (Diseño convencional).....	112
Figura 84: Cuantía de acero requerida en Piso 1 (Diseño convencional).....	112
Figura 85: Cuantía de acero requerida en Techo (Diseño con disipadores)	113
Figura 86: Cuantía de acero requerida en Piso 5 (Diseño con disipadores)	114
Figura 87: Cuantía de acero requerida para el Piso 4 (Diseño con disipadores) ...	114

Figura 88: Cuantía de acero requerida para el Piso 3 (Diseño con disipadores)	115
Figura 89: Cuantía de acero requerida en Piso 2 (Diseño con disipadores)	115
Figura 90: Cuantía de acero requerida en Piso 1 (Diseño con disipadores)	116
Figura 91: Definición del estado de carga gravitacional	117
Figura 92: Definición estado de carga Pushover en X.....	118
Figura 93: Definición estado de carga Pushover en Y.....	118
Figura 94: Asignación de rótulas plásticas en columnas	120
Figura 95: Asignación de rótulas plásticas en vigas	120
Figura 96: Curva de desempeño dirección X (Diseño convencional)	121
Figura 97: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño convencional).....	123
Figura 98: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE 3 en sentido X (Diseño convencional).....	125
Figura 99: Curva de desempeño dirección Y (Diseño convencional)	126
Figura 100: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño convencional).....	128
Figura 101: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE C en sentido Y (Diseño convencional)	130
Figura 102: Curva de desempeño dirección X (Diseño con disipadores).....	131
Figura 103: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño con disipadores).....	133
Figura 104: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE 3 en sentido X (Diseño con disipadores).....	135
Figura 105: Curva de desempeño dirección Y (Diseño con disipadores).....	136
Figura 106: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño con disipadores).....	138
Figura 107: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE C en sentido Y (Diseño con disipadores)	140
Figura 108: Comparación en X de curva de capacidad entre ambos diseños.....	140
Figura 109: Comparación en Y de curva de capacidad entre ambos diseños.....	141
Figura 113: Cuadro de plintos (Diseño convencional)	143
Figura 124: Cuadro de plintos (Diseño con disipadores)	145

RESUMEN

Para el presente trabajo investigativo se procedió a realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico entre un sistema convencional y un sistema con disipadores de energía tipo BRB en un edificio de 6 pisos con un área total de 291.38 m². La estructura se plantea en la ciudad de Ambato y se clasifica como esencial de acuerdo con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Se utilizó la metodología de un análisis estático no lineal (Pushover) para evaluar el desempeño de cada sistema estructural en base a un sismo con periodo de retorno de 475 años, con una probabilidad de excedencia del 10 por ciento en 50 años.

Para el diseño de los elementos estructurales, así como para los disipadores de energía BRB se empleó tanto normas nacionales (NEC 15), como normas internacionales: American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16, ASCE 41-13), American Concrete Institute (ACI 318-14), American Institute of Steel Construction (AISC 341-16).

Obteniendo resultados de desplazamiento, derivas de pisos, elementos estructurales óptimos, comportamiento sísmico y niveles de desempeño de los dos sistemas estructurales en estudio.

Palabras claves: Disipadores de energía, NEC 15, ASCE 7-16, ASCE 41-13, ACI 318-14, AISC 341-16, Niveles de desempeño, Derivas, Desplazamientos, Comportamiento sísmico.

ABSTRACT

For the present research work, a comparative analysis of the seismic behavior between a conventional system and a system with BRB-type energy dissipators was carried out in a 6-story building with a total area of 291.38 m². The structure is located in the city of Ambato and is classified as essential according to the provisions of the Ecuadorian Construction Standard.

The methodology of a nonlinear static analysis (Pushover) was extracted to evaluate the performance of each structural system based on an earthquake with a return period of 475 years, with an exceedance probability of 10 percent in 50 years.

For the design of the structural elements, as well as the BRB energy dissipators, both national (NEC 15) and international standards were used: American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16, ASCE 41-13), American Concrete Institute (ACI 318-14), American Institute of Steel Construction (AISC 341-16).

Obtaining displacement results, derivatives of floors, optimal structural elements, seismic behavior and performance levels of the two structural systems under study.

Palabras claves: Energy dissipators, NEC 15, ASCE 7-16, ASCE 41-13, ACI 318-14, AISC 341-16, Performance levels, Derivatives of floors, Displacements, Seismic behavior.

CAPITULO 1

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

1.1.1. Antecedentes

En el año 2016, Ecuador evidenció la falta de preparación ante la actividad sísmica que se presentó en la región costa. Aunque se tiene conocimiento que el país posee una alta peligrosidad sísmica, los malos hábitos constructivos y la falta de conceptos estructurales derivaron en pérdidas irreparables para el país. A partir de este evento se esperó una nueva realidad para la construcción con nuevas regularizaciones municipales, un mayor control en la aprobación de planos y crear conciencia en los profesionales de la ingeniería civil. Además, se hizo un llamado a modernizar los sistemas estructurales del país con la integración de muros de corte, disipadores de energía y/o aisladores sísmicos [1]

El diseño de disipadores histeréticos tipo BRB ha sido ampliamente estudiado por la comunidad científica, destacando las investigaciones en países latinoamericanos como Chile, Colombia y México. Estos países son considerados como referencia en el estudio sísmico y es de ellos donde los profesionales de la ingeniería civil del Ecuador han podido compilar información y adaptar estos conceptos sísmicos a nuestra realidad.

Chile es el país latinoamericano, con diferencia, que sufre más eventos sísmicos al encontrarse justo al límite de la placa tectónica de Nazca. Estas constantes actividades sísmicas han provocado que Chile posea un modelo de construcción preparado para eventos sísmicos de gran magnitud, en las que los disipadores de energía BRB toman un papel fundamental en las estructuras chilenas. El trabajo realizado por Peña y Urzúa en la ciudad de Valdivia (Chile), indica que la utilización de dispositivos BRB garantizan un comportamiento sísmico adecuado de la estructura, siendo este utilizado principalmente como mecanismo de disipación de energía mientras que los demás componentes estructurales se mantienen en su rango elástico, además menciona que la configuración en V invertidas de estos disipadores es la mejor forma de minimizar

peso en las vigas metálicas donde otros tipos de arriostramiento tradicional provocarían fuerzas desbalanceadas sobre estas [2]

Tiempo posterior a los movimientos sísmicos ocurridos en México (2017), el Instituto de Ingeniería (IIUNAM) recopiló información acerca de los beneficios que presenta los disipadores de energía tipo BRB:

- Reducen las deformaciones de las estructuras.
- Reducen la probabilidad de funcionalidad de la estructura.
- Los dispositivos funcionan como fusibles estructurales y pueden ser reparados por un bajo costo [3]

En el caso de Colombia, según la investigación realizada por Oviedo Juan y Duque María del Pilar, este tipo de disipadores se adaptan adecuadamente a la experiencia y normativa que poseen las empresas constructoras del país y aunque el sobre costo inicial que constituye la implantación de disipadores tipo BRB es muy alto, se demostró que este sobre costo puede ser compensado con la reducción del daño sísmico y la inversión para restaurar las edificaciones afectadas [4]

Sin ir más lejos, a lo largo de estos últimos años se ha efectuado varios estudios sobre disipadores de energía tipo BRB en el Ecuador, recalando el trabajo realizado por Christian Ruiz y Ángel Torres, donde se expone la peligrosidad sísmica que existe en la ciudad de Manta. En este trabajo se analizó el desempeño estructural que el hospital general de Latacunga adopta al ser diseñado con disipadores de energía como el tipo BRB para un tiempo de retorno de 2500 años, el cual fue de operacional mientras que el diseño convencional alcanzó un el nivel de desempeño de prevención al colapso. En este trabajo también se menciona el costo inicial que supone la implantación de disipadores BRB, arrojando un valor de ahorro del 8%, esto debido a la reducción de secciones de los elementos estructural en la estructura [5]

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) indica que se debe utilizar el análisis no lineal tiempo-historia de forma obligatoria para aquellas edificaciones que posean disipadores de energía, lo que implica un desconocimiento parcial de estos dispositivos ya que este tipo de análisis son poco comunes en el país [6]

Aun así, en el Ecuador existe un tipo de disipador BRB que se encuentra en proceso para ser patentado por el Ing. Edgar David Mora Martínez, Ing. Stalin Mejía y EPN. Este disipador de energía consta de un núcleo reemplazable y es objeto de estudio en análisis que se acercan más a la realidad sísmica ecuatoriana [7]

1.1.2. Justificación

Con el avance de la tecnología, las pérdidas humanas por actividad sísmica han disminuido considerablemente por lo que los países más vulnerables a sismos han optado por implementar políticas que no solo salvaguarden la vida de las personas, sino que también protejan la inversión que existe en cada una de las infraestructuras expuestas a actividad sísmica y es ahí donde entra a consideración la implementación de disipadores histeréticos tipo BRB en nuestro país.

Los dispositivos en estudio obtienen su diseño con el objetivo de asegurar una respuesta dúctil de la estructura y que puedan ser sustituidos de forma sencilla cuando culmine su función estructural. Esto permite que edificaciones esenciales como hospitales, estaciones de policía o de carácter económico y político pueden retomar sus actividades en un breve periodo de tiempo de forma segura.

Considerando las características mencionadas es fácil cuestionarse el porqué de no utilizar estos disipadores de control sísmico, es cierto que el sobre costo inicial es elevado comparado a los diseños convencionales en el país, pero si tomamos en cuenta la reducción del daño y las reparaciones post-sismo obtenemos un gran beneficio económico a largo plazo, sin mencionar el bien estar de las personas que se encuentren en las edificaciones [4]

Esta pregunta retórica responde a que en el Ecuador el diseño e implementación de los disipadores BRB, no es un tema que se encuentre altamente difundido por los profesionales de la ingeniería civil, ni tampoco en el ámbito educativo para aquellos profesionales del futuro. Esto abre las puertas, lamentablemente, a que existan profesionales desorientados a la hora de poder ofrecer nuevas alternativas estructurales a las ya conocidas en nuestro país.

El poco conocimiento de los disipadores BRB desemboca en la necesidad de desarrollar proyectos investigativos que permitan levantar la curiosidad tanto de profesionales como de estudiantes que se dedican o dedicarán a la ingeniería civil, y que estos además, se animen a incursionar en las nuevas corrientes que envuelven a la ingeniería estructural; lo que produzca en un futuro, no muy lejano, una nueva realidad constructiva en nuestro país destacando edificaciones que alcancen un comportamiento sísmico óptimo, disminuyendo los niveles de daño y evitando pérdidas notables tanto humanas como económicas.

El objetivo de este trabajo es implementar dispositivos BRB en un diseño convencional de una estructura de hormigón armado, dar a conocer su diseño, los beneficios que estos puedan presentar y determinar la viabilidad para que estos puedan ser utilizados como nuevas alternativas sismorresistente en infraestructuras construidas en territorio ecuatoriano.

1.1.3. Fundamentación teórica

1.1.3.1. Riesgo sísmico

En el Ecuador es fácil constatar el peligro sísmico que existe, no de forma diaria, pero es habitual percibir cualquier tipo de actividad sísmica, ya sea esta de baja o alta intensidad. Estos sismos no se concentran en una zona específica del país, si no que tanto la sierra, la costa y el oriente, este último con menos intensidad, son testigos de los eventos sísmicos que ocurren en territorio ecuatoriano. Esto se debe a que Ecuador se encuentra dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico lo que origina actividades sísmicas tales como las ocurridas en el año de 1906, posicionando a este evento como uno de los sismos más grandes de la historia con una magnitud de 8.8 (Mw) [8]

Otro sismo que marcó nuestra historia es el ocurrido en el año 2016 en la costa ecuatoriana, donde se registró pérdidas económicas y humanas a lo largo del mes de Abril, demostrando una vez más la incertidumbre que poseen los profesionales y autoridades del país ante la ocurrencia e intensidad con la que van a surgir los sismos.

1.1.3.2. Resiliencia sísmica

Es la capacidad para mitigar los riesgos que provoquen que un sistema estructural menore su desempeño ante un sismo y poder recuperarse rápidamente de la actividad sísmicas para continuar con su funcionamiento normal, evitando así, pérdidas económicas y tiempos de inactividad. La resiliencia se basa en 3 factores muy importantes: la ductilidad, la redundancia y la recuperación del edificio. Según estas características la infraestructura se la puede calificar según el tiempo de recuperación y el costo económico post-sismo [9]

La calificación USRC Platinum representa el escalón más alto en lo que a rendimiento de construcción se refiere, otorgando completa seguridad a los ocupantes de la edificación. Se estima que este tipo de edificación sufra un daño insignificante: menos del 5% del costo de reemplazo, lo que permita recuperar su funcionalidad a los pocos días e incluso horas de un evento sísmico importante [10]

En un nivel más bajo se encuentra la calificación USRC GOLD el cual representa a aquellos edificios que pretenden superar estándares de códigos modernos en conceptos de seguridad. Se estima que este tipo de edificación sufra daños menores: menos del 10% del costo de reemplazo, lo que permita recuperar su funcionalidad varias semanas después de un evento sísmico importante [10]

La calificación Plata de la USRC identifica a aquellos edificios que cumplen con estándares en conceptos de seguridad, salvaguardando la vida de las personas que se encuentran en dichas edificaciones y se espera que el daño sufrido sea menos del 20% del costo de reemplazo, lo que permita recuperar su funcionalidad en pocos meses después de un sismo de gran magnitud [10]

La calificación certificada de USRC es para aquellos edificios que cumplen con los códigos modernos en el comportamiento ante sismo, se estima que este tipo de infraestructura actúe de manera que proteja la vida de las personas, permitiendo daños reparables en menos de un año después de un sismo de gran magnitud [10]

1.1.3.3. Ondas sísmicas

Cuando se produce cualquier tipo de actividad sísmica se genera una oleada de ondas con características diferentes, las cuales están determinadas por el tipo de fenómeno que las hayan originado como también de los materiales que dichas ondas atraviesan a lo largo de su recorrido. Se estima que las ondas generadas por los sismos viajan a una velocidad entre 4 y 20 veces mayor a la de un avión, esto dependiendo esencialmente por el tipo de rocas por donde se desplazan [11]

Tabla 1: Velocidades típicas de las ondas según el tipo de roca.

Tipo de roca	Granito	Halita, Yeso	Aluviones Superficiales	Calizas	Areniscas
Velocidades de las ondas sísmicas	4 - 6 Km/s	3.5 - 6.5 Km/s	0.5 - 2 Km/s	3.5 - 5.5 Km/s	1.4 - 4.3 Km/s

Fuente: José Sellés, ¿Qué nos cuentan las ondas sísmicas?

1.1.3.3.1. Ondas de cuerpo y ondas superficiales

Las ondas P son aquellas que se desplazan a través de cuerpos sólidos y líquidos, pueden ser modelizadas como un resorte que se estira y contrae. Por otra parte, tenemos las ondas S las cuales tienen la característica de desplazarse únicamente por medios sólidos y que pueden ser representadas como una cuerda que serpentea sobre una superficie plana. Ambos tipos de onda son considerados como ondas de cuerpo ya que su desplazamiento ocurre en medios sólidos inferiores a la superficie de la tierra. Las ondas superficiales, por lo tanto, son aquellas que tienen su desplazamiento en la superficie de la tierra y son las que mayor destrucción generan, entre estas destacan las conocidas ondas de Love y las de Raileigh [11]

Las ondas de Raileigh se forman a lo largo de la superficie siguiendo una trayectoria elíptica y decreciendo su amplitud con la profundidad en la que se encuentren, mientras que las ondas de Love tienen la característica de desplazarse de forma perpendicular a la dirección de propagación, también se las conoce como ondas S atrapadas en la superficie de la tierra, esto se debe a que la forma en la que las partículas actúan son muy similares. [12]

1.1.3.4. Intensidad sísmica

La intensidad de un sismo cuantifica el daño que este ha provocado en una determinada región, por lo que se arraiga de las características geológicas locales y la calidad de las construcciones afectadas, por lo tanto, se dice que es una medida subjetiva y muy poco útil a la hora de comprar sismos de forma directa, esta intensidad sísmica viene expresada en grados de la escala Mercalli [13]

Tabla 2: Escala de Mercalli

ESCALA MERCALLI	Efectos del terremoto
GRADO I	Sacudida sentida por muy pocas personas
GRADO II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en pisos altos de los edificios
GRADO III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, muchas personas no la asocian con un temblor
GRADO IV	Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por las noches, algunas despiertan
GRADO V	Sacudida sentida casi por la mayoría; muchos despiertan
GRADO VI	Sacudida sentida por la mayoría: muchas personas atemorizadas huyen hacia fuera. Algunos pueblos pesados cambian de sitio. Daños ligeros
GRADO VII	Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias y bien construidas; daños considerables en las débiles o mal planeadas
GRADO VIII	Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial; grande en estructuras débilmente construidas
GRADO IX	Daño considerable en las estructuras de diseño buen; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman;

	grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. El terreno se agrieta. Las tuberías subterráneas se rompen
GRADO X	La mayor parte de las estructuras de mampostería y armadura se destruyen; agrietamiento considerable del terreno, Considerables deslizamiento
GRADO XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.
GRADO XII	Destrucción total. Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba

Fuente: Trujillo, Ospina & Parra, Los terremotos: Una amenaza latente

1.1.3.5. Magnitud sísmica

La magnitud de un sismo, en cambio, es una medida objetiva ya que se encarga de cuantificar la energía producida por el sismo sin importar donde ocurra e independiente del daño que haya ocasionada en cierta zona. Aunque la magnitud sísmica permite comparar de forma más eficiente a los sismos, también ofrece problemas en el caso de sismos lejano o muy profundos respecto a la estación sísmica [13]

Tabla 2: Escala abierta de Richter

MAGNITUD EN ESCALA RITCHER	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1-6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas
7.0 - 7.9	Terremoto mayor, Causa graves daños

8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total o comunidades cercanas
-----------	--

Fuente: Trujillo, Ospina & Parra, Los terremotos: Una amenaza latente

1.1.3.6. Sismogramas

Es un informe donde se registra el epicentro del terremoto, la liberación de energía y todas las ondas generadas por un sismo con sus respectivas velocidades en sus dos componentes horizontales y una vertical. Habitualmente primero se registran las ondas P, seguido de las ondas S y finalmente las ondas superficiales de manera general [14]

1.1.3.7. Acelerogramas

Es el registro de la aceleración del suelo en función del tiempo en una zona determinada por un dispositivo denominado acelerógrafo. Este instrumento posee tres sensores ortogonales por lo que arroja valores de movimiento de suelo en las dos componentes horizontales N-S, E-O y en la componente vertical, los cuales están supeditados a los valores característicos de las ondas producidas por un sismo [15]

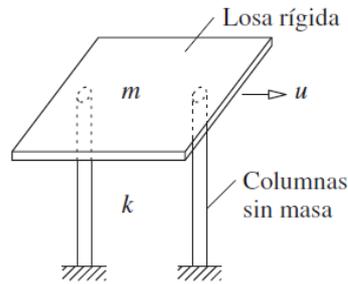
Estos acelerogramas constan de los siguientes parámetros: Escala de aceleración, escala de tiempo y aceleración pico del terreno (PGA), siendo su unidad la fracción de la aceleración gravitatoria, $g=9.81\text{m/s}^2$.

1.1.3.8. Sistema con un grado de libertad

La dinámica estructural inicia con el interés de comprender la vibración que va a tener una estructura al momento de aplicar una fuerza horizontal o un movimiento lateral del terreno debido a un sismo en la parte superior de dicha estructura.

Un sistema con un grado de libertad es la idealización de una estructura que posee una masa concentrada en el nivel del techo soportada por un marco sin masa pero que si proporciona rigidez al sistema y un amortiguador que sirve como disipador de energía. Se idealiza también que tanto las columnas como las vigas son axialmente indeformables [16]

Figura 1: Ejemplo de estructura idealizada



Fuente: Anil K. Chopra, Dinámica de estructuras

Además de idealizar la estructura, también es importante plantear la ecuación de movimiento a la que va a responder la estructura de un grado de libertad:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

Donde:

m = masa del sistema

c = amortiguamiento viscoso

k = rigidez del sistema

\ddot{u}_g = aceleración del terreno

\ddot{u} = aceleración del sistema

\dot{u} = velocidad del sistema

u = desplazamiento del sistema [16]

1.1.3.9. Sistema con varios grados de libertad

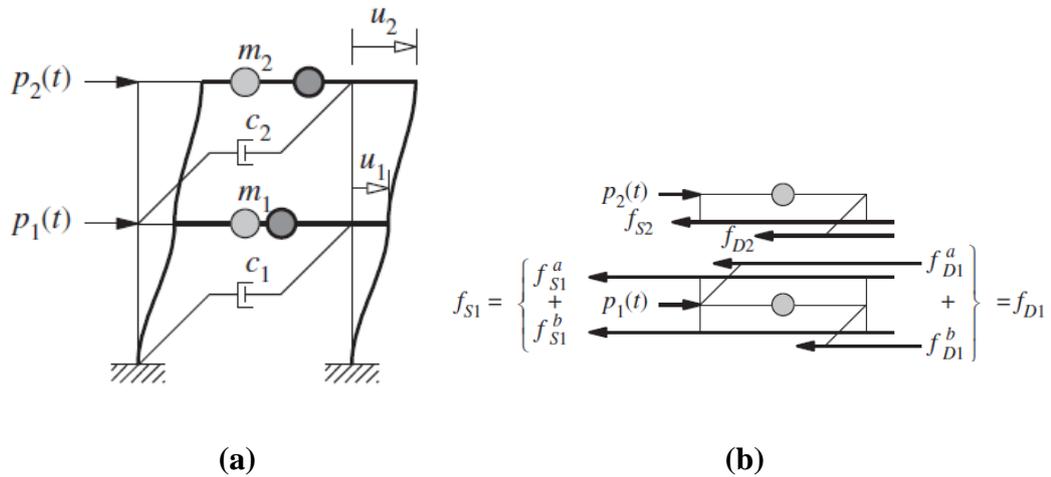
Las estructuras no siempre pueden ser modeladas como un sistema de un grado de libertad, esto se debe a que no es una idealización correcta que represente el comportamiento de todas las estructuras ante un sismo.

En esta forma de idealización la estructura se la debe realizar con las características de una viga en cantiléver y se deberá tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1- La masa total del edificio se la idealizará como si estuviera concentrada en cada uno de los niveles de piso.

- 2- El sistema de viga-piso es completamente rígido a la flexión
- 3- Se desprecia la deformación axial de las vigas y columnas.
- 4- La deformación que tome la estructura no debe estar ligado a las fuerzas axiales que estén actuando en las columnas [16]

Figura 2: Ejemplo de edificio cortante (sistema de varios grados de libertad)



Fuente: Anil K. Chopra, Dinámica de estructuras

Del mismo modo que el modelamiento de estructura con un grado de libertad, se considera que la disipación de energía es efectuada por un mecanismo de amortiguamiento viscoso.

1.1.3.10. Amortiguamiento

Es la capacidad que tiene una estructura de disipar energía cuando esta se encuentra en movimiento vibratorio, las tres fuentes típicas del amortiguamiento son:

- a) Fricción por rozamiento
- b) La fricción viscosa
- c) Amortiguamiento histerético por deformación del material [17]

El fenómeno físico de fricción entre 2 superficies secas produce el amortiguamiento por fricción; el amortiguamiento por fricción viscosa se refiere a la pérdida de energía

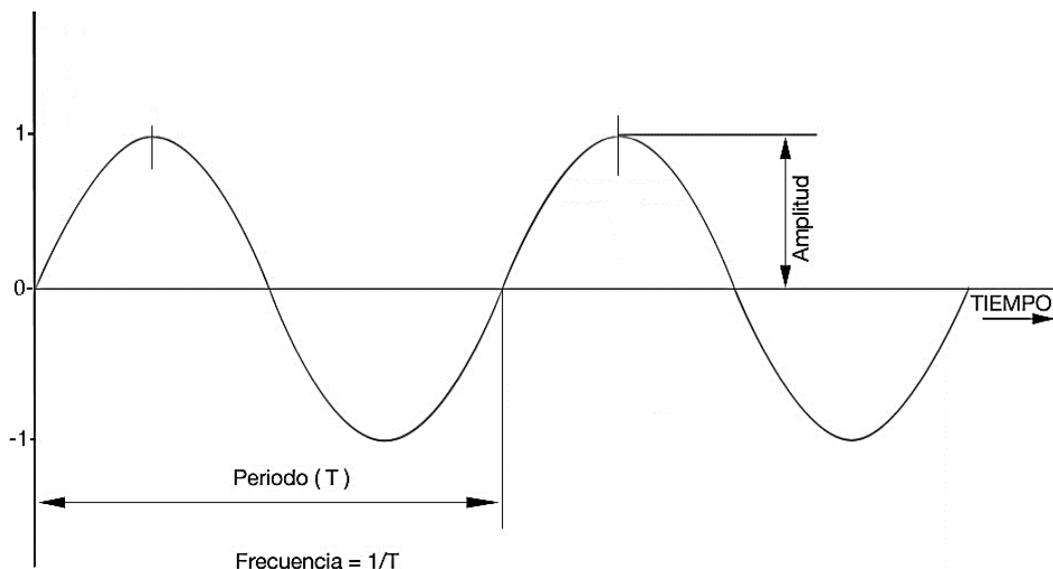
cinética debido a la resistencia de un fluido y el amortiguamiento histerético es aquel que es proporcional al desplazamiento y opuesto a la velocidad. [17]

1.1.3.11. Movimiento Vibratorio

Se le denomina vibración a la propagación de ondas elásticas que producen un cambio de configuración de un sistema respecto a su posición de equilibrio y que varía con relación al tiempo. La característica fundamental de este tipo de movimiento es que es periódico en una trayectoria fija y las magnitudes usadas son:

- **Elongación (m):** Posición de una partícula con relación a su posición de equilibrio.
- **Amplitud (m):** Máxima distancia que la partícula vibrante puede alcanzar con respecto a su posición de equilibrio.
- **Periodo (s):** Tiempo que toma a la partícula en vibración en realizar una oscilación completa.
- **Frecuencia (Hz):** Cantidad de veces en la que una partícula sometida a vibración; completa una oscilación en una unidad de tiempo, ya sea esta un segundo, un minuto, una hora, etc [18]

Figura 3: Componentes de una señal vibratoria



Fuente: N. Reyes, Estudio dinámico de señales

1.1.3.11.1. Clasificación de las vibraciones

Se denomina vibración libre cuando una partícula es perturbada de su posición de equilibrio estático y se la deja vibrar sin que existan fuerzas o acciones exteriores que vuelvan a perturbarla a lo largo del tiempo [19]

Por otro lado, las vibraciones forzadas son aquellas originadas por la aplicación de acciones exteriores aplicadas al sistema a lo largo del tiempo, donde también se considera fuerzas o momentos internos [19]

Existe una subdivisión tanto de las vibraciones libres como de las forzadas, esto depende si existen o no fuerzas que amortigüen el movimiento vibratorio:

- **Sin amortiguamiento:** No existe resistencia al movimiento vibratorio.
- **Con amortiguamiento:** Existe fuerzas o momento disipativos que amortiguan el movimiento vibratorio [19]

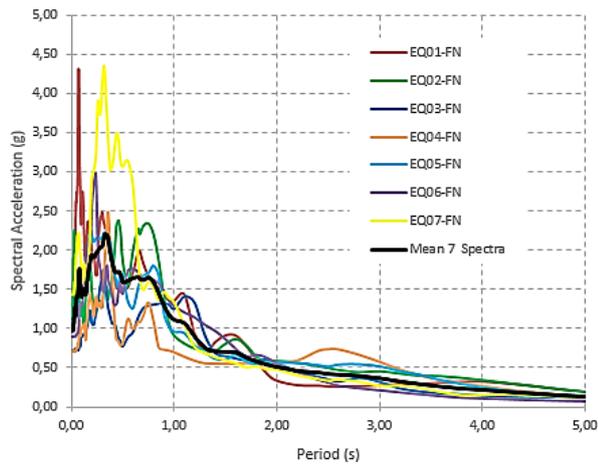
1.1.3.11.2. Influencia del terreno en el periodo de vibración de las estructuras

El tipo de suelo en el que se apoya una estructura es de vital importancia para determinar su periodo fundamental. Un edificio se lo modelará como un voladizo empotrado perfectamente en su base cuando el suelo en el que se encuentre sea roca o un suelo duro, en cambio, si el suelo donde se apoya es blando, el periodo se incrementa al modelizarse como parcialmente empotrado [18]

1.1.3.12. Espectro de respuesta

En la ingeniería estructural, el término de espectro de respuesta es uno de los más utilizados. Este concepto fue propuesto en los años de 1930 por el profesor M.A. Biot por una sencilla razón y es que combina 2 parámetros importantes para la ingeniería sísmica, una de ellas es la respuesta máxima ante una misma señal de movimiento del suelo para distintas estructuras cuya caracterización principal está dado por su periodo, es decir, que en el espectro se refleja cual será el desplazamiento, la velocidad o la aceleración máxima para cada uno de un universo de periodos (estructuras) asociada a una misma señal del suelo [20]

Figura 4: Ejemplos de espectros de respuesta



Fuente: N. Aguiar, Análisis sísmico por desempeño

1.1.3.12.1. Espectros de respuesta elástica

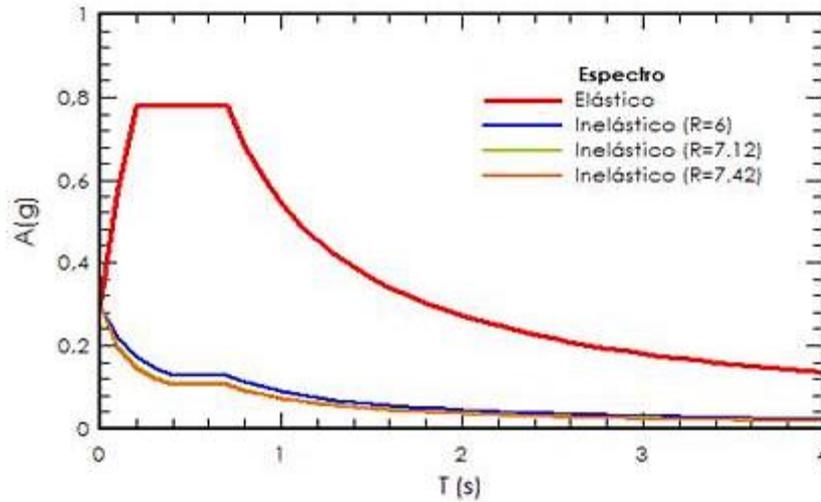
Este espectro se grafica asumiendo que el material se encuentra en su rango elástico lineal y que no va a presentar ningún efecto de segundo orden. Representa la aceleración máxima para una actividad sísmica determinada y usualmente incluye varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Estos se elaboran tomando en cuenta el tipo de suelo, estructura y el nivel de importancia que esta va a tener [21]

1.1.3.12.2. Espectro de respuesta inelástico

Los mapas de zonificación sísmica poseen un periodo de retorno de 475 años, el cual corresponde a los denominados sismos muy intenso. Considerando la poca probabilidad de que estos sismos ocurran, la NEC propone el uso de un espectro de diseño inelástico, lo que implica una reducción de la fuerza sísmica que afectará a la estructura, esto conducirá a que la estructura entre en su estado inelástico disipando energía y reduciendo el costo de la obra.

Este espectro de diseño inelástico se obtiene aplicando un factor de reducción R , el cual obtiene su valor en función al sistema estructural.

Figura 5: Espectro de diseño elástico e inelástico



Fuente: Vielma, Espectros inelásticos considerando comportamiento histerético de suelo y estructura

1.1.3.13. Problemática de la torsión

El movimiento torsional es el causante de desplazamientos y fuerzas adicionales en algunos elementos de resistencia lateral.

Las normas de diseño sismorresistentes expresan que los efectos de torsión sean considerados con la aplicación de fuerzas estáticas a una distancia denominada e_d con respecto al centro de rigidez CR , el cual da como producto momentos torsionales de piso, además de las fuerzas cortantes intrínsecas en estos [22]

En la mayoría de los países, los códigos especifican como obtener el valor de excentricidad e_d :

$$e_d = \alpha \cdot e + \beta b \quad \text{o}$$

$$e_d = \delta \cdot e - \beta b$$

Donde e es la excentricidad estática de la rigidez, distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez; b la mayor dimensión del edificio y perpendicular a la dirección del movimiento analizado; α , δ y β son coeficientes especificados.

Los términos $\alpha \cdot e$ y $\delta \cdot e$, intentan expresar la respuesta torsional del edificio cuando este presenta una configuración en planta asimétrica.

El término $+/-\beta b$, pretende expresar la excentricidad accidental, el cual puede entenderse como el resultado de la variabilidad imprevista en las características estructural del edificio, la distribución de cargas o incluso deformaciones impuestas [22]

1.1.3.13.1. Torsión natural

Las fuerzas que perturban a la estructura durante un sismo se encuentran relacionadas con su inercia y estas actúan en los centros de masa de cada piso que compone la estructura. Las fuerzas de inercia son contrarrestadas por la resultante de las fuerzas resistentes del sistema. Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, las fuerzas sísmicas producen la conocida torsión natural o torsión estructural [22]

1.1.3.14. Deflexión

En la corriente de la ingeniería estructural, se conoce como deflexión a la deformación que existe en un elemento producto de la aplicación de cargas (muertas, sísmicas, etc.) [23]

El concepto de respuesta estructural radica en el ámbito de análisis estructural, resulta de la aplicación de ecuaciones de resistencia de materiales para hallar esfuerzos internos (también conocidos como esfuerzos de sección), las tensiones y deformaciones que actúan directamente sobre la estructura resistente, mediante métodos de cálculo:

- **Método de Castigliano:** Derivada parcial del trabajo de la deformación plástica que está en función de la fuerza.
- **Método del trabajo real:** Radica en el principio de conservación de la energía, el trabajo externo debe producir un mismo valor de trabajo interno de deformación.
- **Método de trabajo virtual:** Ese método es aplicable en casos de superposición
- **Método de la doble integración:** Producto del análisis de la ecuación diferencial de la viga trabajando a flexión pura [23]

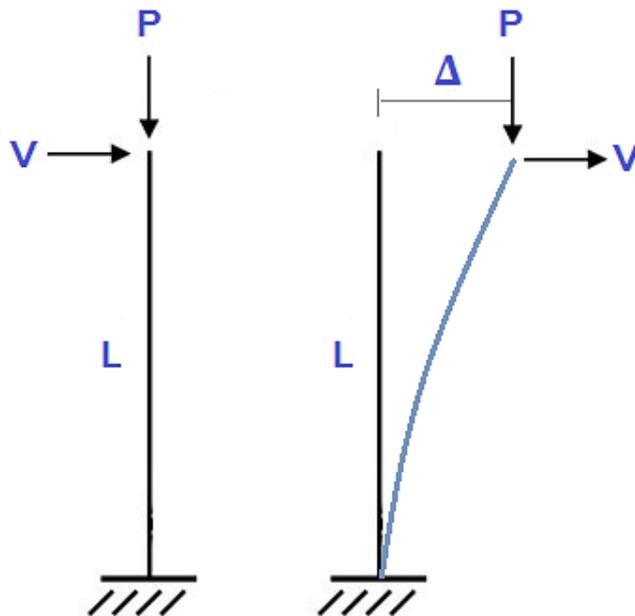
1.1.3.15. Derivas

En breves rasgos, la deriva es el desplazamiento relativo debido a las fuerzas horizontales que se aplican en los niveles contiguos para simular el efecto del sismo sobre un edificio [6]

La deriva debe incluir efectos torsionales que puedan existir en la estructura y el efecto P-Delta, este último se lo define como efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, producto de las cargas verticales que posee la edificación al verse sometidas a desplazamientos horizontales [6]

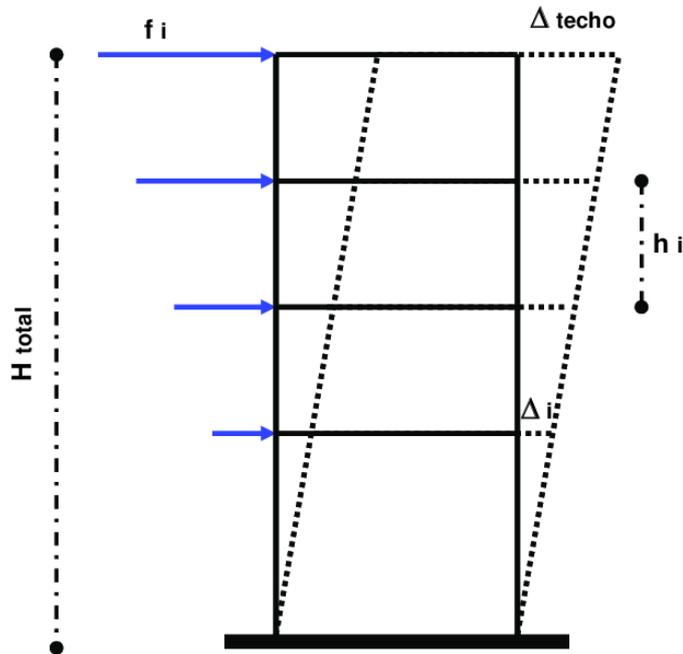
La NEC nos manifiesta que la deriva máxima de piso para estructuras de hormigón no excederá del 0.02

Figura 6: Efectos de segundo orden



Fuente: P. Comino, ¿Qué es el análisis P-Delta?

Figura 7: Definición de derivas de piso



Fuente: A. Barbat, Definición de derivas de piso.

$$\Delta_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

1.1.3.16. Análisis estático equivalente

En la antigüedad, las civilizaciones construían sus grandes infraestructuras en base a fundamentos empíricos, en la observación en torno a la naturaleza e incluso otras estructuras de civilizaciones predecesoras.

Según las investigaciones realizadas por el científico Hu Y. (1996), la ingeniería sísmica dio sus primeros pasos en el siglo XIX, cuando ingenieros europeos comenzaron a diseñar las estructuras en base a un porcentaje de masa que la misma estructura poseía [24]

Diferentes eventos sísmicos y diseños sismorresistentes presentados en el siglo XX contribuyeron a la ingeniería sísmica y el desarrollo del método estático equivalente.

En nuestro país el método estático equivalente adopta el procedimiento expuesto en la Norma Técnica Ecuatoriana – Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (2015). Este diseño consiste en analizar una fuerza lateral que se distribuye de forma uniforme en

la altura del eje principal de la estructura y tiene su obtención al calcular el cortante basal mediante factores como son los de perfil de suelo, coeficiente de importancia, factores de penalización según la configuración de la estructura tanto en planta como en altura, etc.

1.1.3.17. Análisis modal espectral

Este análisis es comúnmente utilizado en el análisis dinámico y en nuestro país también está guiado por la NEC. Este tipo de análisis tiene como objetivo la obtención de un conjunto de fuerzas actuantes aplicadas en el centro de masa de cada nivel de la estructura.

Es también conocido como el método de la respuesta espectral, el cual es útil para obtener los valores de desplazamientos y fuerzas en los elementos de la estructura. Este método induce al cálculo de valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en cada modo.

El espectro de diseño representa el promedio de espectros de respuesta para diversos sismos con consideraciones expuestas en la normativa de cada país. En este análisis el número de modos a considerar debe acumular al menos el 90 % de la masa total de la estructura [6]

1.1.3.18. Análisis estático no lineal (pushover)

Muchos países han sido afectados a lo largo de su historia por movimientos telúricos, provocando enormes pérdidas tanto humanas como de materiales. Esto provocó que los profesionales de la ingeniería se replantearan y adoptaran nuevos procedimientos para el diseño sísmico, teniendo como objetivo encontrar los estados límites de cada estructura.

En el año de 1975, después de innumerables investigaciones, varios profesionales de la Universidad de Canterbury en Christchurch introdujeron en los principios de diseño por capacidad, conceptos del diseño por desempeño. A partir de este evento se desarrolla una alternativa a la filosofía del diseño, donde la resistencia que poseía la estructura era más importante que el valor del cortante basal de diseño.

Alrededor de los años 80 tiene el inicio los estudios sobre el comportamiento no lineal de las estructuras, por lo que emerge el método de análisis no lineal dinámico y estático. El uso del método por “Pushover” no tuvo mucha aceptación en sus inicios, pero a principio del siglo XXI consigue obtener gran importancia por la obtención de buenos resultados [24]

El método de análisis estático no lineal busca un desplazamiento objetivo con la respuesta del material de forma inelástica y así obtener el valor de deformaciones internas.

A diferencia de métodos de análisis lineal, este método contempla los desplazamientos laterales como una condición de diseño. Si se requiere analizar la estructura y una sollicitación sísmica, la respuesta máxima esperada será una aproximación del desplazamiento demanda por un movimiento sísmico.

Con el análisis “Pushover”, se requiere generar la conocida curva de capacidad, la cual tiene como objetivo representar el desplazamiento lateral en función de una fuerza aplicada a la estructura en estudio.

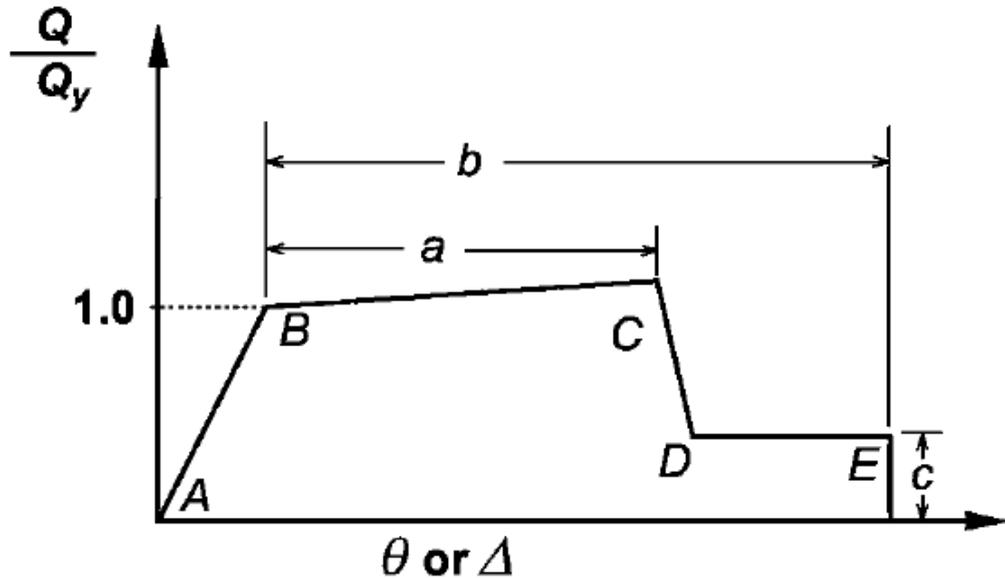
Para la aplicación de este método se debe considerar un patrón de cargas laterales, las cuales se van incrementando hasta que la estructura alcance su capacidad máxima y se genera las rótulas plásticas. Esto permite identificar los daños generados en los elementos que forman parte de la estructura en base a los niveles de desempeño [24]

1.1.3.18.1. Rótulas plásticas

Son dispositivos de amortiguamiento de energía, esto permite representar la deformación de una sección donde se produce flexión.

Para definir las rótulas plásticas en vigas se requiere de los conocidos diagramas de momento-curvatura y para las columnas nos debemos de guiar del uso de diagramas de interacción.

Figura 8: Diagrama Carga-Deformación



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

Donde:

- El punto A es el estado original
- El punto B representa el estado donde empieza a fluir
- El punto C representa el límite final para el análisis de empuje
- El punto D representa un límite de resistencia residual
- El punto E representa la falla total [25]

1.1.3.18.2. Desempeño sísmico

Los niveles de desempeño representan una condición límite en función de los daños ocasionados en la estructura, la seguridad que tendrán los ocupantes y la funcionalidad después de una actividad sísmica.

Estos niveles de desempeño describen de forma cuantitativa el daño que puede ser de forma local o global.

a) Nivel Operacional (OP)

Describe un nivel de desempeño donde la estructura no sufre daños permanentes, conservando su rigidez y resistencia original; evitando reparaciones [26]

b) Nivel de Ocupación Inmediata (IO)

En este nivel la estructura sigue conservando su rigidez y resistencia original, pero existen daños moderados en elementos no estructural y daños leves en los elementos estructural. No existe riesgo alguno, pues no compromete la seguridad de sus ocupantes. Se realizan pequeñas reparaciones [26]

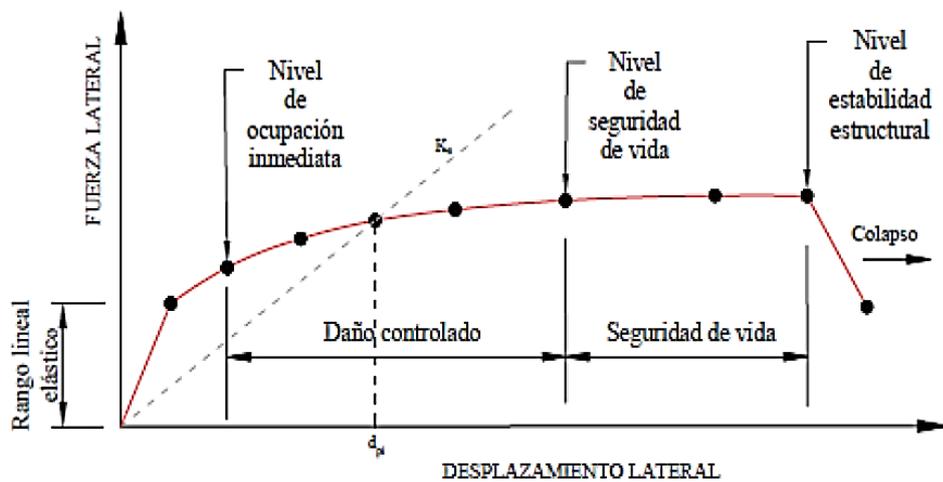
c) Nivel de Seguridad de Vida (LS)

Existen daños de carácter grave en elementos no estructurales, mientras que en los elementos estructurales se define como daños moderados. La rigidez y resistencia lateral se encuentra reducida en un gran porcentaje. Garantiza la vida de los ocupantes, pero el costo de la reparación es muy elevado [26]

d) Nivel de Prevención de Colapso (CP)

La estructura se encuentra muy cercana al colapso debido a la pérdida de su resistencia y rigidez original, soportando únicamente la carga gravitacional. Los servicios de evacuación están interrumpidos, no es reparable [26]

Figura 9: Curva de capacidad y niveles de desempeño



Fuente: ATC-40, (1996)

1.1.3.19. Hormigón como material estructural

El origen del hormigón se le atribuye al albañil Joseph Aspdin el cual quemó arcilla y yeso para cementar en el año de 1824. Este acontecimiento histórico se lo realizó en la península de Portland, sur de Inglaterra.

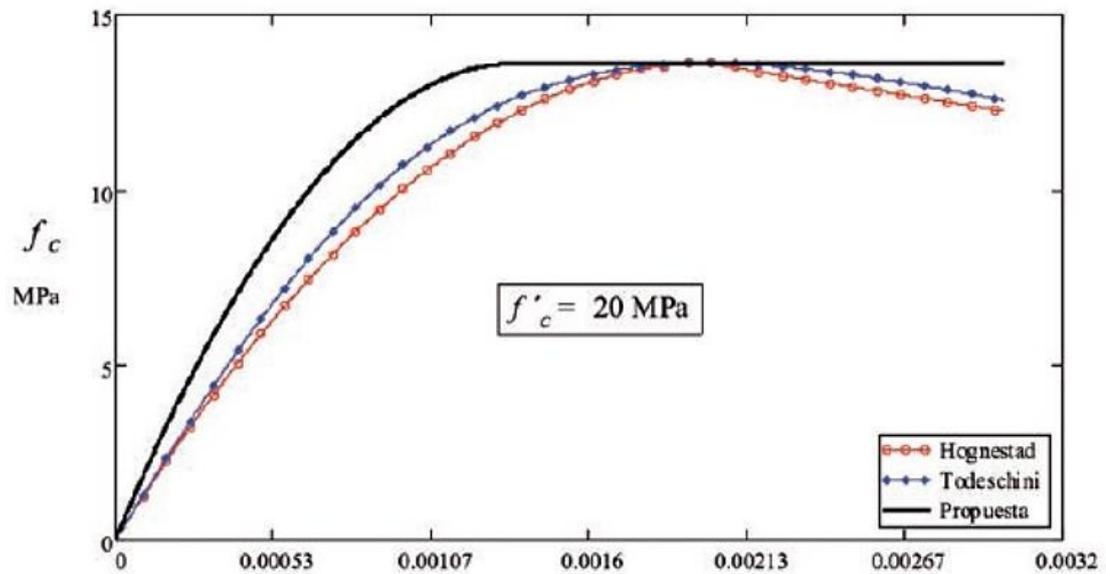
La resistencia a la compresión es la característica mecánica que define al hormigón. Se lo puede describir como la capacidad de soportar una carga por unidad de área y se expresa en términos de esfuerzo, las unidades más usadas en nuestro medio son: kg/cm² o MPa.

Desde hace décadas se han realizado un sin número de investigaciones sobre la naturaleza que posee la relación esfuerzo-deformación del hormigón, sin resultados óptimos que arrojen un modelo exacto.

Luego de varios estudios, resalta el realizado por E. Hognestad (1955), donde se expone la relación curvilínea de esfuerzo-deformación hasta el punto donde el concreto alcanza su máxima resistencia, a partir de esta zona en adelante; con el aumento de deformaciones, los esfuerzos resistentes del concreto disminuyen hasta su rotura [27]

Para el modelo de Todeschini (1964) la curva se puede describir por una sola parábola, donde la resistencia máxima se alcanza para una deformación del concreto $\varepsilon_0 = 0.002$ y cuando falla $\varepsilon_{cu} = 0.003$. Estos valores no se deben tomar como definitivos [27]

Figura 10: Comparación modelo Esfuerzo – Deformación del hormigón



Fuente: E. Villagrán, Modelo Esfuerzo-Deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004

1.1.3.20. Acero como material estructural

El acero es una aleación de hierro y carbono, habitualmente menos del 2%. A partir de mediados del siglo XVIII se convirtió como un material más para elementos estructurales, después de haber sido utilizados para otros fines.

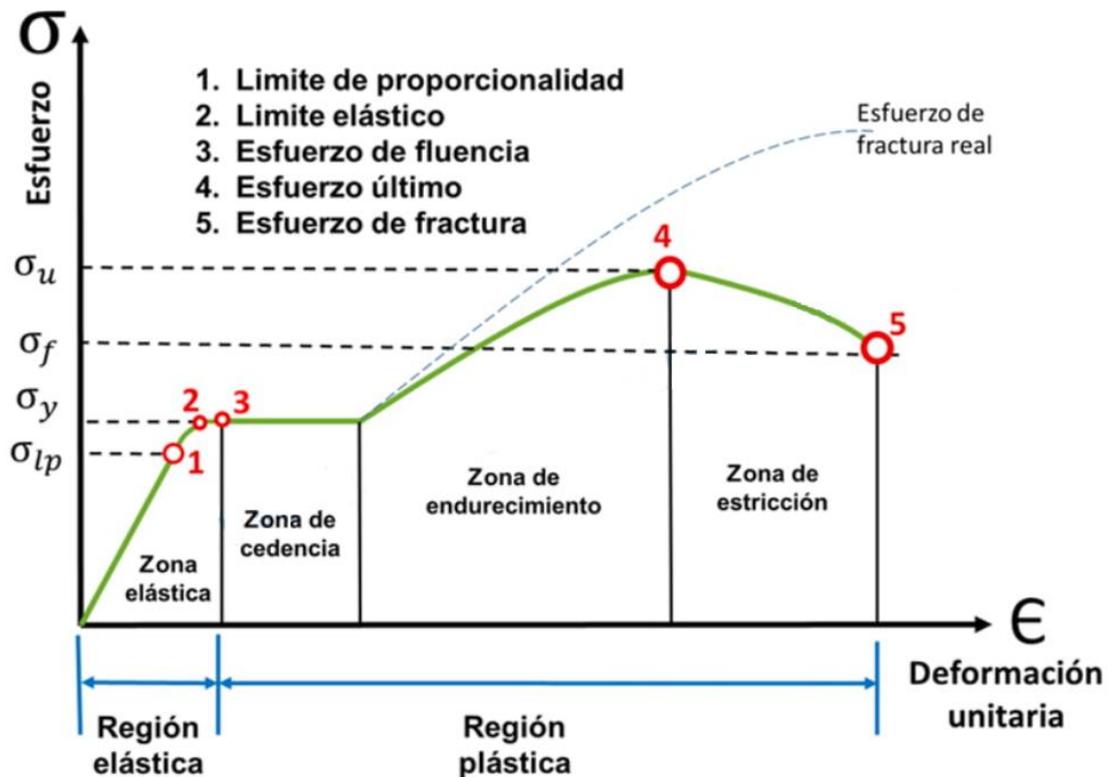
Tiene mayor resistencia a tracción y flexión. Sus secciones resistentes necesarias son reducidas ya que proporcionan alta resistencia mecánica por lo que los elementos estructurales son ligeros. El mayor inconveniente es su alto costo, lo que es reducible con el fácil montaje que posee.

Las fuerzas de tensión en materiales elástico como el acero hacen que se cumpla la ley de Hook, la cual establece una relación entre el esfuerzo y la deformación de carácter proporcional. Es decir, la deformación que sufra el material será consecuente del esfuerzo resistido por el material. Su deformación específica a la rotura es mayor o igual al 5%, caso contrario es material frágil. Se puede decir que el acero tiene una gran capacidad de deformación en comparación al hormigón [28]

El diagrama de esfuerzo deformación puede ser caracterizado por las diferentes zonas críticas:

- **Zona elástica:** El acero se comporta de forma elástica
- **Zona de cedencia:** Esta zona se presenta después de que el material experimente deformaciones de carácter elástico. El acero comienza a experimentar deformación plástica con un esfuerzo constante.
- **Zona de endurecimiento:** Después de atravesar la zona de cedencia, es necesario el aumento de esfuerzo que haga que el acero experimente una deformación y al mismo tiempo un endurecimiento. Por lo que el material vuelve a aumentar su dureza hasta llegar al punto de esfuerzo máximo.
- **Zona de estricción:** Básicamente es la zona que debe atravesar el acero desde el esfuerzo máximo hasta el esfuerzo que produzca su rotura. Esta zona se caracteriza porque el acero ya solo soporta esfuerzos de forma decreciente y se empieza a formar un cuello en alguna parte de su cuerpo [28]

Figura 11: Diagrama Esfuerzo-Deformación del acero



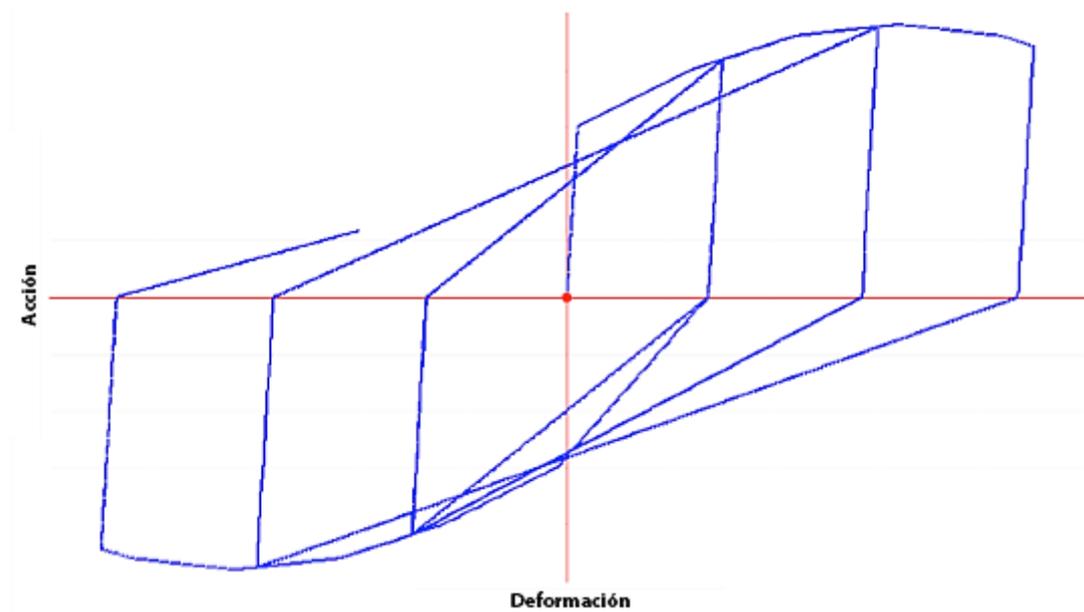
Fuente: De Ingenierías, Diagramas esfuerzo deformación

1.1.3.21. Modelo de Histéresis

Es la capacidad de un material de conservar una de sus propiedades cuando un estímulo deja de aplicarse en este. Existen varios comportamientos de este fenómeno.

El modelo Takeda utiliza una curva de histéresis degradada siendo un modelo que representa mejor al concreto. Las cargas representadas son a lo largo de segmentos elástico, al darle esta carga la curva sigue una línea secante a la curva de carga pero en la dirección contraria [29]

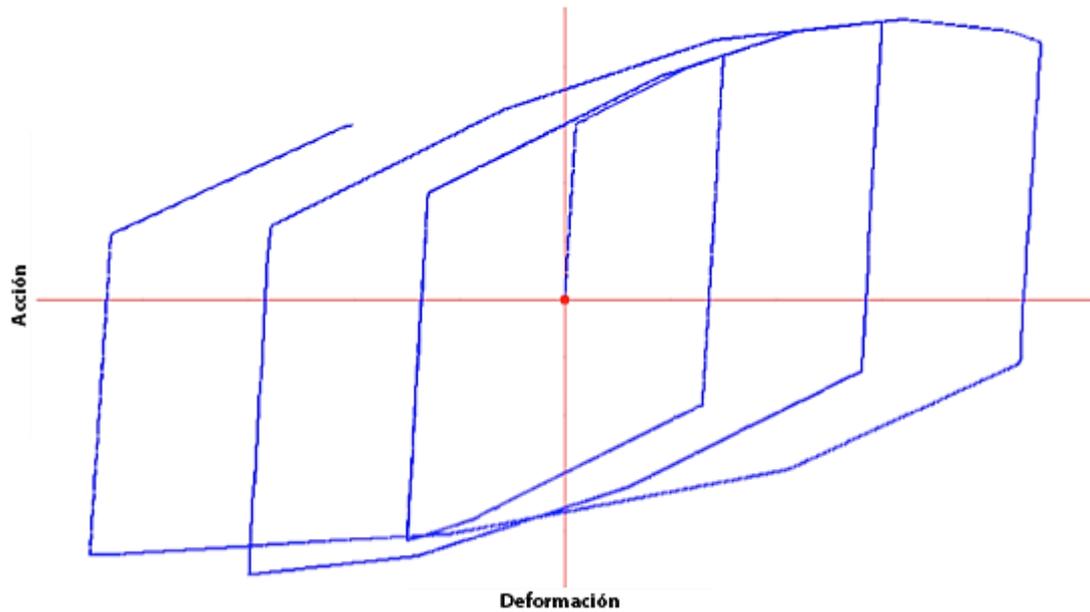
Figura 12: Modelo de histéresis Takeda



Fuente: C. Medina, Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRH

El modelo Kinemático disipa mayor energía que el Takeda. El realizar la acción carga-descarga, la curva sigue un patrón el cual se basa en segmentos paralelos de la misma longitud y sus pares opuestos, esta acción se produce hasta que se vuelve a juntar con la curva patrón [29]

Figura 13: Modelo de histéresis Kinemático



Fuente: C. Medina, Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRH

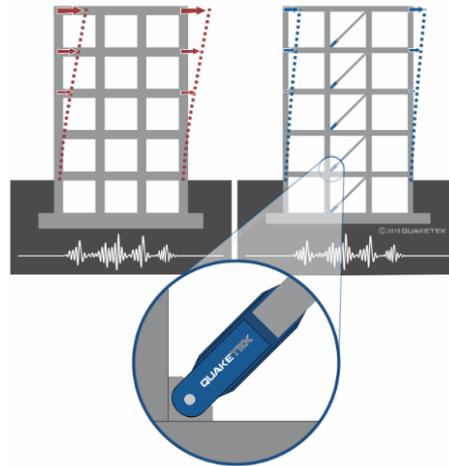
1.1.3.22. Sistemas de protección sísmica

Son una alternativa al diseño convencional ya conocido, tiene como objetivo reducir:

- Aceleraciones de entrepiso
- Deformaciones laterales
- Daño sísmico

Este tipo de mecanismos proporciona un amortiguamiento adicional a la estructura y formara parte del balance sísmico [30]

Figura 14: Sistemas de protección sísmica



Fuente: Quaketek, Protección sísmica

El balance energético se lo representa de la siguiente manera:

$$E = E_c + E_e + E_h + E_d$$

Donde:

E = Energía absoluta de entrada que el sismo induce a la estructura

E_c = Energía cinética absoluta generada por la estructura

E_e = Energía de deformación elástica

E_h = Energía disipada por la deformación de la estructura

E_d = Energía disipada por el amortiguamiento adicional [31]

1.1.3.23. Disipadores de energía histeréticos

Son dispositivo que contribuyen a la disipación de energía de un edificio cuando un sismo se hace presente. Esta disipación de energía ocurre debido a la deformación plástica de los materiales que constituyen al dispositivo, estos pueden ser: plomo, acero, cobre, etc. Entre los diseños más destacados en este tipo de disipadores de energía se encuentran los denominados ADAS, TADAS, LSB, SLB y BRB [32]

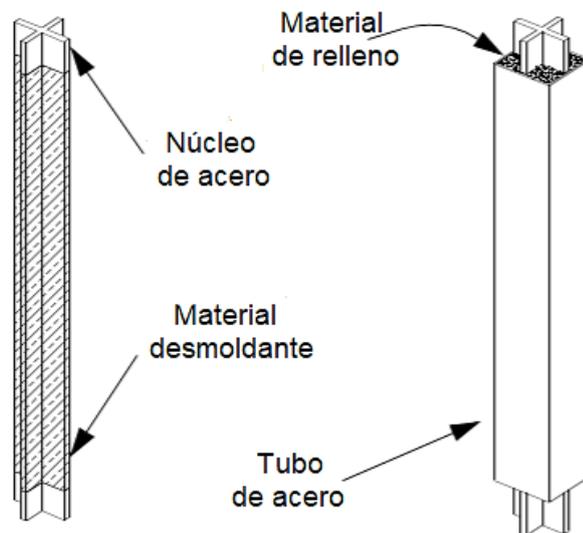
1.1.3.23.1. Dispositivos BRB

Por sus siglas en inglés Buckling Restrained Brace (BRB) son disipadores de energía que tiene como característica un núcleo de acero envuelto por una capa desmoldante y

posteriormente por una capa, habitualmente, de hormigón. Se diferencia de otros tipos de disipadores por soportar cargas de compresión sin presentar pandeo elástico, proporcionando rigidez lateral, torsional y amortiguamiento a la estructura minimizando la incursión inelástica de la estructura. [31]

Los diafragmas de piso deben transmitir las fuerzas a los BRB, estos dispositivos deben colocarse en ángulo recomendados de 30 a 60 grados. Debido a su capacidad simétrica $T=P$, no es necesario colocarlo de forma alternada para que trabajen a compresión y otros a tracción [31]

Figura 15: Componentes de los dispositivos BRB



Fuente: P. Clark, Effect of local buckling core plate restraint in buckling restrained braces

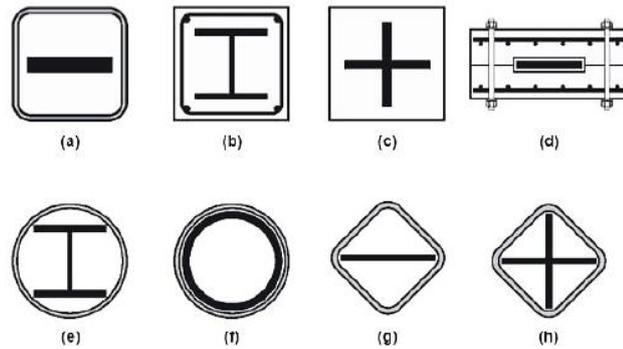
Núcleo: Es la sección de acero diseñado para que forme la principal fuente de disipación de energía. El más utilizado en estos dispositivos es el A36.

Material desmoldante: Tiene como objetivo evitar la adherencia del material de relleno y el núcleo, también cumple con la función de evitar el desgaste del núcleo por el rozamiento.

Material de relleno: Se usa principalmente mortero de baja densidad o concreto, los cuales tienen como objetivo restringir el pandeo del núcleo.

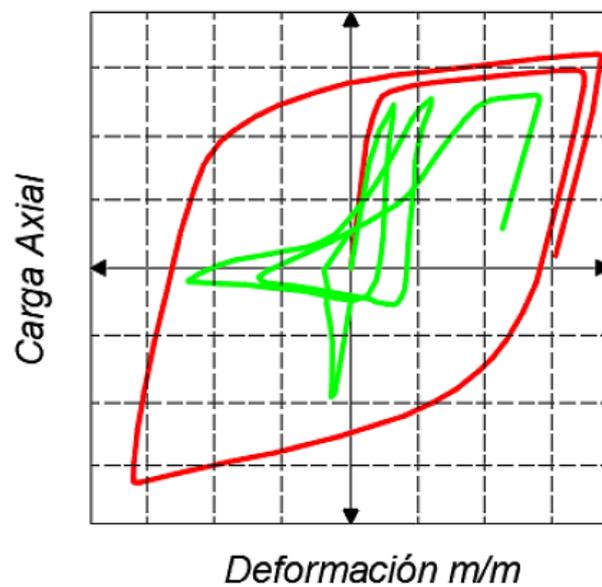
Camisa o tubo de acero: No resiste carga axial, pero su diseño se basa para que la carga de pandeo elástico sea mayor o igual a 1.5 veces de la del núcleo [33]

Figura 16: Secciones transversales de diferentes tipos de BRB diseñados en japon



Fuente: M. Nakashima, Effect of local buckling core plate restraint in buckling restrained braces

Figura 17: Comportamiento de riostra convencional (color rojo), comportamiento con pandeo restringido (color verde)



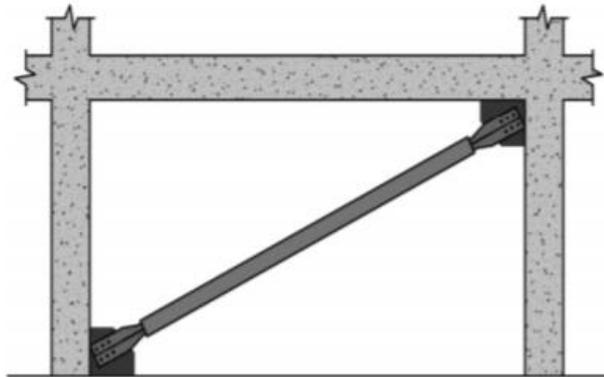
Fuente: G. Coeta, Pruebas experimentales en un marco de concreto reforzado equipado con disipadores de energía sísmica.

Existen varias formas para colocar los dispositivos BRB, las cuales se definirán para obtener los resultados óptimos. Entre las configuraciones más comunes se encuentran:

a) Configuración tipo Diagonal

Esta posición permite conectar dos nudos de pisos que se encuentran continuos, lo que forma una diagonal en el pórtico. Esta configuración se destaca al ser la opción más económica, pero tiene más probabilidades de sufrir el fenómeno de pandeo [34]

Figura 18: Configuración tipo Diagonal



Fuente: Kevin Dunn, Comportamiento de estructuras con dispositivos antisísmicos

b) Configuración tipo Chevron

Al utilizar dos disipadores que se intersecan en el punto medio de la viga, es la opción más costosa al tener que invertir en más material. Posee una gran ventaja y es que esta configuración permite que un dispositivo trabaje a tracción y la otra a compresión, anulando las componentes respectivas de carga axial [34]

Figura 19: Configuración tipo Chevron



Fuente: Kevin Dunn, Comportamiento de estructuras con dispositivos antisísmicos

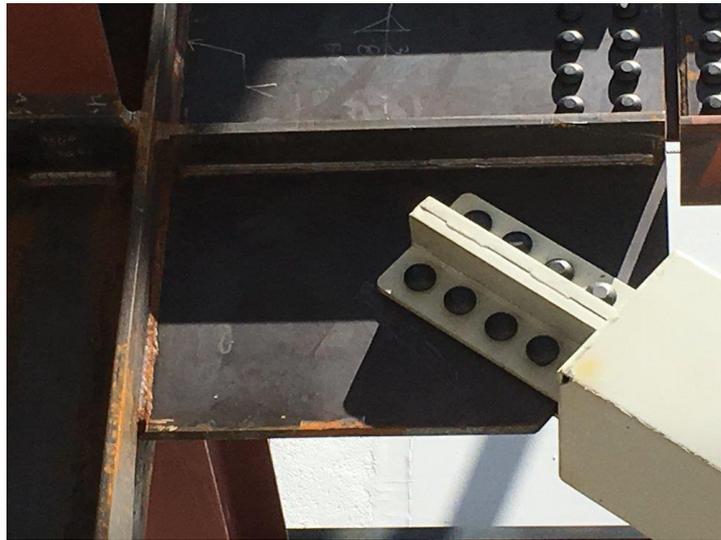
Las conexiones que deben adoptar los disipadores BRB toma, mucha relevancia, ya que debe permanecer en su rango elástico en todo momento y rigidizar los extremos

de los disipadores para que posteriormente no se produzca el efecto pandeo. Las más empleadas son:

a) Conexión Apernada

Es la más común y consiste en conectar el dispositivo con el nudo mediante una placa y pernos. La cantidad de pernos estará justificada para obtener una resistencia que supere a la del núcleo [5]

Figura 20: Conexión Apernada



Fuente: Rinne & Peterson

b) Conexión Rotulada

La conexión entre nudo y disipador es mediante un pasador a manera de articulación. Este mecanismo permite mayor libertad a la hora de girar lo que permite eliminar la probabilidad que existan momentos generados por las derivas de piso, por el contrario, induce a la degradación de la rigidez cuando el BRB es sometido a cargas laterales [5]

Figura 21: Conexión Rotulada



Fuente: Shell Buckling

c) Conexión Soldada

Es similar a la conexión apernada, el cambio sustancial es en sus materiales. La conexión soldada sustituye a los pernos por cordones de soldadura con garganta y longitud que deben ser calculadas [5]

Figura 22: Conexión Soldada



Fuente: DISIPA

1.1.4. Hipótesis

La implementación de disipadores de energía tipo BRB influye en el comportamiento sísmico de un edificio de hormigón armado de tipo esencial.

1.1.4.1. Variable dependiente

Comportamiento sísmico de un edificio de hormigón armado de tipo esencial.

1.1.4.2. Variable independiente

Implementación de disipadores de energía tipo BRB.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Desarrollar el análisis comparativo del comportamiento sísmico de una estructura de hormigón armado de diseño convencional frente a un modelo con disipadores histeréticos tipo BRB.

1.2.2. Objetivos específicos

- Efectuar el prediseño de elementos estructurales de hormigón.
- Analizar el comportamiento sísmico del diseño convencional de la edificación de hormigón armado en base al método estático lineal y bajo parámetros establecidos por la NEC-15 y ACI 318-14.
- Realizar el método dinámico lineal bajo parámetros establecidos por la NEC-15 y ACI 318-14 del diseño convencional de la edificación de hormigón armado.
- Diseñar los elementos que componen cada uno de los disipadores de energía histeréticos tipo BRB utilizados en la estructura en estudio bajo el criterio del AISC 341-16.
- Determinar el desempeño sísmico de la edificación mediante la ejecución del análisis estático no lineal, de ambos diseños estructurales.
- Establecer un análisis comparativo de la relación costo/beneficio que presentan cada uno de los diseños presentados.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1. Materiales y Equipos

2.1.1. Materiales

- Artículos de oficina: lápiz, calculadora, cuadernos de apuntes, etc.
- Material bibliográfico: Articulo científicos, tesis, normas, apuntes académicos, etc.
- Planos arquitectónicos.

2.1.2. Equipos

Tabla 3: Equipos utilizados

Descripción	Especificaciones
Software de cálculo estructural.	Versión libre
Excel 	Versión 16.0.14 (Office 365)
Word 	Versión 16.0.14 (Office 365)
Computadora Portátil 	Hp Notebook 15-da0148ns Core i7

	Nvidia GEFORCE Disco Duro 1 Tb
--	-----------------------------------

2.2. Métodos

2.2.1. Preparación de datos para la modelación de la estructura

2.2.1.1. Datos generales

El trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de una edificación de hormigón armado de tipo esencial, donde se implementará al diseño convencional disipadores de energía tipo BRB. La edificación en análisis se encuentra en proceso de anteproyecto y será modelada en el programa de cálculo estructural considerando las siguientes especificaciones.

Tabla 4: Especificaciones del proyecto

NOMBRE DEL ANTEPROYECTO	Construcción de Edificio médico BIOIMAGENES LAB.
UBICACIÓN	El lote donde se prevé implantar el proyecto cuenta con 1349 m ² , mientras que el área de construcción es de 291,38 m ² a expensas de ampliación. La zona se encuentra en la provincia de Tungurahua, ciudad de Ambato en la Av. Manuelita Sáenz y Fray José Julio María Matovelle
NÚMERO DE PISOS	6

Figura 23: Ubicación del proyecto



Fuente: Google Earth

2.2.2. Plan de procesamiento y análisis de información

1. Realizar el prediseño de elementos estructurales de hormigón armado que formaran parte del sistema estructural de la edificación.
2. Modelar la estructura en estudio mediante un software de cálculo estructural.
3. Realizar los chequeos pertinentes para estimar que el diseño de la estructura cumpla con los criterios sismorresistentes y especificaciones de la norma NEC.
4. Asignar rótulas plásticas a los elementos estructurales.
5. Realizar el análisis estático no lineal del diseño convencional.
6. Diseñar los disipadores de energía hysteréticos tipo BRB que vayan a formar parte del sistema estructural de la edificación de hormigón armado.
7. Modelar la estructura con los disipadores de energía diseñados.
8. Analizar el comportamiento sísmico de la estructura con los disipadores diseñados.
9. Realizar una comparación del comportamiento sísmico de la estructura con disipadores de energía hysteréticos tipo BRB y sin estos.

10. Estimar el valor económico que presentan los dos tipos de estructura analizados.

11. Exponer la relación costo/beneficio que presenta la estructura de hormigón armado con los disipadores de energía en estudio.

2.2.3. Recolección de datos

El día 5 de Enero fue entregado los planos arquitectónicos del anteproyecto del Edificio Médico BIOIMAGENES LAB a cargo del Ing. Ortiz, con el motivo de recolectar información necesaria para el modelamiento de la estructura.

2.2.3.1. Caracterización estructural

En la siguiente tabla se describe la distribución y el uso que tendrá cada una de las plantas que constituye el edificio médico BIOIMAGENES LAB, que se pretende implementar en la Avenida Manuelita Sáenz en base a los planos arquitectónicos en estudio.

Tabla 5: Ocupación y uso de cada nivel del edificio médico BIOIMAGENES LAB.

DESCRIPCIÓN		
# PISO	NIVEL DE PISO	OCUPACIÓN DE PISO
0	Nv + 0.00	Ingreso de personas, sala de recepciones, espacios para recuperación de pacientes, toma de ecografías, espacios para la toma de resonancia magnética y tomografías.
1	Nv + 3.20	Se utilizará para la instalación de consultorios independientes con sus respectivos equipos médicos
2	Nv + 6.40	Se utilizará para la instalación de consultorios independientes con sus respectivos equipos médicos

3	Nv + 9.60	Se utilizará para la instalación de consultorios independientes con sus respectivos equipos médicos
4	Nv + 12.80	Se utilizará para la instalación de consultorios independientes con sus respectivos equipos médicos
5	Nv + 16.00	Se utilizará para la instalación de consultorios independientes con sus respectivos equipos médicos
Techo	Nv + 19.20	Terraza sin ocupación

2.2.3.2. Estructura en análisis

Figura 24: Planta baja

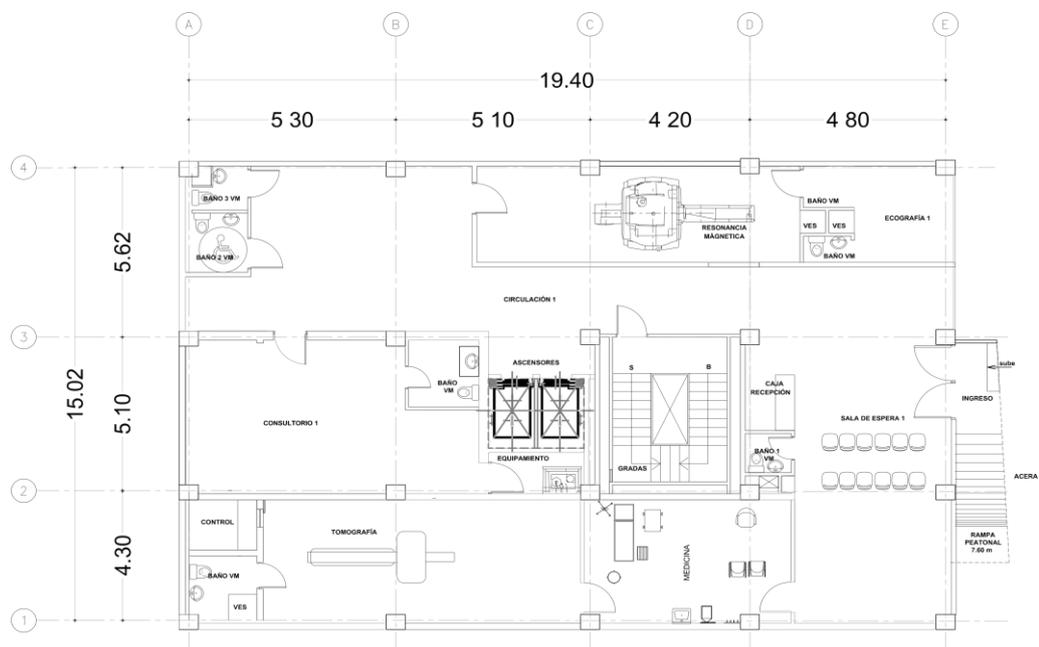
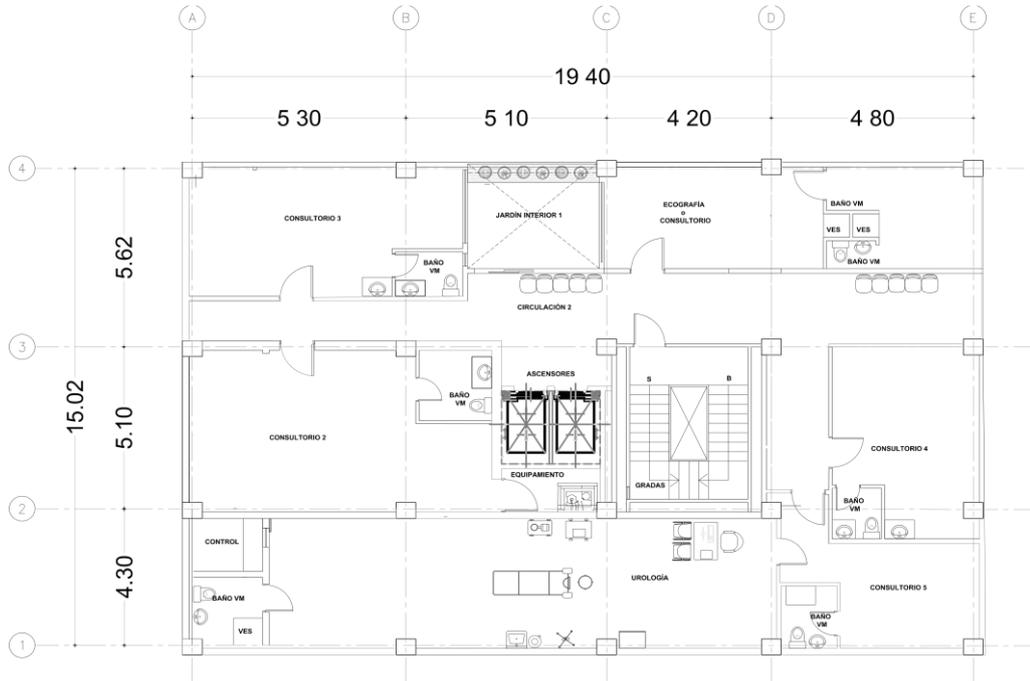


Figura 25: Planta alta tipo



CAPÍTULO III

3.1. Determinación de cargas

3.1.1. Carga muerta

Tabla 6: Peso propio de losa alivianada de 25 cm

Material	Carga gravitacional
Peso del hormigón	2400 kg/m ³
Loseta de compresión 0,05m x 1m x1m x2400	120 kg/m ²
Nervios longitudinales 0,20x1x0,1x2x2400	96 kg/m ²
Nervios transversales 4x0,2*0,4*0,1*2400	76,8 kg/m ²
Alivianamientos 8*8,5	110 kg/m ²
PP	402,8 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Carga por recubrimiento superior e inferior: 40 kg/m²

Carga por mampostería: 180 kg/m²

3.1.2. Carga viva

Para determinar este valor debemos establecer el valor ocupacional que tendrá la estructura en estudio, el cual es de edificio clínico. Se opta por tomar un valor de carga viva de: 400 kg/m², carga más crítica considerada por la NEC-CARGAS NO SÍSMICAS en hospitales ya que se estima que el edificio posea una considerable carga gravitacional por los posibles equipos clínicos que se puedan implementar en los diversos consultorios en alquiler. Para el caso del techo se utiliza una carga viva estimada de: 100 kg/m²

3.2. Definición de materiales

- Resistencia a compresión del hormigón: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia del acero: $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del hormigón

Ecuación 1: Módulo de elasticidad del hormigón con materiales de Ambato

$$E_c = 13100\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 13100\sqrt{240\text{kg/cm}^2}$$

$$E_c = 202944.33 \text{ kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Losa alivianada

3.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

3.3.1. Losa alivianada bidireccional

El diseño de elementos estructurales se lo realiza por cargas gravitacionales y limitantes propuestas por la NEC y ACI.

Para el espesor de la losa maciza bidireccional se utiliza una fórmula simplificada en el medio constructivo ecuatoriano que deriva de la proporcionada por el ACI 318-14.

$$h = L_c * 0,03$$

$$h = 5,62\text{m} * 0,03$$

$$h = 0,1686 \text{ m}$$

Donde:

L_c = Longitud más grande del tablero crítico en metros.

En Ecuador es común el uso de losa alivianada debido a motivos económicos por lo que debemos utilizar una losa de este estilo que posea una inercia similar a la losa maciza calculada anteriormente. La losa alivianada que más se asemeja es aquella con espesor de 25 cm.

3.3.2. Columnas de hormigón armado

Para obtener el área de hormigón requerido en columnas se debe despejar de la ecuación que determina la carga axial máxima en columnas.

$$P_u = 0,85f'_c * A_g + A_s * f_y$$

Donde:

A_g = Área de hormigón bruto

A_s = Área del acero

El ACI 318-14 recomienda que el área de refuerzo longitudinal contenido en las columnas no sea inferior al $0,01A_g$ ni superior a $0,08A_g$, además se opta por obtener el área necesaria para el punto balanceado de una columna donde esta se encuentra en una situación crítica. Se estima que la carga del punto balanceado es $\frac{1}{3}P_u$ por lo que la ecuación para calcular el área de hormigón en columna se resumiría de la siguiente manera:

$$A_g = \frac{3P_u}{0,85f'_c * 0,012f_y}$$

Para el cálculo del P_u se toma en cuenta la carga que corresponde a la columna (área tributaria), esto se realiza en base a la suma total de la carga muerta y viva que existe en cada piso. Se recomienda diseñar con los datos de la columna más crítica y aplicar un factor de mayorización que considere el peso propio de la columna el cual será $F_c = 1,2$

Tabla 7: Longitudes para estimación de área tributaria

Datos arquitectónicos		
L1	5,30	m
L2	5,10	m
L3	5,62	m
L4	5,10	m
At	27,87	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8: Datos para calcular P_u

Cargas gravitacionales		
Cm 1	0,63	tn/m ²
Cv 1	0,40	tn/m ²
Pisos	5	u
Cm2	0,63	tn/m ²
Cv 2	0,10	tn/m ²
Pisos	1	u

Fuente: Elaboración propia

$$Pu = (1,2CV + 1,6CM) * At * Fc$$

$$Pu = (1,2 \left(6 * 0,63 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(5 * 0,40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} + 0,10 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \right)) * 27,87 \text{m}^2 * 1,2$$

$$Pu = 264,07 \text{ tn}$$

Sustituimos para estimar el área de concreto en columna

$$Ag = \frac{3 * 264073,824 \text{ kg}}{0,85 * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,012 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Ag = 3114 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones sugeridas para columnas son de 60 x 65 cm, las cuales arrojan un área de concreto de 3900 cm². Se realizará el modelado de las columnas en base a criterios sismorresistentes.

Tabla 9: Resumen de datos de columnas principales

Datos Generales		
Ancho	60	cm
Prof	65	cm
var a	5	u
var p	5	u
φ lon	18	mm
φ esq	20	mm
φ est	10	mm
rec	2,50	cm
Datos Específicos		
Num	16	u
bc	54,00	cm
pc	59,00	cm
Ac	3186,00	cm ²
Ag real	3900,00	cm²
As esq	3,14	cm ²
As long	2,54	cm ²
As tot	43,10	cm ²
Cuantía	1,11%	OK
sep a	10,90	OK
sep p	12,15	OK
Confinamiento		
Lo	65	cm

sep max	10	cm
Ash	2,78	cm ²
As est	0,79	cm ²
Vinchas	4	u

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se reduce la sección de columnas desde el piso 4 ya que la carga gravitacional será menor en estos pisos; se tiene que tomar en cuenta las facilidades constructivas y beneficios económicos. Para que no exista concentración de esfuerzos, la reducción en columnas no debe exceder la pendiente 1:6.

Tabla 10: Resumen de reducción de columnas

Datos de columna		
Ancho	55	cm
Prof	60	cm
var a	5	u
var p	5	u
φ lon	18	mm
φ esq	20	mm
φ est	10	mm
rec	2,50	cm
Cálculos		
Num	16	u
bc	49,00	cm
pc	54,00	cm
Ac	2646,00	cm ²
Ag real	3300,00	cm²
As esq	3,14	cm ²
As long	2,54	cm ²
As tot	43,10	cm ²
Cuantía	1,31%	OK
sep a	9,65	OK
sep p	10,90	OK
Confinamiento		
Lo	60	cm
sep max	10	cm
Ash	2,52	cm ²
As est	0,79	cm ²
Vinchas	4	u

Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Vigas de hormigón armado

Para el predimensionamiento de vigas se emplea el método de pórticos equivalentes, es necesario conocer la longitud crítica y las longitudes perpendiculares aledañas, además de las cargas muertas y vivas pertenecientes al uso de cada piso

$$Me = \frac{wl_t l_v^2}{8}$$

Donde:

w = Carga mayorizada de la carga viva y muerta en tn/m²

l_v = Longitud crítica para diseño menos sección de columna predimensionada

l_t = Promedio de las longitudes transversales

Tabla 11: Longitudes para la estimación de Me

<i>Datos arquitectónicos</i>		
l_v	5,62	m
l_{t1}	5,30	m
l_{t2}	5,10	m

Fuente: Elaboración propia

La teoría nos indica que el 65% Me se va a la franja de columna y de este, el 85% se redirecciona a la viga, además como en las columnas, se debe tomar en cuenta un factor que tome en cuenta el peso propio de vigas F_v . Lo que induce a que el Momento de diseño se calcule de la siguiente manera

$$Md = Me * 0,65 * 0,85 * F_v$$

Momento de diseño en viga crítica de planta alta tipo:

$$Me = \frac{\left(1,2 * 0,63 \frac{tn}{m^2} + 1,6 * \frac{0,4tn}{m^2}\right) * \frac{5,3m + 5,1m}{2} * (5,62m - 0,65m)^2}{8}$$

$$Me = 22,41 \text{ t.m}$$

$$Md = 22,41 \text{ tn.m} * 0,65 * 0,85 * 1,2$$

$$Md = 14,86 \text{ tn.m}$$

Una vez se obtiene el momento de diseño se establece un ancho de viga para calcular la altura de esta. En este caso se asume de 35 cm de ancho, con este dato se estima la altura de la viga mediante la fórmula empírica.

$$h = \sqrt{\frac{Md * 1000}{0,145f'c * b}} + \text{recubrimiento}$$

$$h = \sqrt{\frac{14,86 \text{ tn. m} * 100000}{0,145 * 240\text{kg/cm}^2 * 35\text{cm}}} + 2,5 \text{ cm}$$

$$h = 37 \text{ cm}$$

Se establece que la altura de la viga será de 40 cm para no trabajar en los límites del diseño y que la inercia en sentido gravitacional sea mayor. Estas mismas dimensiones serán utilizadas para ubicarlas en el techo.

Tabla 12: Resumen de vigas

	<i>Planta Alta</i>	<i>Techo</i>	<i>u</i>
<i>Cm</i>	0,63	0,63	tn/m2
<i>Cv</i>	0,40	0,10	tn/m2
<i>Cu</i>	1,40	0,92	tn/m2
<i>Me</i>	22,41	14,71	tn-m
<i>Md</i>	14,86	9,75	tn-m
<i>b col</i>	65	60	cm
<i>b</i>	35	35	cm
<i>h</i>	37	31	cm
<i>h def</i>	40	40	cm
<i>rel</i>	1,14	1,14	
	OK	OK	
<i>d</i>	35,60	35,60	cm

Fuente: Elaboración propia

3.4. Modelación de la estructura

Las siguientes imágenes representan el proceso de modelamiento de la estructura en software especializado.

3.4.1. Ejes y altura de entrepiso

Figura 26: Dimensiones de cada eje

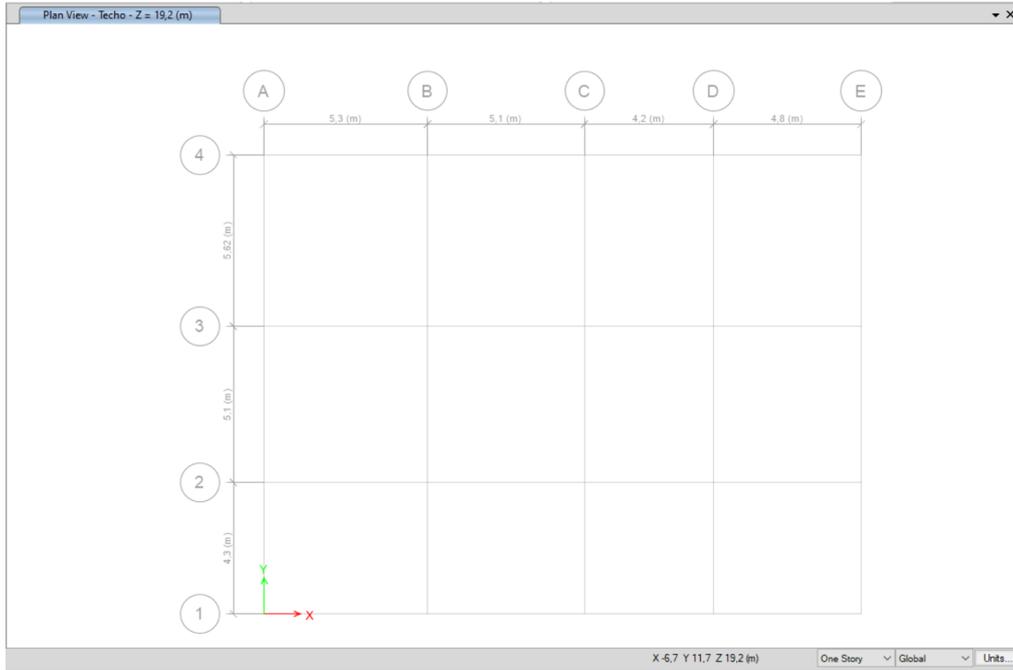


Figura 27: Altura de entrepiso

Story	Height (m)	Elevation (m)	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height (m)	Story Color
Techo	3.2	19.2	No	Piso 4	No	0	Yellow
Piso 5	3.2	16	No	Piso 4	No	0	Grey
Piso 4	3.2	12.8	Yes	None	No	0	Blue
Piso 3	3.2	9.6	No	Piso 1	No	0	Green
Piso 2	3.2	6.4	No	Piso 1	No	0	Cyan
Piso 1	3.2	3.2	Yes	None	No	0	Red
Base		0					

3.4.2. Definición de materiales

Figura 28: Propiedades del concreto

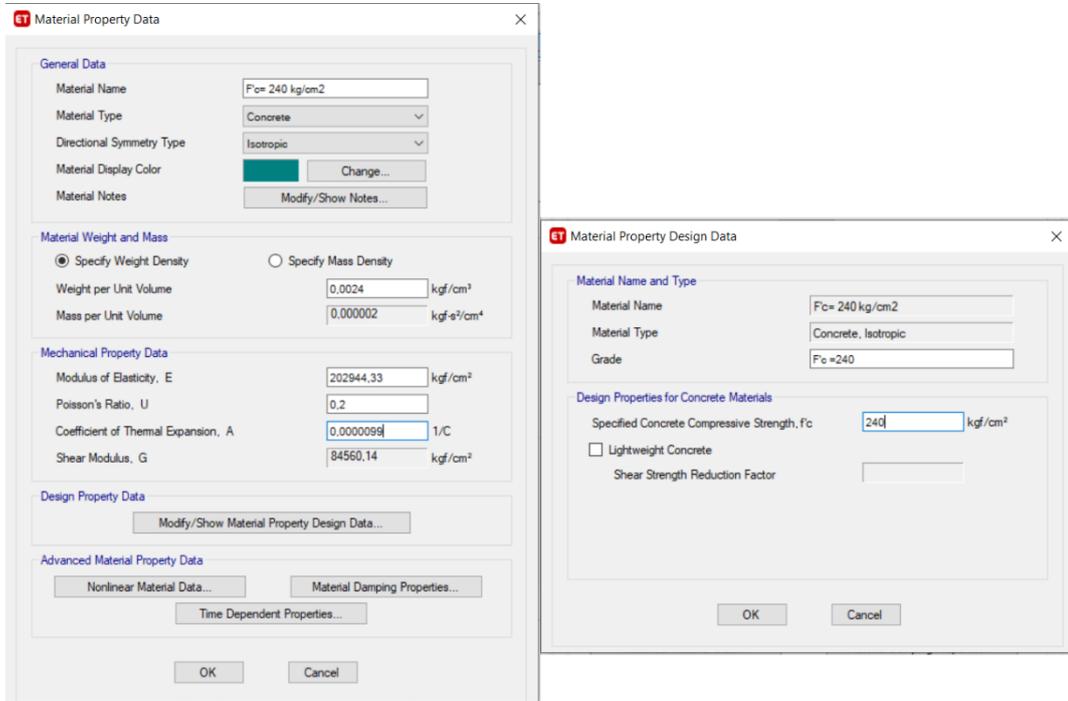
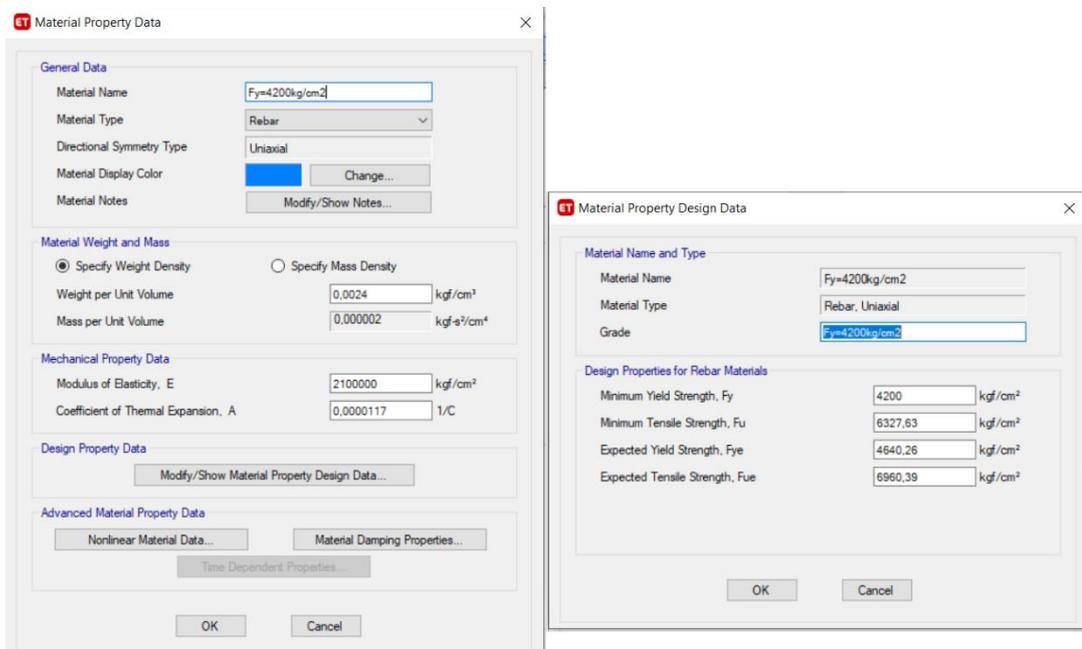


Figura 29: Propiedades del acero



3.4.3. Elementos Estructurales

Figura 30: Columnas 60x65

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C60x65

Material: F_c= 240 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 60 cm

Width: 65 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK

Cancel

Figura 31: Columnas 55x60

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C55x60

Material: F_c= 240 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 55 cm

Width: 60 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK

Cancel

Figura 32: Vigas 35x40

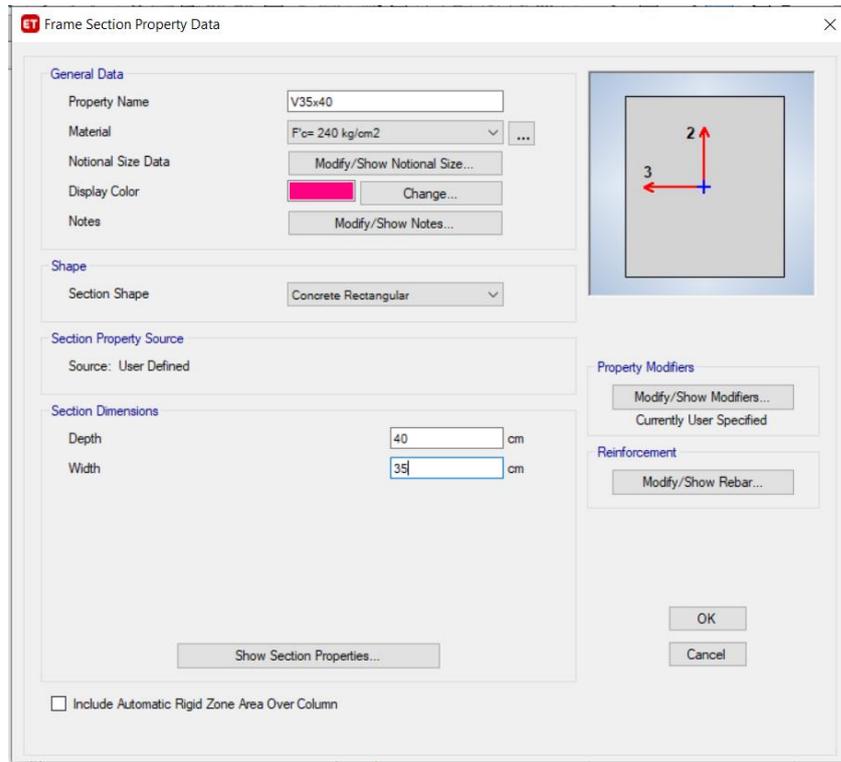
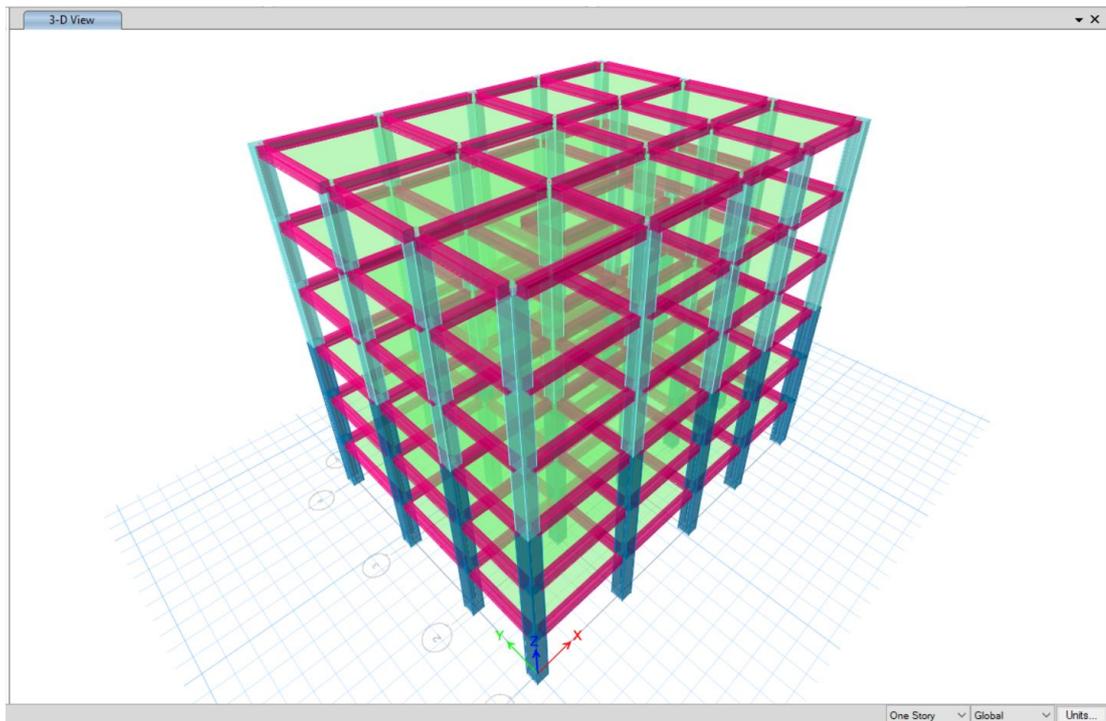


Figura 33: Vista general en 3D de elementos estructurales predimensionados



3.5.Procedimientos para el análisis estructural

El análisis estructural realizado en este proyecto se realizará mediante metodologías que deben ser aplicados al diseño sismorresistente en estructuras mediante la NEC-SE-DE-DS 2015 y algunos criterios estructurales mencionados por el ACI 318-14. Se diseña la edificación mediante un sismo de diseño el cual tendrá una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno estimado: 475 años).

Para el cálculo de la rigidez y las derivas máximas de la estructura se debe colocar valores de inercias agrietadas en los elementos estructurales según la NEC 15.

- $0,5 I_g$ para vigas
- $0,8 I_g$ para columnas
- $0,6 I_g$ para muros estructurales

Estos valores son aplicados en las propiedades de los elementos estructurales creados en el ETABS.

3.5.1. Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas según la NEC-15

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_e} W$$

Donde:

I= Factor de importancia según NEC-2015

S_a= Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño

R= Factor de reducción de respuesta estructural

ϕ_p =Coeficiente de penalización por configuración en planta

ϕ_e = Coeficiente de penalización por configuración en elevación

W= Carga sísmica reactiva

El caso general de la carga sísmica reactiva W, es que esta se defina por el peso muerto de la estructura. La NEC 15 exceptúa esta definición cuando la estructura en estudio

posee un alto peso de carga viva por bodega, en esta caso W se la define de la siguiente manera.

$$W = D + 0,25L_i$$

Donde

D = Es la carga muerta del edificio

L_i = Es la carga viva del piso i

Periodo de vibración T

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

h_n = Altura máxima de la estructura en metros.

Tabla 13: Coeficientes C_t y α dependiendo del tipo de estructura

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-2015

$$T = 0,055 * 19,2^{0,9}$$

$$T = 0,79 \text{ s}$$

Perfil de suelo según NEC-SE-DS-15

Se estima un perfil de suelo tipo D para la implantación del proyecto.

Tabla 14: Perfil de suelo estimado

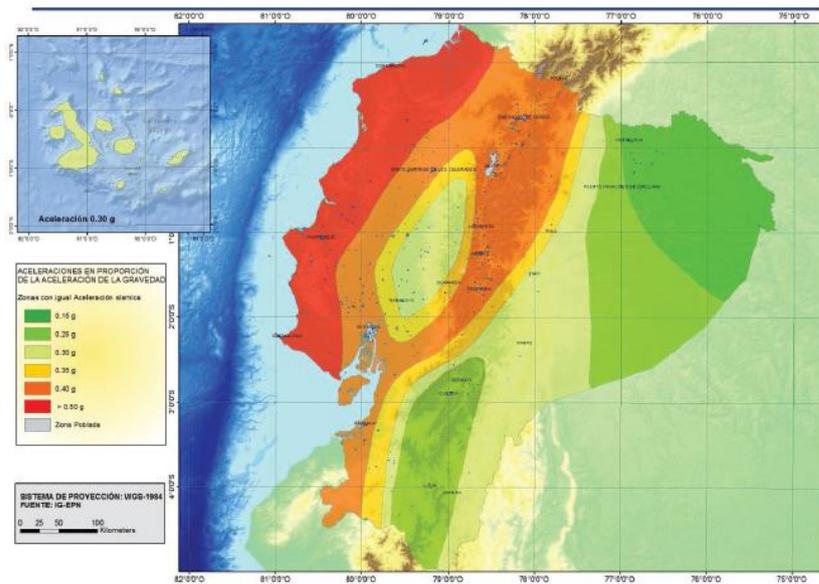
Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Factor de zona (Z)

La ubicación del proyecto en estudio se encuentra en Ambato, zona sísmica 4 según la NEC.

Figura 34: Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor Z



Fuente: NEC-SE-DS-2015

Tabla 15 : Factor Z según la zona sísmica asumida

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-2015

Tabla 16: Tipos de suelo y Factor de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Tabla 17: Tipos de suelo y Factor de sitio Fd

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

Fuente: NEC-SE-DS-2015

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					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Donde:

F_a = Coeficiente que amplifica las ordenadas correspondientes al espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

F_d = Coeficiente que amplifica las ordenadas correspondientes al espectro de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.

F_s = Coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos.

I: Categoría de edificio y coeficiente de importancia según NEC 2015

Tabla 18: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Tabla 19: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

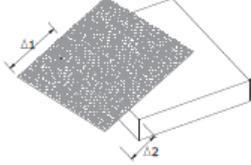
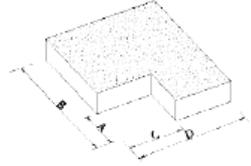
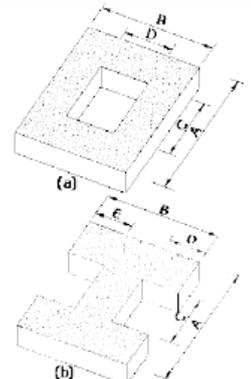
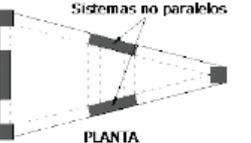
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS-2015

Se asume un factor de reducción **R=6**, se toma este valor por seguridad estructural. Al momento de construir proyectos estructurales no siempre se considera los criterios sismorresistentes lo que provoca que la estructura no sea tan dúctil como se la diseña.

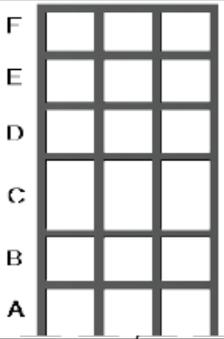
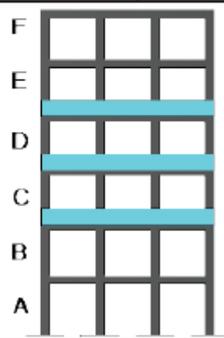
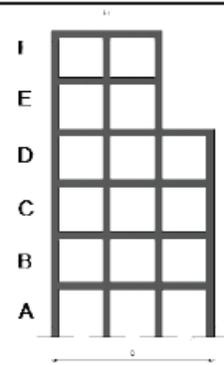
Coefficientes de penalización por irregularidades tanto en planta como en elevación

Tabla 20: Coeficiente de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <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. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ 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 causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</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-2015

Tabla 21: Coeficiente de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</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 $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</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 $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</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-2015

Al inspeccionar los planos arquitectónicos del proyecto no se considera que exista ninguna irregularidad en planta ni tampoco en elevación. Por lo que los valores ϕ_p, ϕ_e serán asumidos como 1.

Determinación de k

Coeficiente que está relacionado con el periodo de vibración de la estructura T y que se enlaza con la forma de distribución de la carga estática a la estructura.

Tabla 22: Cálculo de k según el periodo T

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: NEC-SE-DS-2015

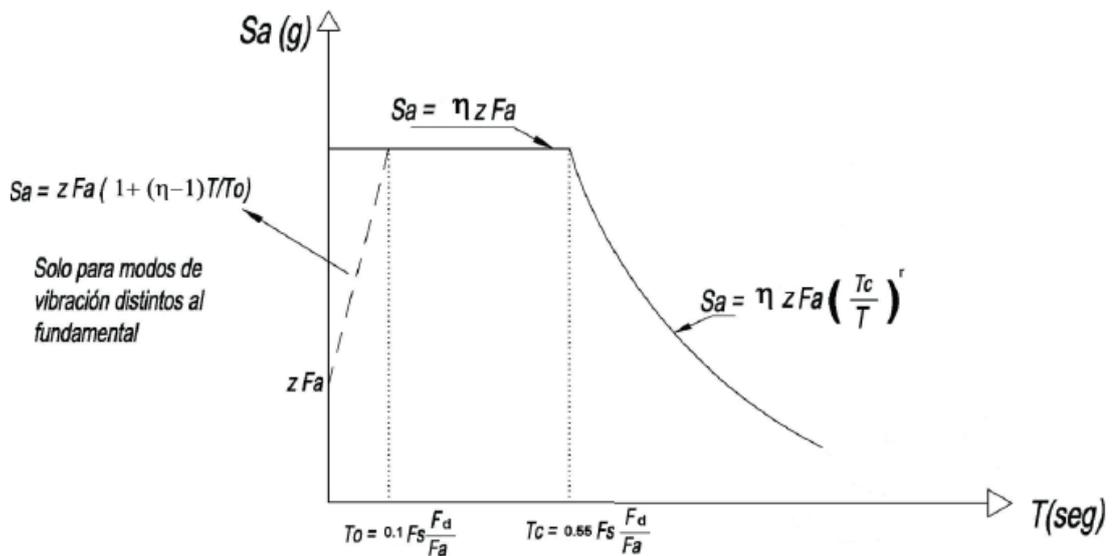
Como el valor calculado de T fue de 0,79 s. El valor de k será el siguiente:

$$k = 0,75 + 0,50 (0,79 \text{ s})$$

$$k = 1,145$$

Procedimiento para el cálculo de Sa

Figura 35: Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



$$S_a = \eta Z Fa \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z Fa \left(\frac{T_c}{t}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde

η = Es la razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el periodo de retorno seleccionado; **2,48** para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

r = Es el factor usado en el espectro diseño elásticos cuyos valores dependen de la ubicación geográfica de la implantación del proyecto. Para todos los suelos es de **1**, con excepción del suelo E.

Tabla 23: Valores para la representación del espectro de respuesta elástico

T	Sa(D) - Est
0,00	1,19
0,10	1,19
0,20	1,19
0,30	1,19
0,40	1,19
0,50	1,19
0,60	1,19
0,70	1,19
0,80	1,04
0,90	0,92
1,00	0,83
1,10	0,76
1,20	0,69
1,30	0,64
1,40	0,59
1,50	0,55
1,60	0,52
1,70	0,49
1,80	0,46
1,90	0,44
2,00	0,42
2,10	0,40
2,20	0,38
2,30	0,36
2,40	0,35
2,50	0,33
2,60	0,32
2,70	0,31
2,80	0,30
2,90	0,29
3,00	0,28
3,10	0,27
3,20	0,26
3,30	0,25
3,40	0,24
3,50	0,24
3,60	0,23
3,70	0,22
3,80	0,22
3,90	0,21
4,00	0,21

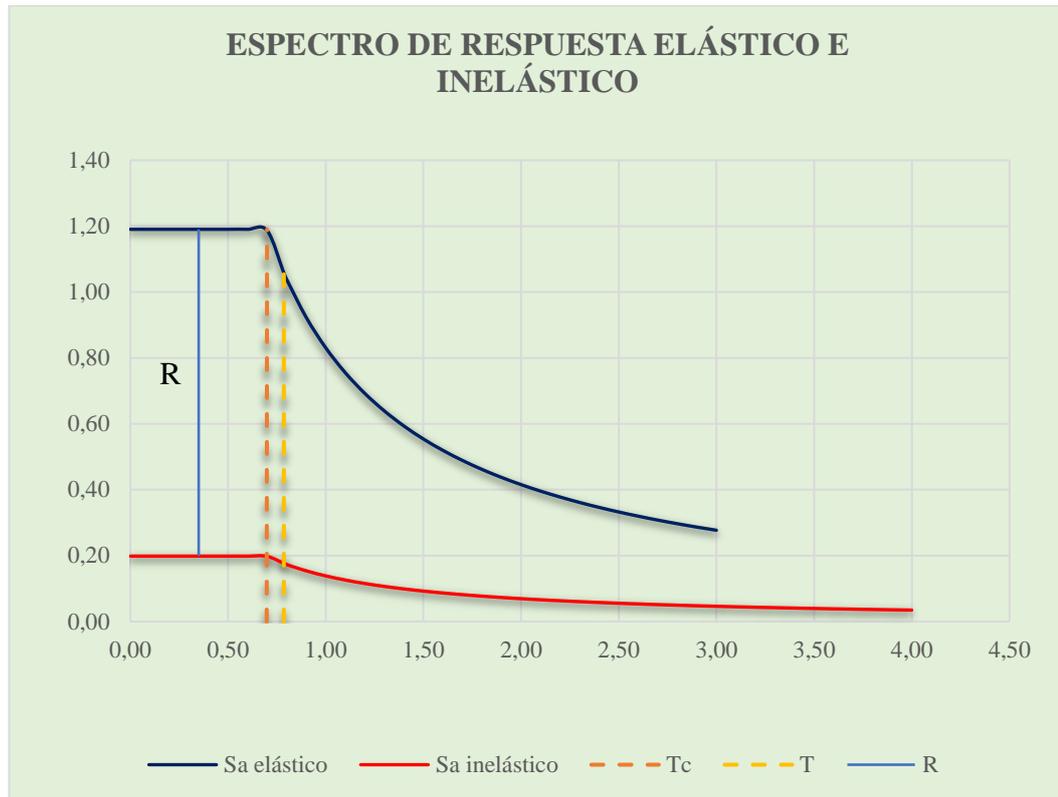
Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Valores para la representación del espectro de respuesta inelástico

T	Sa- Inelastico
0,00	0,198
0,10	0,198
0,20	0,198
0,30	0,198
0,40	0,198
0,50	0,198
0,60	0,198
0,70	0,198
0,80	0,173
0,90	0,154
1,00	0,139
1,10	0,126
1,20	0,115
1,30	0,107
1,40	0,099
1,50	0,092
1,60	0,087
1,70	0,081
1,80	0,077
1,90	0,073
2,00	0,069
2,10	0,066
2,20	0,063
2,30	0,060
2,40	0,058
2,50	0,055
2,60	0,053
2,70	0,051
2,80	0,049
2,90	0,048
3,00	0,046
3,10	0,045
3,20	0,043
3,30	0,042
3,40	0,041
3,50	0,040
3,60	0,038
3,70	0,037
3,80	0,036
3,90	0,036
4,00	0,035

Fuente: Elaboración propia

Figura 36: Espectro elástico e inelástico



Fuente: Elaboración propia

Valor de **Sa= 1,058g**. Una vez obtenidos todos los valores procederemos a calcular el Coeficiente de cortante estático en la base **c**.

$$V = c * W$$

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_e} W$$

$$V = \frac{1,5 * 1,058}{6 * 1 * 1} W$$

$$V = 0,254W$$

W será definido por el programa ETABS y calculará automáticamente el cortante basal estático de la estructura.

3.5.2. Análisis estático lineal

Asignación de cargas sísmicas estáticas

Se crea nuevos patrones de carga a parte de la carga viva y muerta. Las nuevas cargas representan la carga sísmica estática aplicada en la estructura tanto en su Eje X como en su Eje Y; serán definidas por el coeficiente de cortante estático en la base c y el factor k calculados ambos anteriormente.

Figura 37 : Definición de patrones de carga

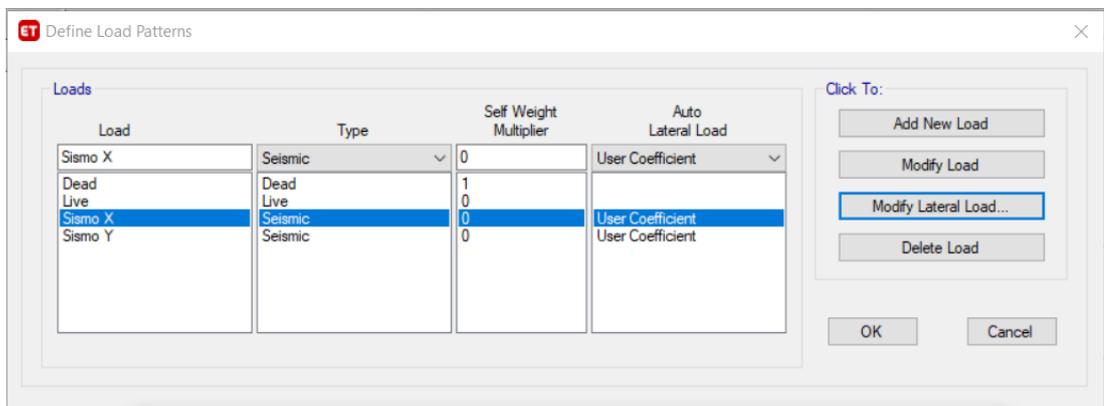


Figura 38: Carga sísmica en Eje X

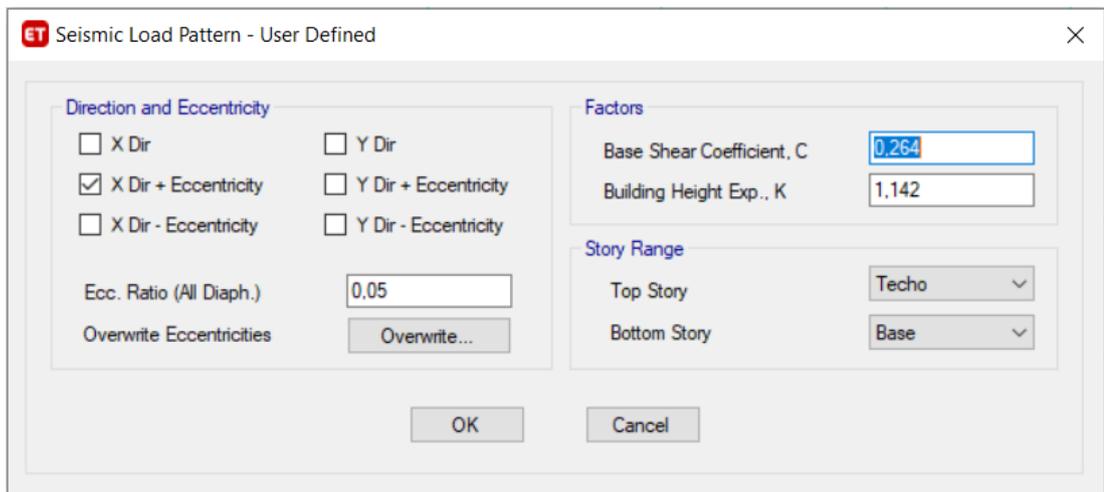


Figura 39: Carga sísmica en Eje Y

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.264

Building Height Exp., K 1.142

Story Range

Top Story Techo

Bottom Story Base

OK Cancel

Asignación de masa

Para la asignación de masa de la estructura procederemos a aplicar lo mencionado anteriormente sobre la carga reactiva sísmica para casos generales de la NEC 2015.

$$W = D$$

La definición de la masa se la considera de esta manera ya que no poseemos suficiente información sobre si existe una bodega en la clínica que implique una alta carga gravitacional, además, este edificio se lo plantea también como un negocio a futuro para el alquiler de consultorios independientes con equipos médicos escasos como puede ser consultorio odontológico.

Mass Source Data

Mass Source Name Masa Estructura

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1

Add Modify Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

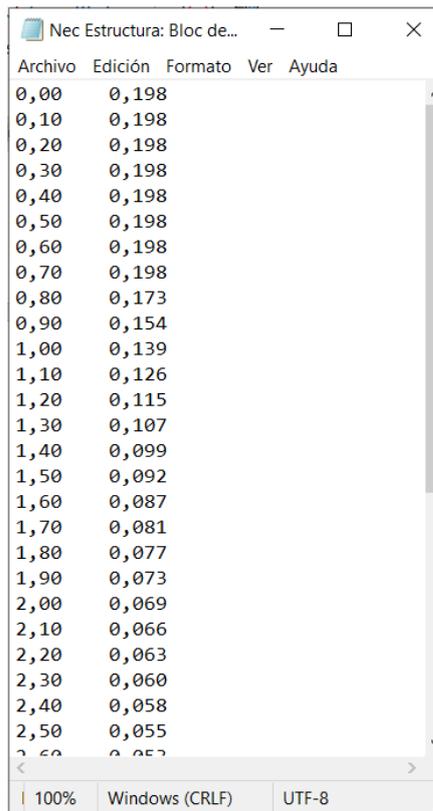
Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

3.5.3. Análisis modal espectral

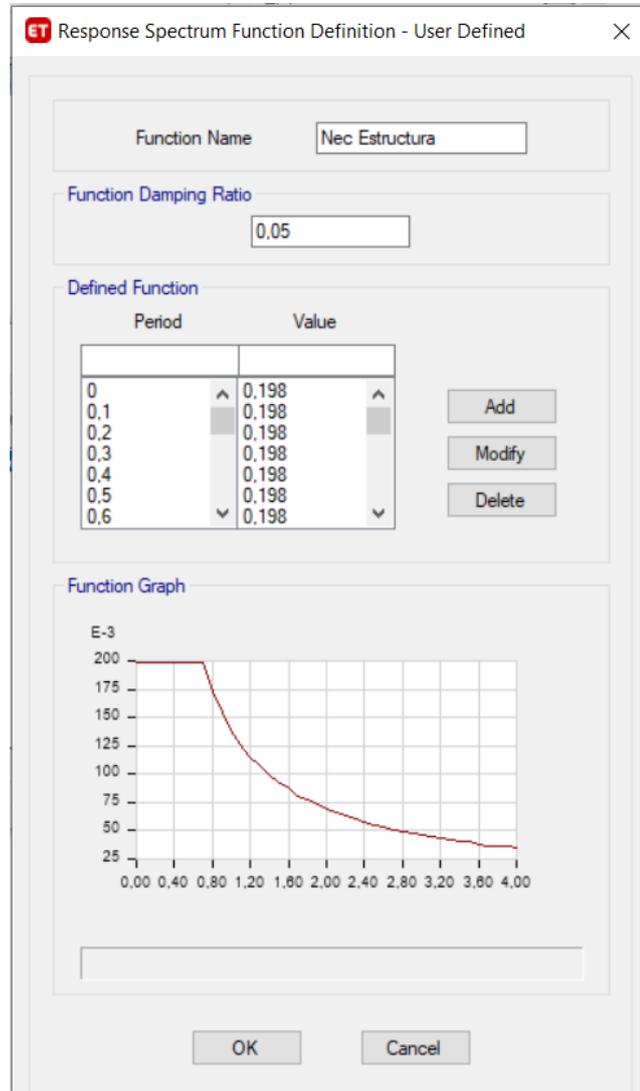
Para el análisis modal espectral se debe definir el espectro de respuesta inelástico e ingresarlo en el ETABS. En esta case se utiliza el espectro con valores del coeficiente del cortante estático en la base c e y se lo introduce mediante una tabla de datos con el formato .txt característico del bloc de notas.

Figura 40: Tabla de datos para ingresar espectro con valores de c



Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
0,00	0,198			
0,10	0,198			
0,20	0,198			
0,30	0,198			
0,40	0,198			
0,50	0,198			
0,60	0,198			
0,70	0,198			
0,80	0,173			
0,90	0,154			
1,00	0,139			
1,10	0,126			
1,20	0,115			
1,30	0,107			
1,40	0,099			
1,50	0,092			
1,60	0,087			
1,70	0,081			
1,80	0,077			
1,90	0,073			
2,00	0,069			
2,10	0,066			
2,20	0,063			
2,30	0,060			
2,40	0,058			
2,50	0,055			

Figura 41: Definición del espectro de respuesta



Al obtener la gráfica del espectro de respuesta se debe asignar un caso de carga modal tanto en el Eje X como en el Eje Y de la estructura y un factor de escala para la aceleración $9,81 \text{ m/s}^2$, correspondiente al valor de la gravedad.

Figura 42: Asignación de caso de carga modal en el Eje X

Load Case Data

General

Load Case Name: EspX
Load Case Type: Response Spectrum
Exclude Objects in this Group: Not Applicable
Mass Source: Previous (Masa Estructura)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nec Estructura	9,81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1:
Rigid Frequency, f2:
Periodic + Rigid Type:
Earthquake Duration, td:
Directional Combination Type: SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor:
Modal Damping: Constant at 0,05
Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Figura 43: Asignación de caso de carga modal en el Eje Y

Load Case Data

General

Load Case Name: EspY
Load Case Type: Response Spectrum
Exclude Objects in this Group: Not Applicable
Mass Source: Previous (Masa Estructura)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Nec Estructura	9,81

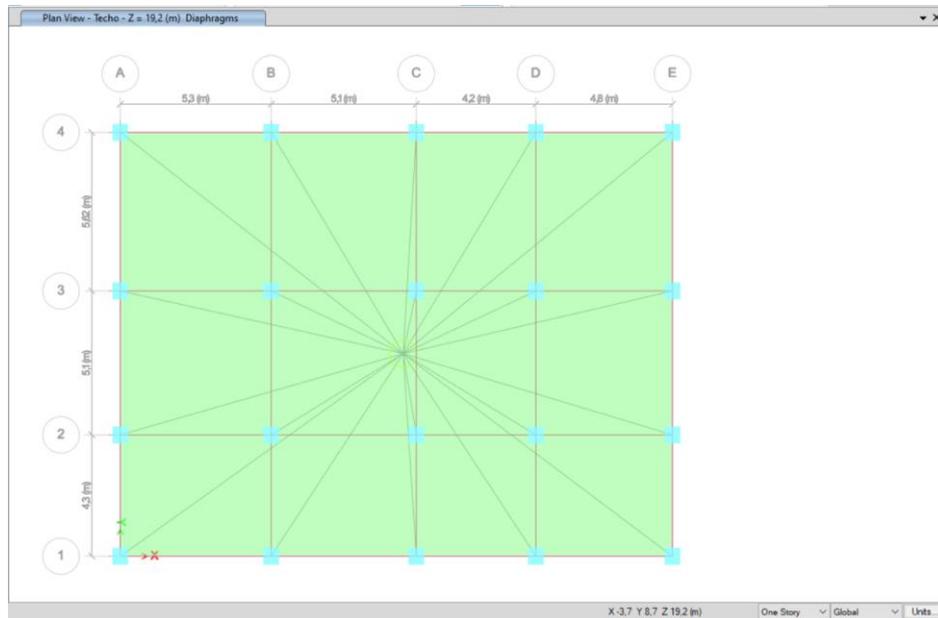
Other Parameters

Modal Load Case: Modal
Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1:
Rigid Frequency, f2:
Periodic + Rigid Type:
Earthquake Duration, td:
Directional Combination Type: SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor:
Modal Damping: Constant at 0,05
Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Por último, se debe asignar diafragmas a cada piso de la estructura. Se aplica diafragmas por medio de los “shells” (losas) ubicados en la estructura.

Figura 44: Representación del diafragma en el techo



3.5.4. Creación de combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas son las expuesta en el ACI 318-14.

Combinación 1: 1,4 D

Combinación 2: 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr; S; R)

Combinación 3: 1,2 D + 1,6 (Lr; S; R) + (1,0L; 0,5W)

Combinación 4: 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr; S; R)

Combinación 5: 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S

Combinación 6: 0,9 D + 1,0 W

Combinación 7: 0,9 D + 1,0 E

Donde:

D= Carga permanente

E= Carga de sismo

L= Sobrecarga (Carga viva)

Lr= Sobrecarga cubierta (carga viva)

R= Cargas de lluvia

S= Carga de granizo

W= Carga de viento

Para el proyecto se obviar  cargas de granizo, viento y lluvia; aplicando únicamente carga viva, carga muerta y cargas sísmicas inducidas a la estructura.

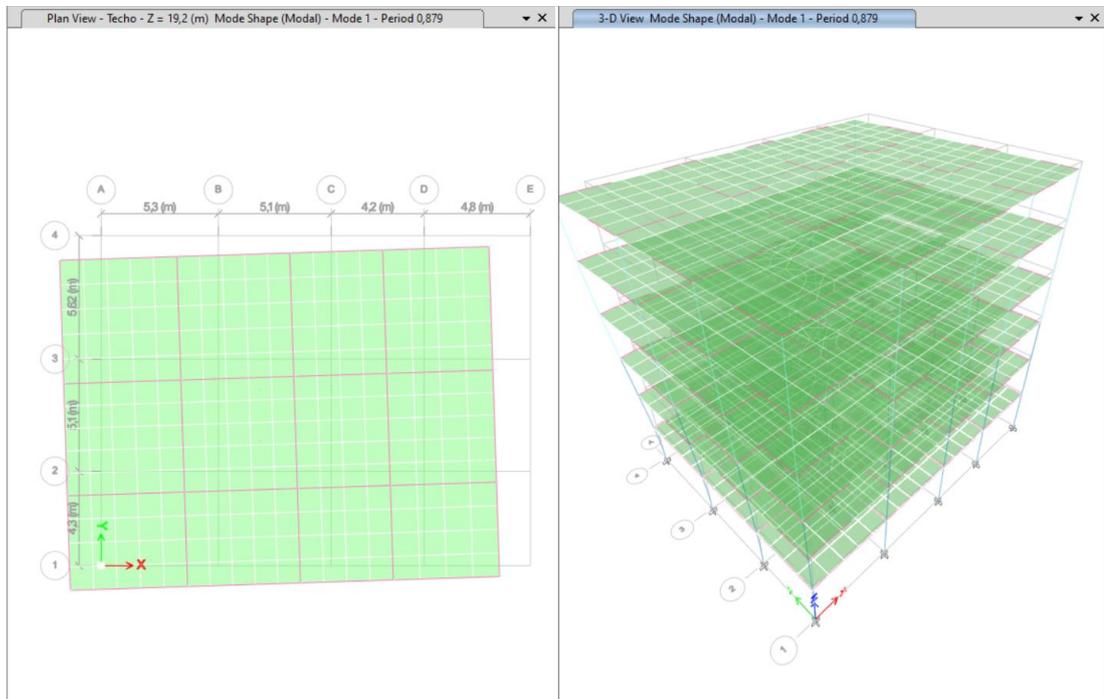
3.5.5. Resultados del análisis estructural del diseño con elementos predimensionados.

Periodo de vibración NEC-SE-DS

En la NEC 2015 se menciona que el periodo T_a (Modal) no debe ser mayor en un 30% al valor T calculado anteriormente.

Sentido X

Figura 45: Periodo de vibración en el sentido X



$$T_a (\text{Modal}) \leq 1,3T$$

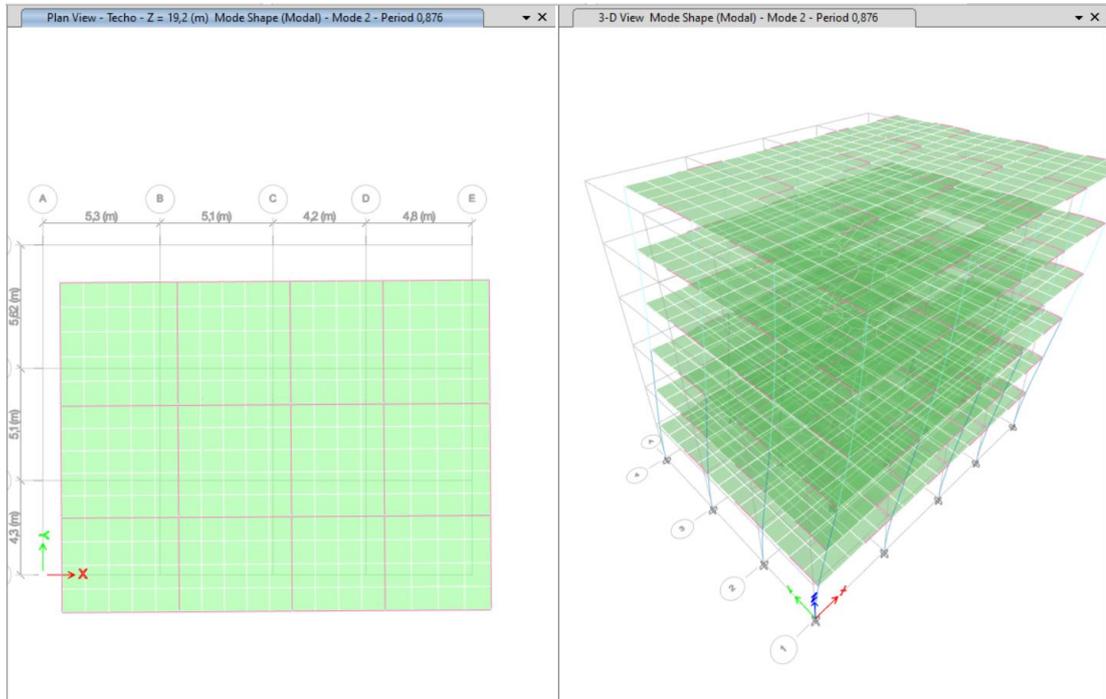
$$0,879 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,879 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,879 \leq 1,02 \text{ OK}$$

Sentido Y

Figura 46: Periodo de vibración sentido Y



$$T_a (Modal) \leq 1,3T$$

$$0,876 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,876 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,876 \leq 1,02 \text{ OK}$$

Verificación de los factores de participación modal y torsión

La NEC 2015 expone que en el análisis espectral es necesario considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% total de la masa de la estructura en estudio.

Tabla 25: Participación Modal

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,879	0,6239	0,151	0	0,6239	0,151	0	0,0467	0,1868	0,0144	0,0467	0,1868	0,0144
Modal	2	0,876	0,1572	0,6279	0	0,7811	0,7789	0	0,1947	0,0471	0,0006	0,2414	0,2339	0,015
Modal	3	0,766	0,0093	0,0056	0	0,7903	0,7845	0	0,0019	0,0028	0,7703	0,2433	0,2367	0,7854
Modal	4	0,272	0,1114	0,0007	0	0,9017	0,7852	0	0,0032	0,5017	0,0016	0,2465	0,7384	0,7869
Modal	5	0,267	0,0009	0,1145	0	0,9026	0,8998	0	0,491	0,0042	0,0009	0,7375	0,7427	0,7879
Modal	6	0,236	0,0014	0,0012	0	0,904	0,9009	0	0,0049	0,0061	0,113	0,7425	0,7488	0,9009
Modal	7	0,14	0,0478	0,0001	0	0,9518	0,901	0	0,0002	0,0962	0,0006	0,7427	0,845	0,9014
Modal	8	0,135	0,0002	0,0495	0	0,952	0,9505	0	0,1005	0,0003	0,0007	0,8432	0,8453	0,9022
Modal	9	0,121	0,0005	0,0008	0	0,9525	0,9513	0	0,0017	0,001	0,0489	0,8448	0,8463	0,951
Modal	10	0,086	0,0266	2,726E-05	0	0,9791	0,9513	0	0,0001	0,0916	0,0003	0,8449	0,9379	0,9513
Modal	11	0,081	0,0001	0,0272	0	0,9792	0,9785	0	0,091	0,0002	0,0005	0,9359	0,9381	0,9518
Modal	12	0,073	0,0003	0,0005	0	0,9794	0,979	0	0,0017	0,0009	0,0269	0,9376	0,939	0,9788

Fuente: Elaboración propia

Torsión

Se recomienda que la estructura tenga movimientos traslacionales en sus 2 primeros modos y que no excedan el 25% de torsión en ambos casos. Este valor no es fijo ya que existe muchos criterios para el límite aceptado de torsión.

$$\frac{Rz}{Rx + Ry + Rz} \leq 25\%$$

Modo 1

$$\frac{0,0144}{0,0467 + 0,1868 + 0,0144} \leq 25\%$$

$$5,81\% \leq 25\% \text{ OK}$$

Modo 2

$$\frac{0,0006}{0,1947 + 0,0471 + 0,0006} \leq 25\%$$

$$0,25\% \leq 25\% \text{ OK}$$

Verificación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

La NEC 2015 menciona que el valor del cortante dinámico en la base por cualquier método de análisis dinámico nunca debe ser inferior al 80% del cortante basal estático cuando la estructura tiene una configuración regular, ni tampoco será inferior del 85% del cortante basal estático cuando la configuración se caracterice por ser irregular.

Sentido X

Figura 47: Cortante Estático

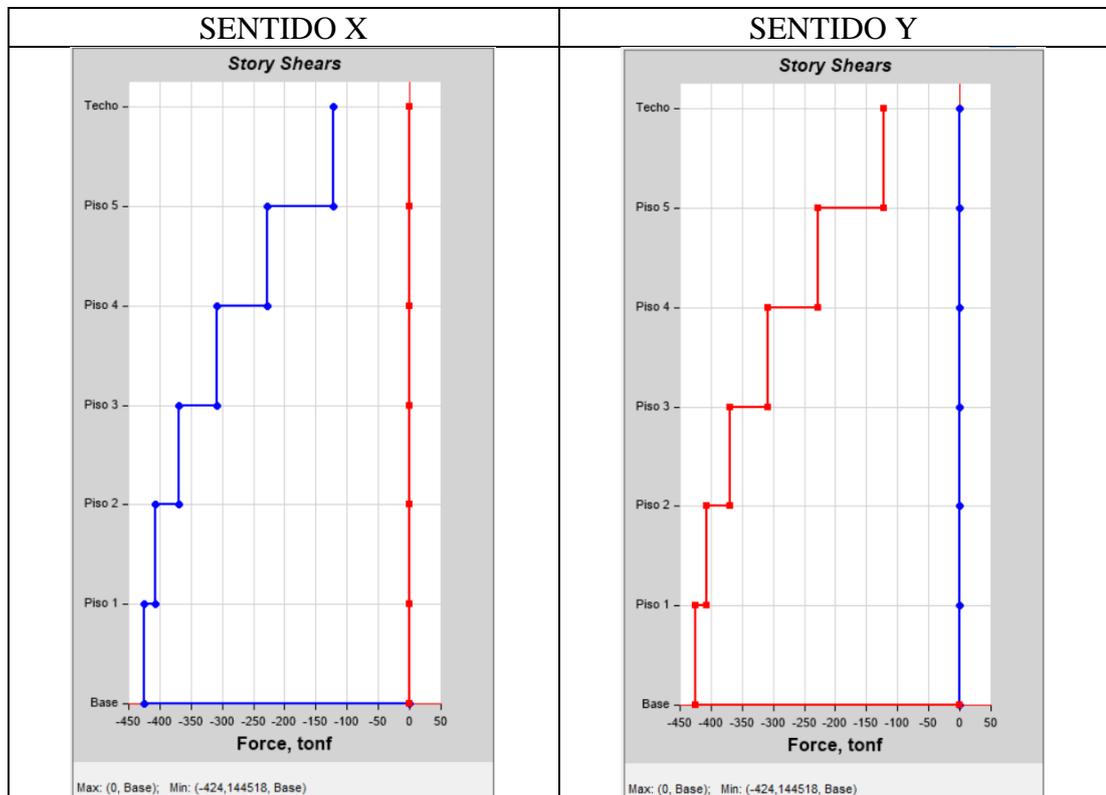
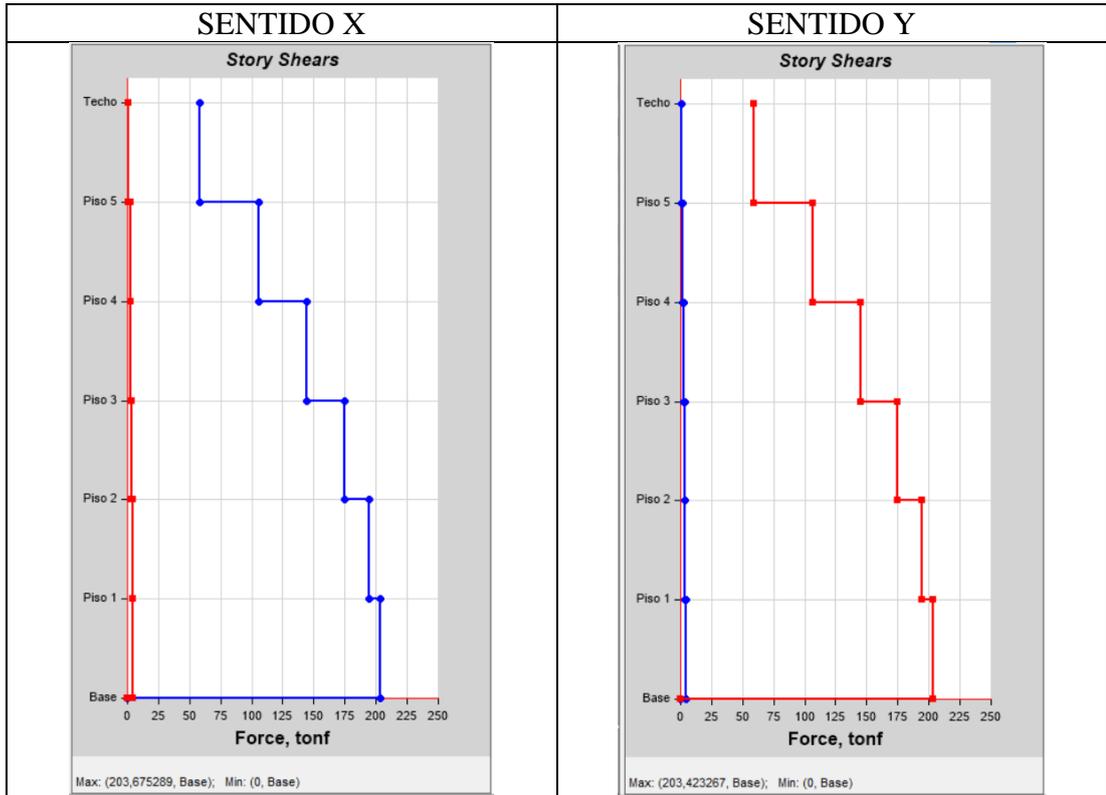


Figura 48: Cortante Dinámico



Sentido X

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$203,67 \text{ Tn} \geq 80\% 424,14 \text{ Tn}$$

$$203,67 \text{ Tn} \geq 339,312 \text{ NO}$$

Factor de corrección

$$Fg = \frac{80\% V \text{ Estático}}{V \text{ Dinámico}}$$

$$Fg = \frac{80\% V 424,14 \text{ Tn}}{203,67 \text{ Tn}}$$

$$Fg = 1,66$$

Sentido Y

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$203,42 \text{ Tn} \geq 80\% 424,14 \text{ Tn}$$

$$203,42 \text{ Tn} \geq 339,312 \text{ NO}$$

Factor de corrección

$$Fg = \frac{80\% V \text{ Estático}}{V \text{ Dinámico}}$$

$$Fg = \frac{80\% V 424,14 \text{ Tn}}{203,42 \text{ Tn}}$$

$$Fg = 1,66$$

Estos factores de corrección serán aplicados a los casos de carga modal.

Derivas estáticas

En la NEC 2015 se expone que los límites permisibles de las derivas de los pisos para estructuras de hormigón armado es:

$$\Delta_M = 0,02$$

Posteriormente se menciona que para el cálculo de esta deriva máxima inelástica de cada piso se la calcula con la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = 0,75R\Delta_E$$

Donde:

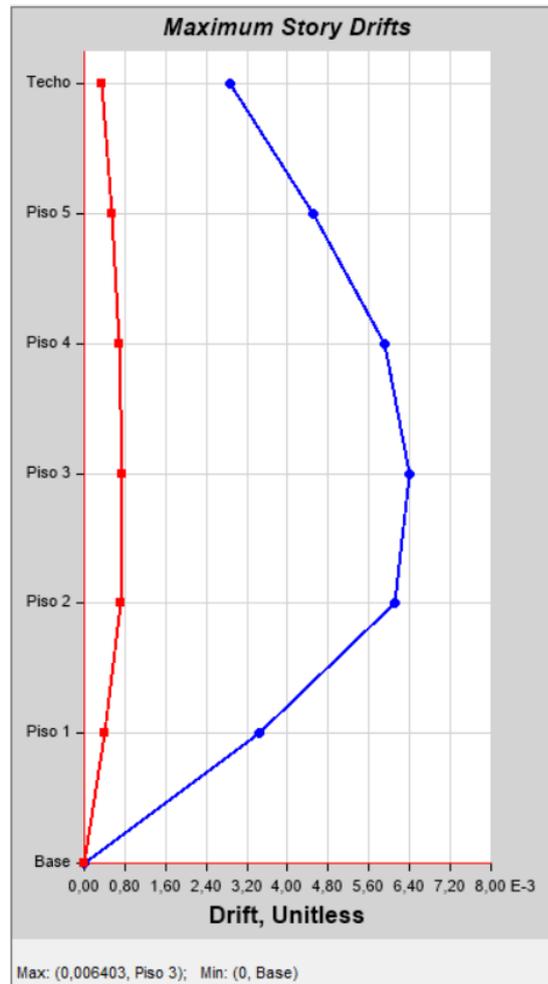
Δ_E = Deriva obtenida en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

Se visualiza los resultados en el análisis estático, pues como se ha visto, es el que estima un mayor cortante basal.

Sentido X

Figura 49: Derivas Estáticas X

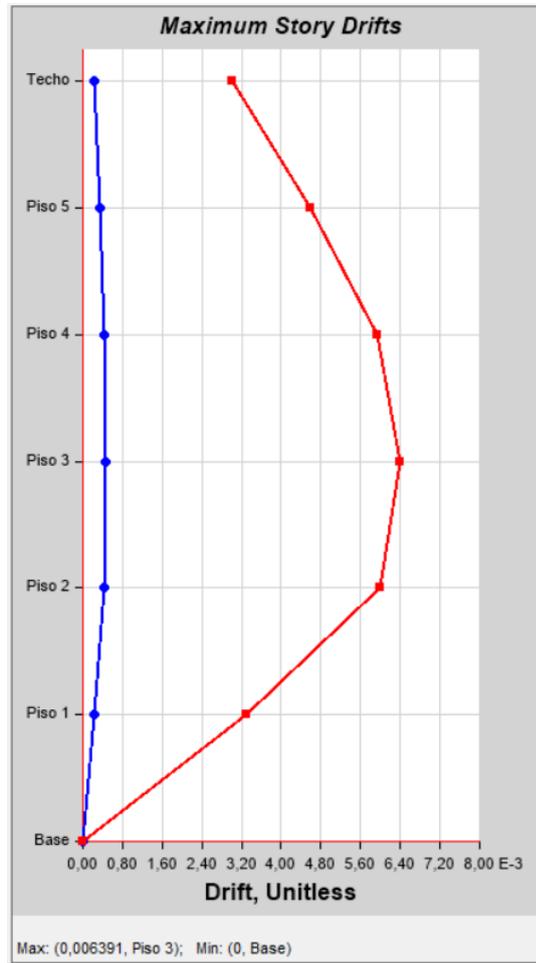


$$0,75R\Delta_E \leq 2\%$$

$$0,75 * 6 * 0,00640 \leq 2\%$$

$$2,88 \% \leq 2\% \text{ NO}$$

Figura 50: Derivas Estáticas Y

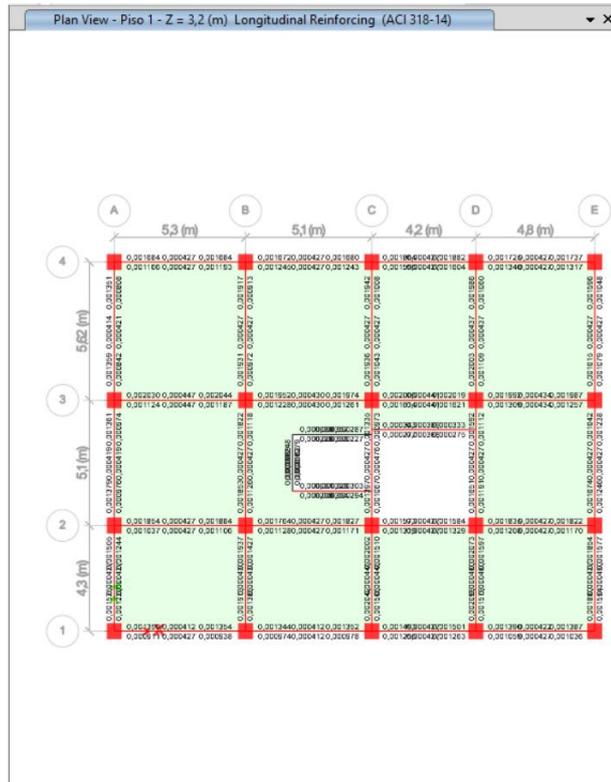


$$0,75R\Delta_E \leq 2\%$$

$$0,75 * 6 * 0,00639 \leq 2\%$$

$$2,87 \% \leq 2\% \text{ **NO**}$$

Figura 51: Capacidad de los elementos estructurales



Se observa que los elementos estructurales se encuentran trabajando a más de su capacidad.

3.6. Problemática por solucionar en la estructura.

Como se puede observar el predimensionamiento realizado no cumple con los límites de derivas establecidas por la NEC-SE-DS-2015 y los elementos estructurales se encuentran sobre esforzados. Se debe tomar en cuenta que el predimensionamiento se lo realizó tomando en cuenta las cargas gravitacionales de la estructura; siempre se lo debe tomar como una base de proyecto para el diseño estructural y no como un diseño final.

El proyecto se centra en comparar 2 diseños, uno convencional y otro con disipadores, ambos diseños deben cumplir con los límites de los análisis estático y dinámico mencionados en la NEC.

El diseño convencional se lo realizará con un aumento de secciones de columnas y vigas. Este diseño, algo básico, se lo toma en cuenta ya que la realidad constructiva ambateña es el miedo a muros estructurales. Por experiencia propia se enfatiza mucho

que al tener problemas de derivas los profesionales buscan aumentar de secciones de elementos estructurales y al tener problemas de torsión se pretende dividir la estructura en 2.

Si existe la negación de colocar muros estructurales, la alternativa que propone este trabajo es el de colocar disipadores de energía, los cuales poseen una mayor facilidad a la hora de complementarse junto a la estructura.

3.7. Análisis estructural del diseño convencional

3.7.1. Secciones de los elementos estructurales.

Figura 52: Columna 85x90 (Diseño convencional)

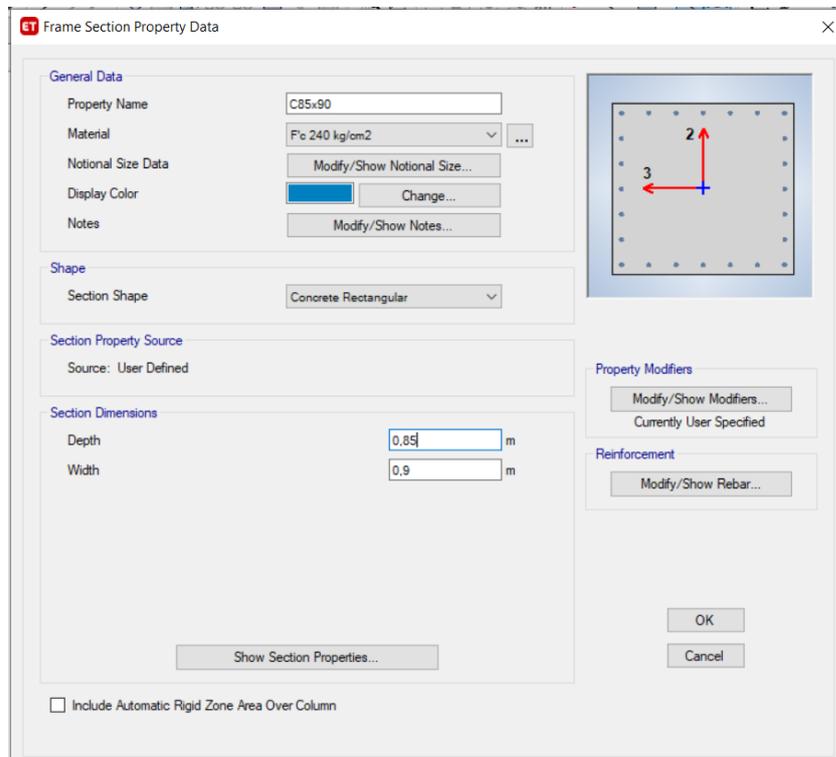


Figura 53: Columnas 80x85 (Diseño convencional)

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C80x85

Material: F'c 240 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.8 m

Width: 0.85 m

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Figura 54: Viga 46x53(Diseño convencional)

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V46x53

Material: F'c 240 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 53 cm

Width: 46 cm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

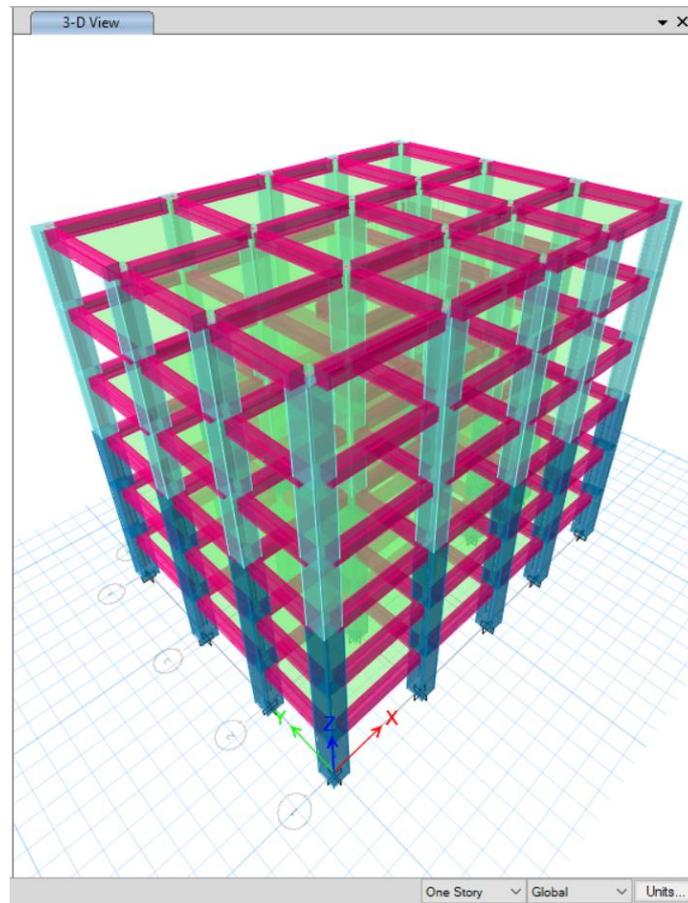
Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Figura 55: Vista General en 3D (Diseño Convencional)

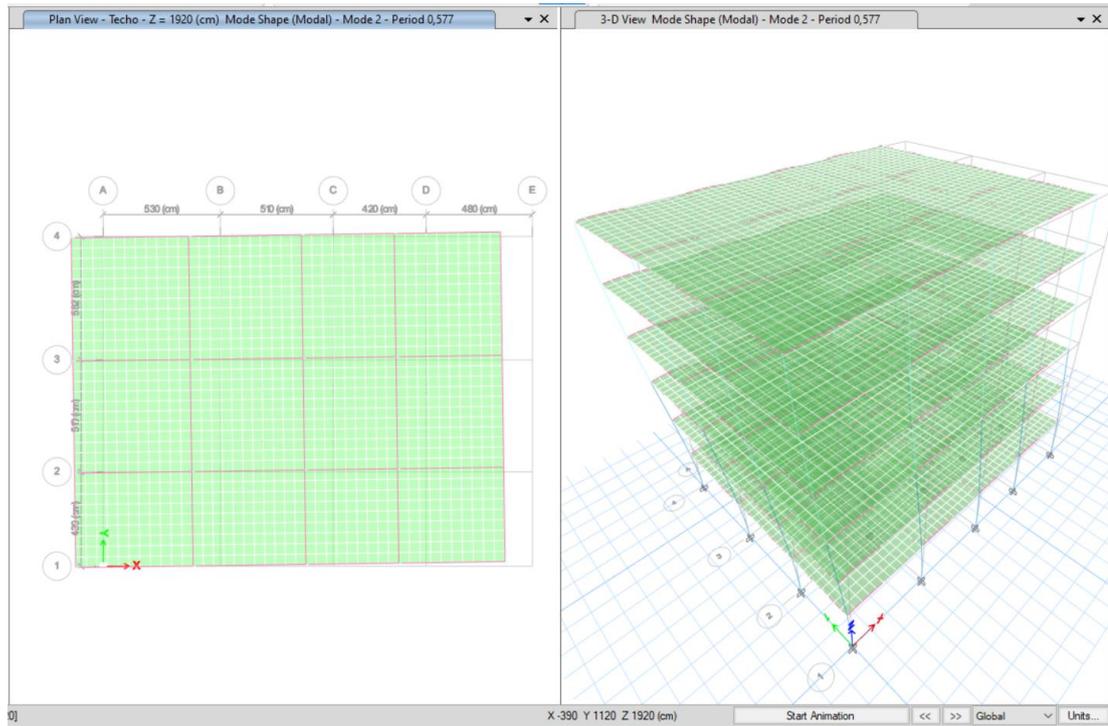


3.7.2. Resultados del análisis estructural del diseño convencional

Periodo de vibración NEC-SE-DS

Sentido X

Figura 56: Periodo de vibración en el sentido X (Diseño convencional)



$$T_a (\text{Modal}) \leq 1,3T$$

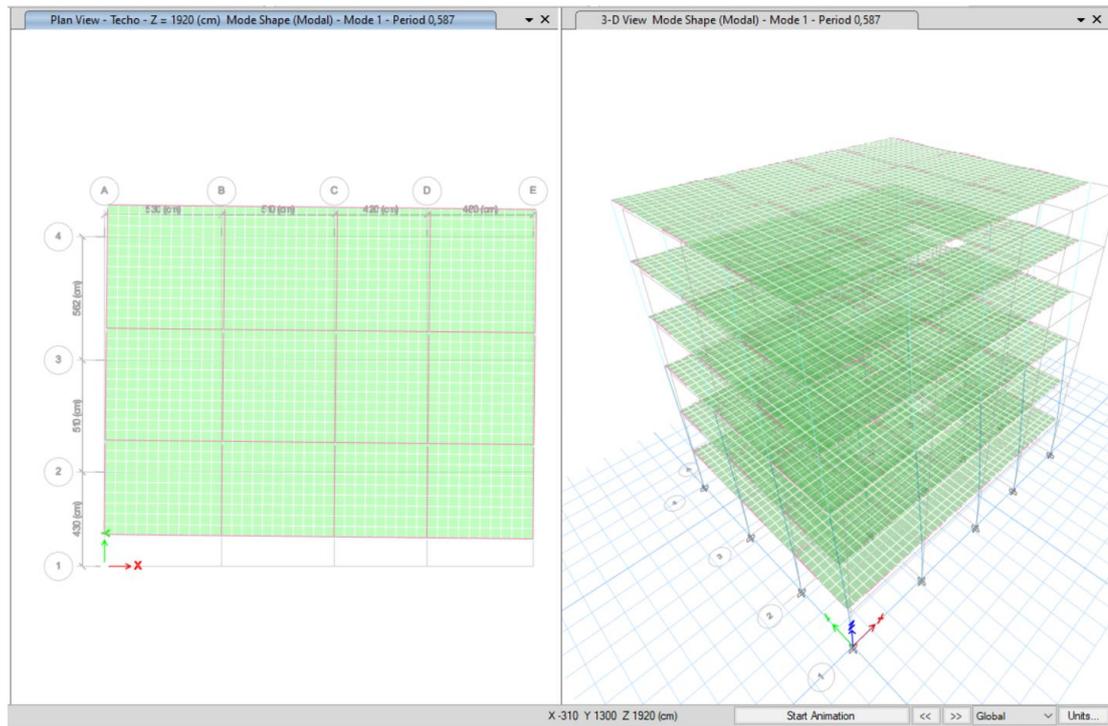
$$0,577 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,577 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,577 \leq 1,02 \text{ OK}$$

Sentido Y

Figura 57: Periodo de vibración sentido Y (Diseño convencional)



$$T_a (Modal) \leq 1,3T$$

$$0,587 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,587 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,587 \leq 1,02 \text{ OK}$$

Verificación de los factores de participación modal y torsión

Tabla 26: Participación Modal

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,593	0,002	0,7679	0	0,002	0,7679	0	0,2701	0,0007	0,0035	0,2701	0,0007	0,0035
Modal	2	0,584	0,7721	0,0025	0	0,7741	0,7703	0	0,0009	0,262	0,0053	0,271	0,2627	0,0088
Modal	3	0,509	0,0056	0,0029	0	0,7797	0,7733	0	0,0011	0,0019	0,769	0,2721	0,2646	0,7777
Modal	4	0,175	0,1078	0,0105	0	0,8875	0,7837	0	0,0397	0,4347	0,0014	0,3118	0,6993	0,7792
Modal	5	0,174	0,0106	0,1121	0	0,8981	0,8958	0	0,4256	0,0426	0,0002	0,7374	0,7419	0,7794
Modal	6	0,153	0,001	0,0007	0	0,8991	0,8965	0	0,0026	0,004	0,1186	0,74	0,7459	0,898
Modal	7	0,086	0,0521	0,0001	0	0,9512	0,8966	0	0,0003	0,105	0,0005	0,7403	0,8509	0,8985
Modal	8	0,084	0,0002	0,0537	0	0,9514	0,9503	0	0,1095	0,0004	0,0005	0,8499	0,8513	0,899
Modal	9	0,075	0,0004	0,0006	0	0,9518	0,9509	0	0,0012	0,0009	0,0523	0,8511	0,8521	0,9513
Modal	10	0,051	0,0278	3,66E-05	0	0,9796	0,951	0	0,0001	0,0884	0,0003	0,8512	0,9406	0,9516
Modal	11	0,049	0,0001	0,0283	0	0,9797	0,9793	0	0,0883	0,0002	0,0004	0,9395	0,9408	0,952
Modal	12	0,044	0,0003	0,0004	0	0,9799	0,9797	0	0,0012	0,0008	0,0277	0,9408	0,9416	0,9797

Fuente: Elaboración propia

Torsión

$$\frac{Rz}{Rx + Ry + Rz} \leq 25\%$$

Modo 1

$$\frac{0,0031}{0,2642 + 0,006 + 0,0031} \leq 25\%$$

$$1,16\% \leq 25\% \text{ OK}$$

Modo 2

$$\frac{0,0052}{0,0008 + 0,256 + 0,0052} \leq 20\%$$

$$1,98\% \leq 25\% \text{ OK}$$

Verificación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

Figura 58: Cortante Estático (Diseño convencional)

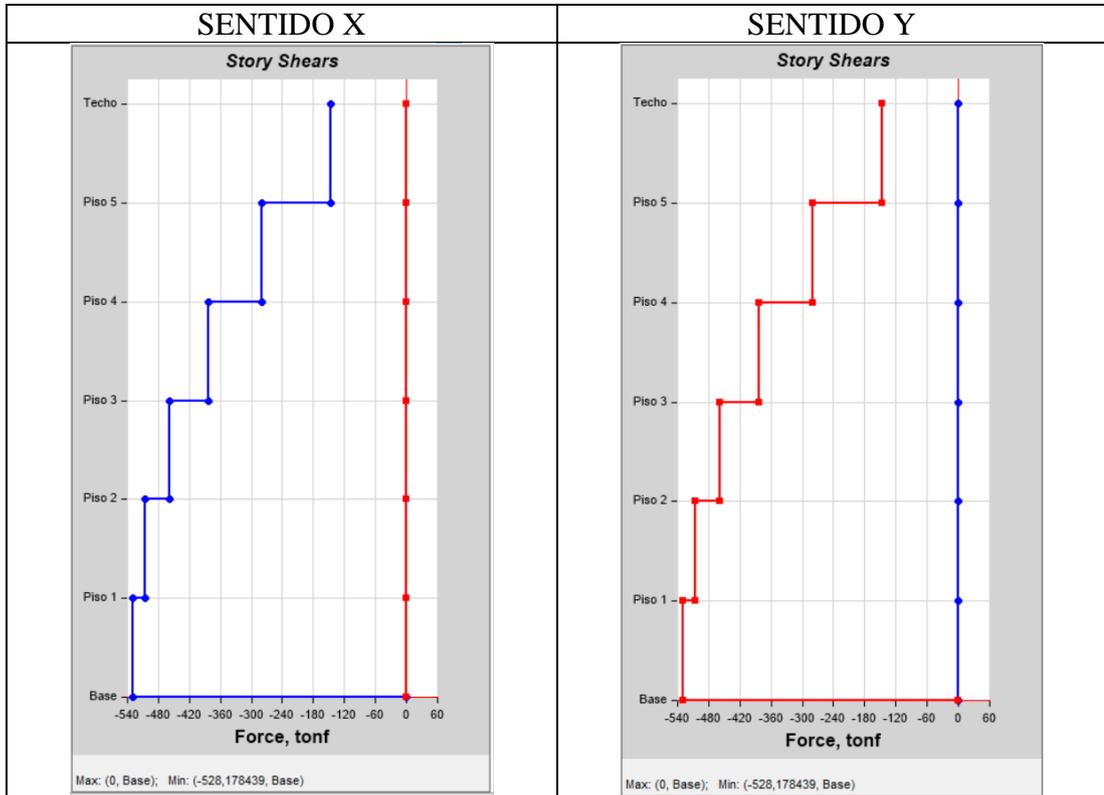
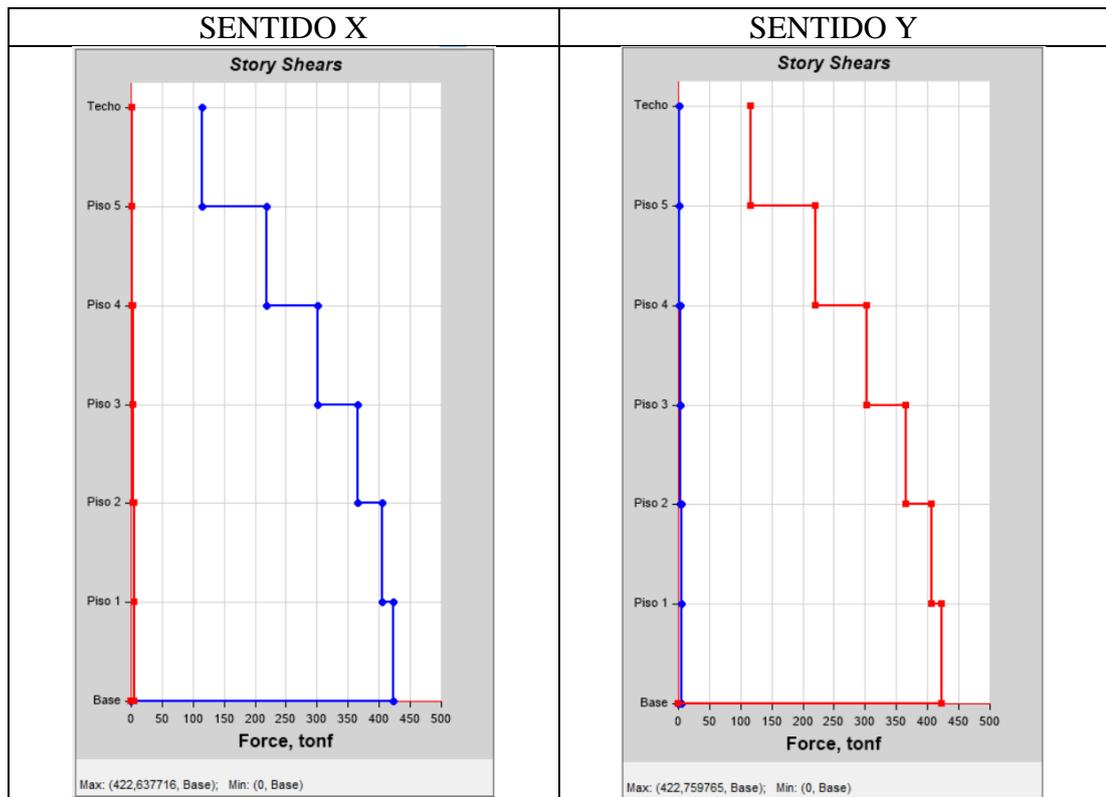


Figura 61: Cortante Dinámico (Diseño convencional)



Sentido X

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$422,63 \text{ Tn} \geq 80\% 528,17 \text{ Tn}$$

$$422,6 \text{ Tn} \geq 422,942 \text{ Tn} \text{ OK}$$

Sentido Y

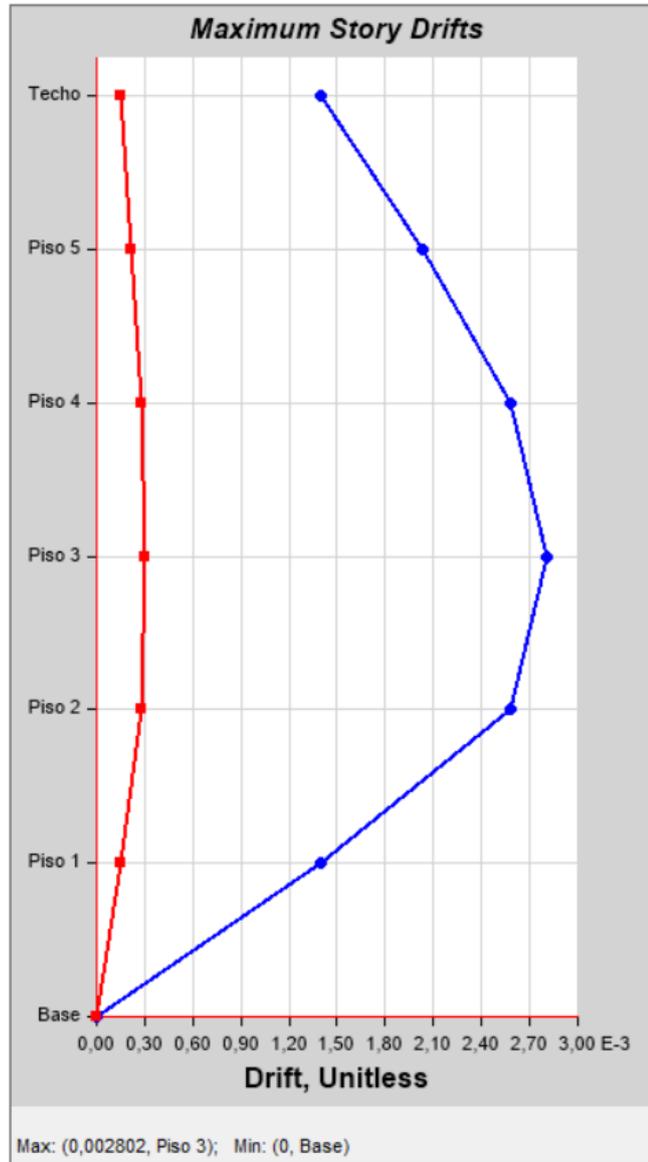
$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$422,75 \text{ Tn} \geq 80\% 528,17 \text{ Tn}$$

$$422,75\text{Tn} \geq 422,942 \text{ OK}$$

Sentido X

Figura 59: Derivas Estáticas X (Diseño convencional)

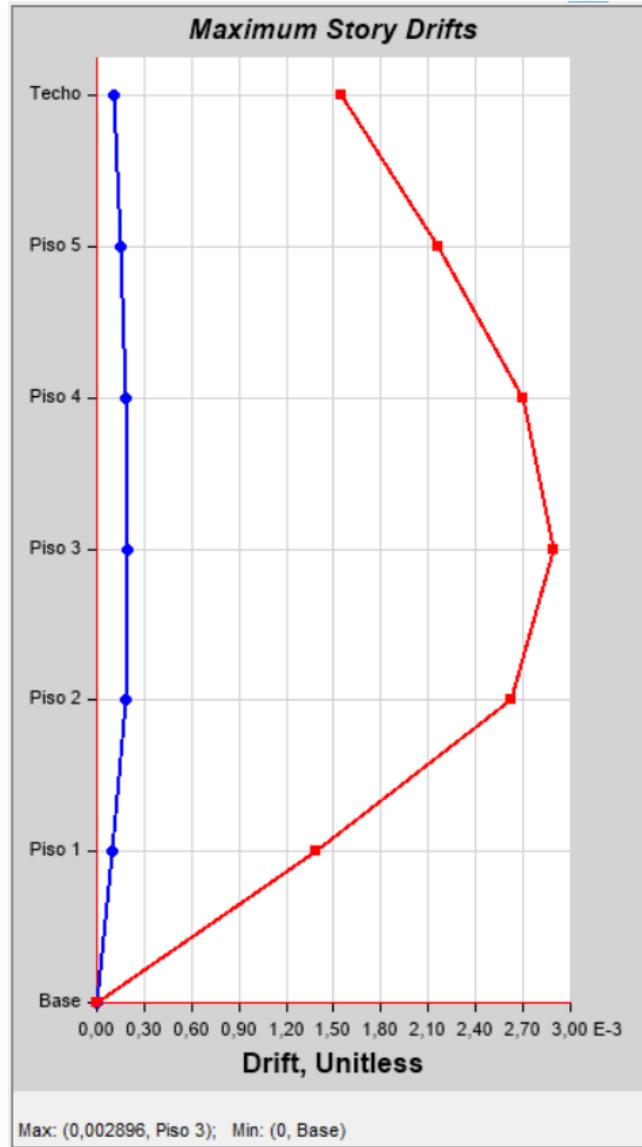


$$0,75R\Delta_E \leq 2\%$$

$$0,75 * 6 * 0,002802 \leq 2\%$$

$$1,26 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

Figura 60: Derivas Estáticas Y (Diseño convencional)



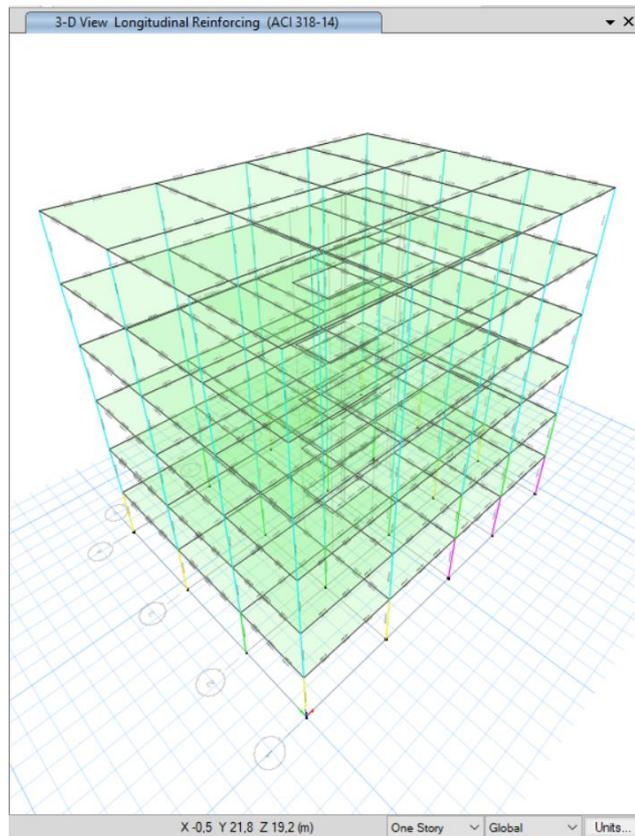
$$0,75R\Delta_E \leq 2\%$$

$$0,75 * 6 * 0,002896 \leq 2\%$$

$$1,30 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

Se aumentó las secciones de los elementos estructurales hasta conseguir que la estructura cumpla con la deriva permitida por la NEC y para que tanto las vigas y las columnas no se encuentren trabajando a más de su capacidad.

Figura 61: Capacidad de los elementos estructurales (Diseño convencional)



Se observa que los elementos estructurales se encuentran trabajando a un porcentaje adecuado excepto en las columnas de niveles inferiores, aun así, se encuentran dentro de un rango permitido.

3.8. Diseño de disipadores histeréticos BRB

En este caso se implementó los disipadores en la estructura con elementos estructurales cuyas dimensiones otorguen una deriva funcional. El motivo de realizar esto es que al ocurrir un sismo y que los disipadores hayan cumplido su función de disipar energía y, por lo tanto, hubieran fallado; la estructura sin disipadores no debe quedar expuesta a futuros daños por replicas posteriores.

3.8.1. Secciones de los elementos estructurales.

Figura 62: Columna 65x75 (Diseño previo al BRB)

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C65x75

Material: Fic 240 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0,65 m

Width: 0,75 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

OK

Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Figura 63: Columnas 60x70 (Diseño previo al BRB)

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C60x70

Material: Fic 240 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0,6 m

Width: 0,7 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

OK

Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Figura 64 : Viga 45x45 (Diseño previo al BRB)

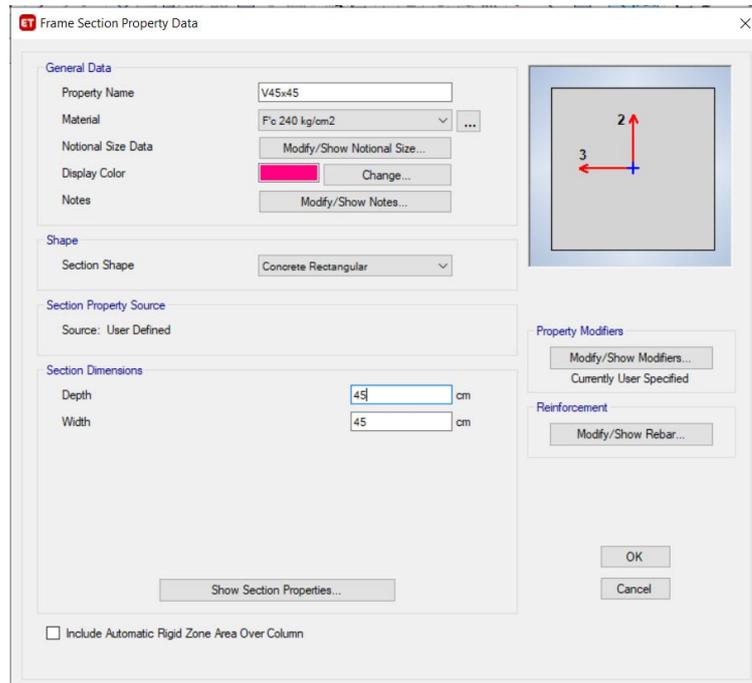
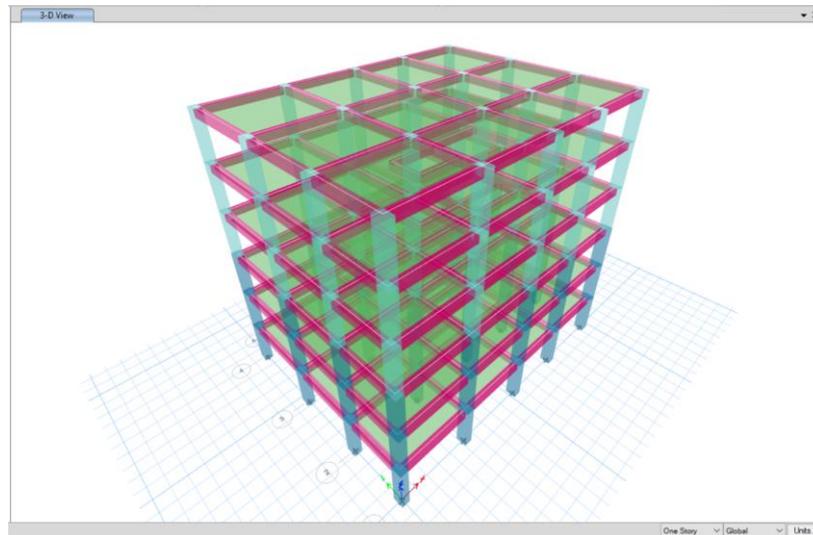
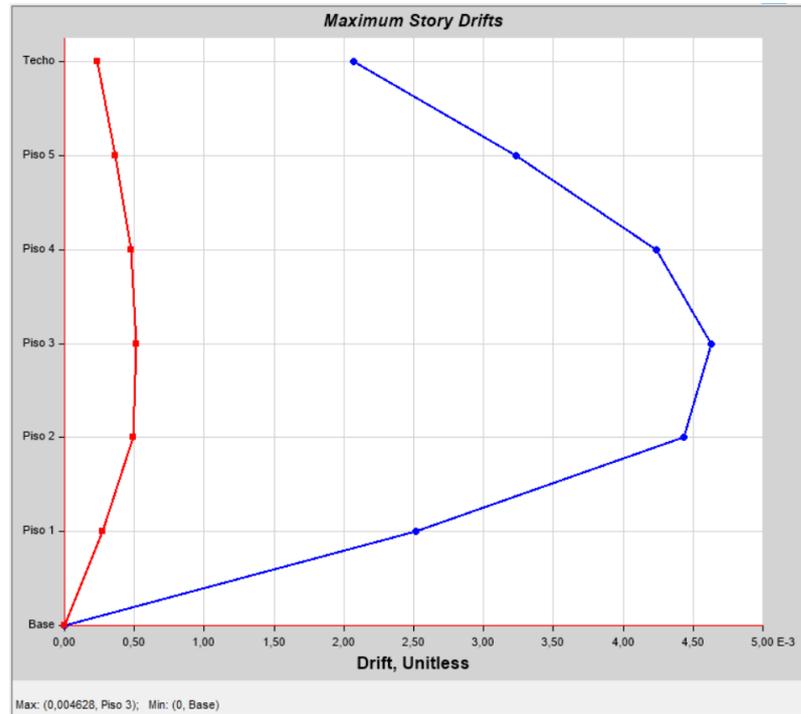


Figura 65: Vista General en 3D (Diseño previo al BRB)



Sentido X

Figura 66: Derivas Estáticas X (Diseño previo al BRB)

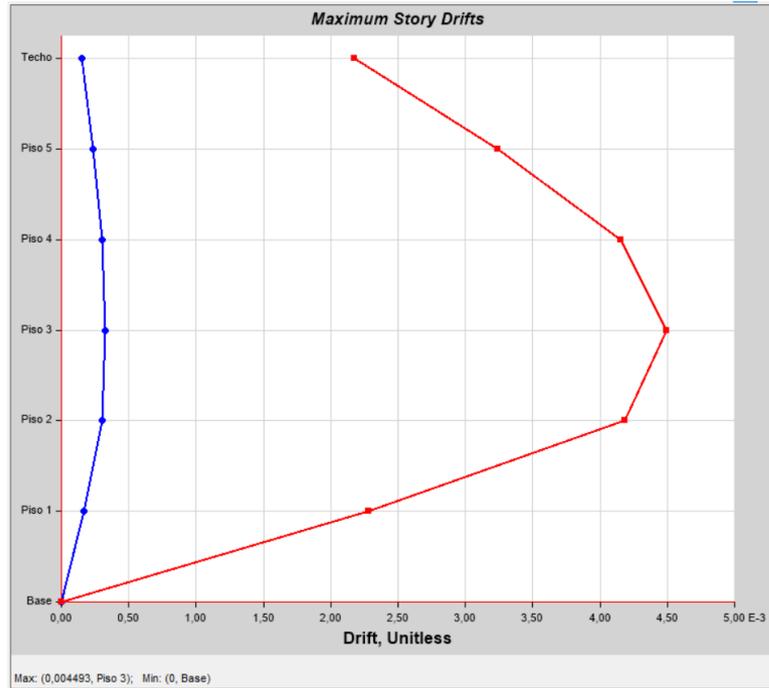


$$0,75R\Delta_E$$

$$0,75 * 6 * 0,004628$$

$$2 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

Figura 67: Derivas Estáticas Y (Diseño previo al BRB)



$$0,75R\Delta_E$$

$$0,75 * 6 * 0,004493$$

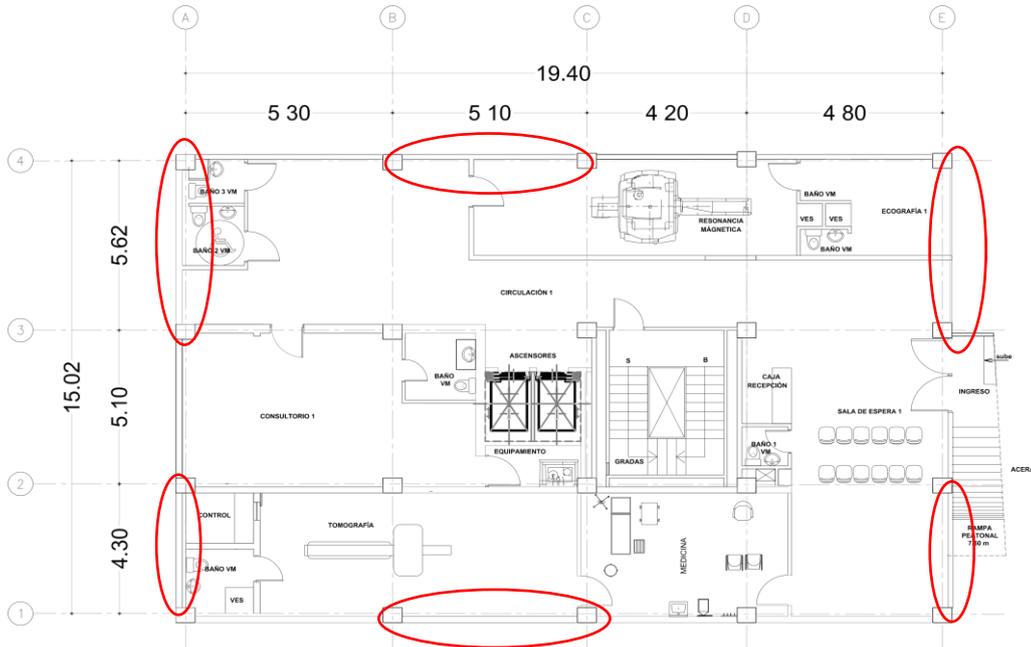
$$2 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

NÚCLEO DE ACERO BRB

Uno de los primeros datos a tomar en cuenta es la forma de colocar los BRB, para el presente estudio se utiliza la configuración en diagonal en las longitudes donde sea arquitectónicamente posible.

La cantidad de disipadores que se debe de colocar son mínimo 2 tanto en el Eje X como en el Eje Y, esto se lo realiza para evitar posibles problemas de torsión.

Figura 68: Ubicación de los BRB



Fuente: Elaboración propia

Una vez adoptada la forma y ubicación de los disipadores se debe obtener información de la longitud y la altura del vano donde se va a implementar los BRB para conocer el ángulo que adoptará el disipador al colocarlo en ese pórtico y por lo tanto la longitud total de este.

Figura 69: Datos arquitectónicos para la implementación de BRB

UBICACIÓN	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	RAD	GRADOS	L TOTAL (m)
EJE 1(B-C)	5,10	2,67	0,48	27,63	5,76
EJE 4(B-C)	5,10	2,67	0,48	27,63	5,76
EJE A(1-2)	4,30	2,67	0,56	31,84	5,06
EJE A(3-4)	5,62	2,67	0,44	25,41	6,22
EJE E(1-2)	4,30	2,67	0,56	31,84	5,06
EJE E(3-4)	5,62	2,67	0,44	25,41	6,22

Fuente: Elaboración propia

Con el valor de V en la base de la estructura se obtiene el porcentaje de la fuerza lateral para los BRB no menor al 25% V. Se necesita diseñar los BRB para que estos trabajen en la zona de fluencia con la finalidad de que se active antes que el edificio alcance a trabajar en el estado inelástico.

$$V_{min} = 0.75V$$

Ya que la fuerza lateral de cada piso va a empujar la estructura de forma horizontal, es necesario conocer la fuerza que ingresará al disipador y esta puede ser calculado con el ángulo de configuración del disipador anteriormente calculado. Se debe recordar que este valor obtenido será dividido para el número de disipadores que estime el calculista.

$$F_i = \frac{\frac{V_{min}}{\#Disipadores}}{\cos\alpha}$$

El área del núcleo de acero se dimensiona en base a que la resistencia de diseño sea igual a la resistencia requerida. La forma del núcleo de acero seleccionada para el estudio es el que posee con configuración en cruz.

$$\Phi P_{y_{sc}} = P_u$$

$$\Phi P_{y_{sc}} = \phi F_{y_{sc}} A_{sc}$$

$$A_{sc} = \frac{P_u}{\Phi F_{y_{sc}}}$$

Donde

A_{sc} = Acero del núcleo necesario para soportar la fuerza a tracción requerida

P_u = Fuerza de tracción calculada

Φ = Factor para calcular el estado límite de fluencia

$F_{y_{sc}}$ = Límite de elasticidad mínimo especificado por el núcleo de acero

Al conocer el área de acero necesaria se debe realizar un proceso de iteración entre el espesor del núcleo de acero y su longitud con el fin de obtener un área de acero superior que trabaje antes de la fuerza calculada y los disipadores fluyan antes.

Para diseñar los componentes de los marcos arriostrados, se deben obtener los siguientes valores de:

$$T_{max} = \omega R_y P_{y_{sc}}$$

$$C_{max} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}}$$

Donde:

T_{max} = Resistencia de la riostra trabajando a tensión

C_{max} = Resistencia de la riostra trabajando a compresión

β = Factor de ajuste de la resistencia a compresión de la riostra

ω = Factor de ajuste para determinar el endurecimiento por deformación

$P_{y_{sc}}$ = Límite de elasticidad axial del núcleo de acero

Para los valores de β y ω la forma de obtención es mediante ensayos, pero en este caso se utiliza valores que proporcionan los fabricantes de riostras a partir de ensayos realizados por ellos mismos. Se asume valores generales para ambos factores.

$$\omega = 1,30$$

$$\beta = 1,15$$

Se procede a obtener el factor de corrección KF , habitualmente este valor se lo asume de una tabla que entrega el fabricante, pero en nuestro caso optaremos por métodos más sencillos. Este procedimiento se lo realiza para determinar la rigidez aproximada del dissipador ya que como sabemos, el dissipador posee cierta irregular geométrica en toda su extensión y la obtención de su rigidez exacta arroja cierta incertidumbre para nuestros futuros resultados.

$$1.50 < KF < 2.20$$

Se obtiene el valor de la rigidez efectiva del BRB

$$k = \frac{EA_{sc}}{L} * KF$$

Una vez obtenido la rigidez del dissipador, se procede a calcular la resistencia esperada en la cuál el núcleo del dissipador va a fallar mediante la fórmula siguiente:

$$P_{ye} = R_y * f_y * A_n$$

Donde:

R_y = Es un valor de sobre resistencia

El valor adoptado es el que proporciona la NEC- Estructuras de acero

Tabla 27: Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de aceros

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_f)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Fuente: NEC-Estructuras de acero

CAMISA BRB

El diseño de la camisa que envolverá a nuestro dispositivo BRB y que no permitirá el pandeo de este, debe ser calculada mediante la siguiente fórmula:

$$I_{sc} \geq \frac{P_{brace} * (K * L_{sc})^2 * FS}{\pi^2 * E_s}$$

Donde

I_{sc} = Inercia de la camisa

P_{brace} = Carga axial de la riostra

K = Factor de longitud efectiva ($K=2$ conexión apernada)

L_{sc} = Longitud de la camisa

FS = Factor de seguridad

CONEXIÓN APERNADA

La capacidad de los pernos a corte se los describe de la siguiente manera:

$$Q = 0,75 * A_p * F_u$$

Donde:

Q = Capacidad del perno

A_p = Área del perno

F_u = Resistencia ultima

El número de pernos necesarios para la conexión deberá ser estimado en base a la fuerza soportada por los disipadores.

La separación de pernos se adopta según longitudes mínimas:

- $3\emptyset$ desde el borde de la conexión
- $2\emptyset$ entre pernos

En base a la separación de pernos podemos estimar la longitud de la conexión la cual va a definirse con la siguiente fórmula:

$$L_{con} = 4 * \emptyset + \left(\frac{\#pernos}{2} - 1 \right) * 3\emptyset$$

Se revisa el punzonamiento

$$R_n = 2,4 * \emptyset * pt * fu$$

Donde:

R_n = Resistencia al punzonamiento

pt = Espesor del núcleo

fu = Resistencia última del acero usado. $1.5 f_y$

Se revisa el desgarramiento

$$P_v = 0,75 A_e F_u$$

$$P_v = 0,75 * (b_{con} - 2 * \left(\emptyset + \frac{1}{8} \right) * pt * 1,5 f_y)$$

Al obtener estos datos de cada dissipador BRB, se procede a la modelación de estos en el programa estructural ETABS para revisar el comportamiento que estos tendrán en la estructura en estudio.

DATOS DE DISEÑO PARA LOS BRB

Tabla 28: Datos de los disipadores BRB diseñados Eje 1 (B-C), Eje 4 (B-C)

Piso	Num	L cm	H cm	Ángulo		L total cm	M kg-s2/cm	K kg/cm	V kg	def cm	der	der obj	def y cm	25% V kg	Fi (dis) kg	As cm2	As def cm2	e cm	l cm	Tmax kg	Cmax kg	ETABS	
				rad	grados																	Keff kg/cm	Pye kg
Techo	2	510	267	0,48	27,63	576	275,4	203399	131010	7,87	0,0026	0,0400	15,74	32753	18485	5,85	25,0	1,60	8,6	142744	164156	136799	96627
5	2	510	267	0,48	27,63	576	290,2	226689	243129	7,17	0,0044	0,0400	14,33	60782	34304	10,85	25,0	1,60	8,6	142744	164156	136799	96627
4	2	510	267	0,48	27,63	576	290,2	229547	330026	5,99	0,0059	0,0400	11,99	82507	46565	14,72	25,0	1,60	8,6	142744	164156	136799	96627
3	2	510	267	0,48	27,63	576	294,0	255166	393396	4,42	0,0063	0,0400	8,85	98349	55506	17,55	30,0	2,00	8,5	171293	196987	164158	115952
2	2	510	267	0,48	27,63	576	298,5	280705	433890	2,74	0,0063	0,0400	5,47	108472	61219	19,36	30,0	2,00	8,5	171293	196987	164158	115952
1	2	510	267	0,48	27,63	576	298,5	471191	452238	1,05	0,0039	0,0400	2,09	113060	63808	20,18	30,0	2,00	8,5	171293	196987	164158	115952

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29: Datos de los disipadores BRB diseñados Eje A (3-4), Eje E (3-4)

Piso	Num	L cm	H cm	Ángulo		L total cm	M kg-s2/cm	K kg/cm	V kg	def cm	der	der obj	def y cm	25% V kg	Fi (dis) kg	As cm2	As def cm2	e cm	l cm	Tmax kg	Cmax kg	ETABS	
				rad	grados																	Keff kg/cm	Pye kg
Techo	2	562	267	0,44	25,41	622	275,4	201021	131010	7,47	0,0027	0,0400	14,95	32753	9065	2,87	17,0	1,00	9,0	97066	111626	86066	65706
5	2	562	267	0,44	25,41	622	290,2	234975	243129	6,76	0,0043	0,0400	13,51	60782	16823	5,32	17,0	1,00	9,0	97066	111626	86066	65706
4	2	562	267	0,44	25,41	622	290,2	241805	330026	5,62	0,0056	0,0400	11,24	82507	22836	7,22	17,0	1,00	9,0	97066	111626	86066	65706
3	2	562	267	0,44	25,41	622	294,0	267118	393396	4,12	0,0061	0,0400	8,24	98349	27221	8,61	22,0	1,00	11,5	125615	144457	111379	85032
2	2	562	267	0,44	25,41	622	298,5	302895	433890	2,50	0,0059	0,0400	5,01	108472	30023	9,49	22,0	1,00	11,5	125615	144457	111379	85032
1	2	562	267	0,44	25,41	622	298,5	535850	452238	0,93	0,0035	0,0400	1,86	113060	31293	9,90	22,0	1,00	11,5	125615	144457	111379	85032

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: Datos de los disipadores BRB diseñados Eje A (1-2), Eje E (1-2)

Piso	Num	L	H	Ángulo		L total	M	K	V	def	der	der obj	def y	25% V	Fi (dis)	As	As def	e	l	Tmax	Cmax	ETABS									
				rad	grados																	cm	kg-s ² /cm	kg/cm	kg	cm	cm	kg	kg	kg/cm	kg
				cm	cm																	cm	kg-s ² /cm	kg/cm	kg	cm	cm	kg	kg	kg/cm	kg
Techo	2	430	267	0,56	31,84	506	275,4	201021	131010	7,47	0,0027	0,0400	14,95	32753	9638	3,05	17,0	1,00	9,0	97066	111626	105798	65706								
5	2	430	267	0,56	31,84	506	290,2	234975	243129	6,76	0,0043	0,0400	13,51	60782	17887	5,66	17,0	1,00	9,0	97066	111626	105798	65706								
4	2	430	267	0,56	31,84	506	290,2	241805	330026	5,62	0,0056	0,0400	11,24	82507	24280	7,68	17,0	1,00	9,0	97066	111626	105798	65706								
3	2	430	267	0,56	31,84	506	294,0	267118	393396	4,12	0,0061	0,0400	8,24	98349	28942	9,15	22,0	1,00	11,5	125615	144457	136916	85032								
2	2	430	267	0,56	31,84	506	298,5	302895	433890	2,50	0,0059	0,0400	5,01	108472	31921	10,09	22,0	1,00	11,5	125615	144457	136916	85032								

Fuente: Elaboración propia

MODELACIÓN DE DISIPADORES BRB

Se modelará los disipadores BRB como un elemento tipo LINK. En este apartado es importante darle las propiedades necesarias calculadas anteriormente, como son la rigidez efectiva y la fuerza de fluencia.

Figura 70: Asignación de propiedades a los BRB

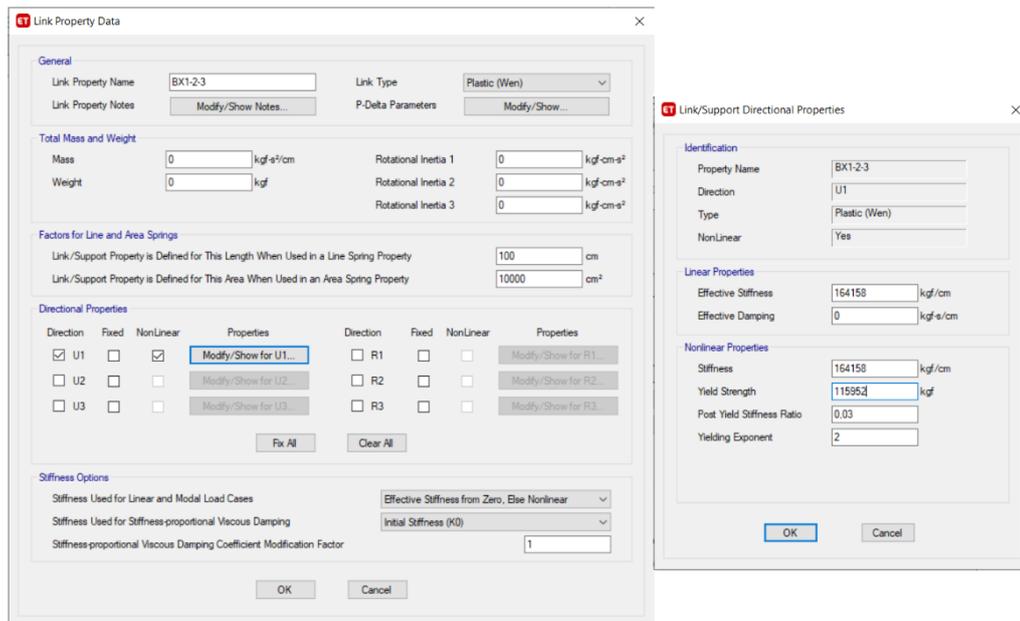
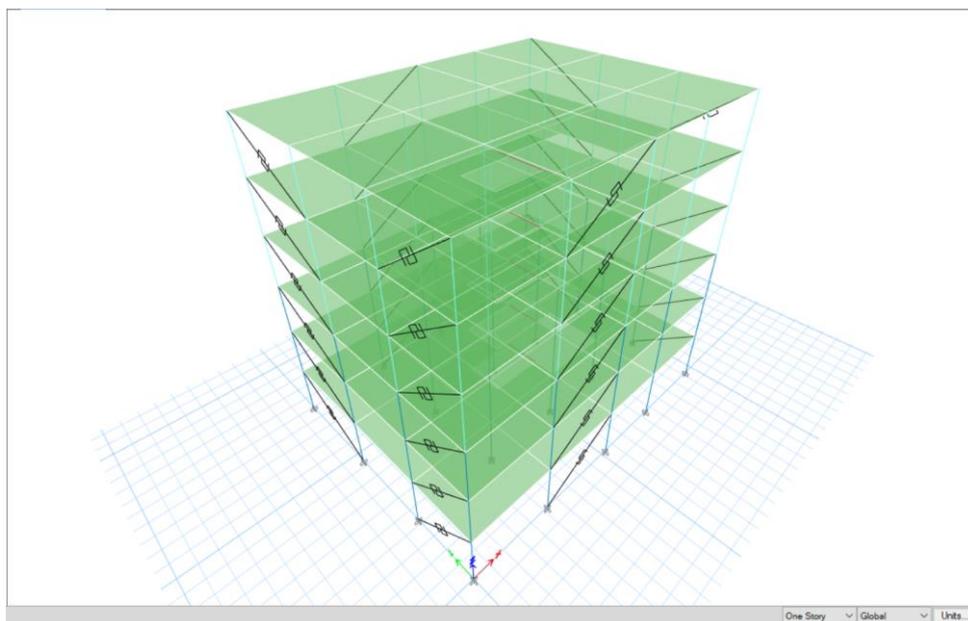


Figura 71: Vista general en 3D (Diseño con disipadores)

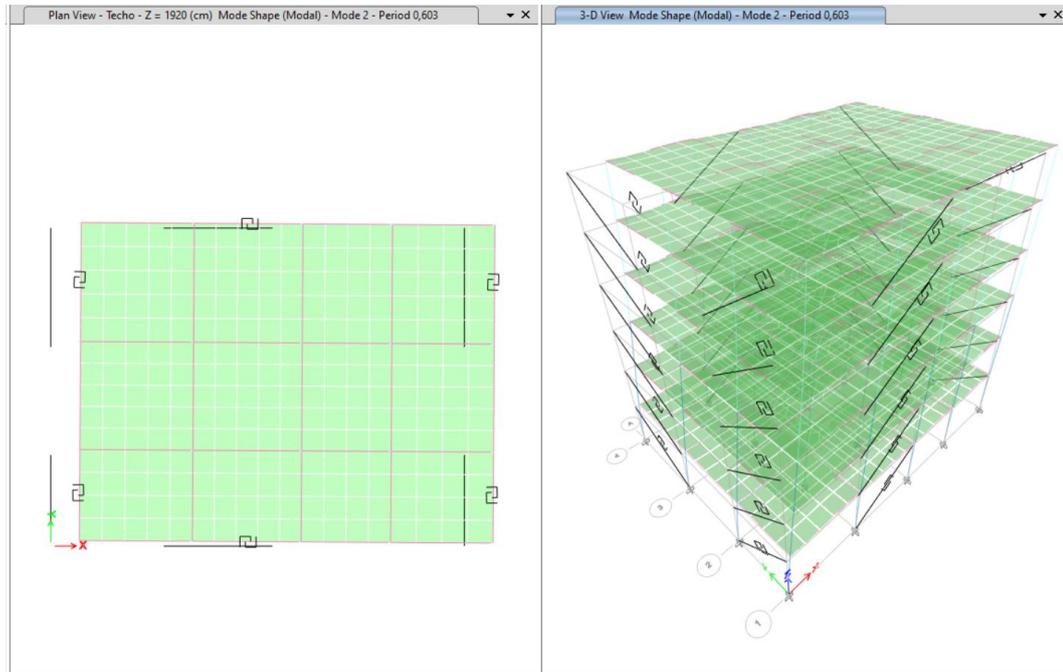


3.9. Resultados del análisis estructural del diseño con BRB

Periodo de vibración NEC-SE-DS

Sentido X

Figura 72: Periodo de vibración en el sentido X (Diseño con BRB)



$$T_a (Modal) \leq 1,3T$$

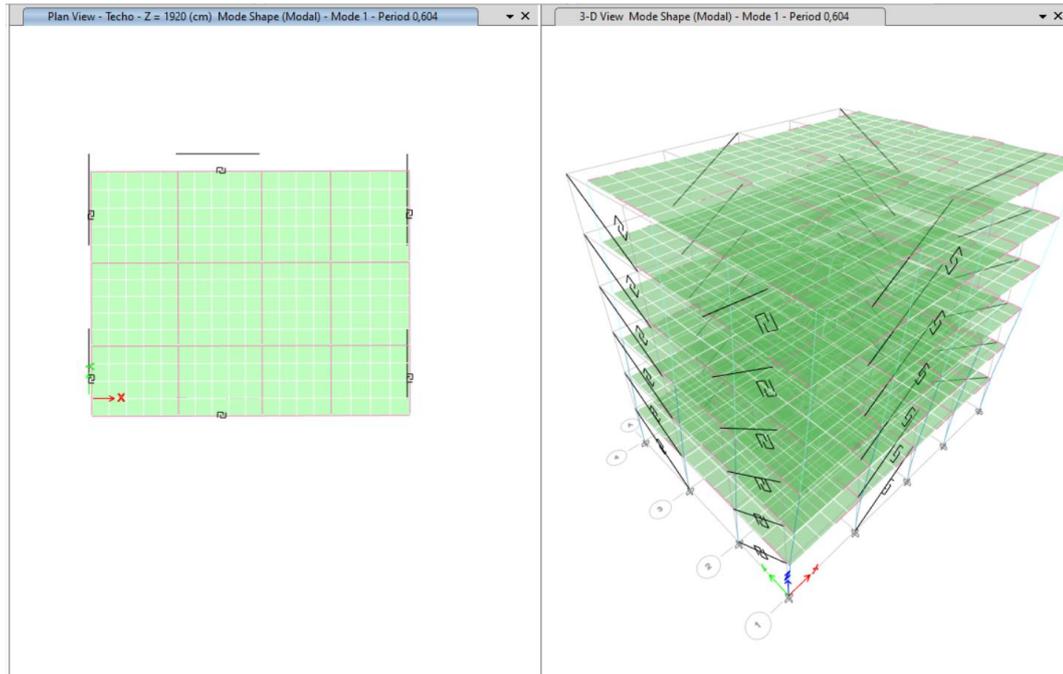
$$0,604 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,604 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,604 \leq 1,02 \text{ OK}$$

Sentido Y

Figura 73: Periodo de vibración sentido Y (Diseño con BRB)



$$T_a (\text{Modal}) \leq 1,3T$$

$$0,604 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,604 \leq 1,3 * 0,78$$

$$0,604 \leq 1,02 \text{ OK}$$

Verificación de los factores de participación modal y torsión

Tabla 31: Participación Modal (Diseño con BRB)

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,604	0,0158	0,7658	0	0,0158	0,7658	0	0,242	4,50E-03	0,0004	0,242	4,50E-03	0,0004
Modal	2	0,603	0,7819	0,0153	0	0,7977	0,7811	0	4,80E-03	0,2234	0,0009	0,2468	0,2279	0,0013
Modal	3	0,457	0,0007	0,0005	0	0,7984	0,7816	0	0,0002	0,0002	0,7901	0,247	0,2281	0,7914
Modal	4	0,193	0,1154	1,00E-04	0	0,9138	0,7818	0	5,00E-04	0,5361	0,0002	0,2475	0,7642	0,7916
Modal	5	0,192	1,00E-04	0,1223	0	0,914	0,9041	0	0,4936	6,00E-04	0,0001	0,7411	0,7648	0,7917
Modal	6	0,15	0,0001	0,0001	0	0,9141	0,9042	0	0,0004	0,0007	0,12	0,7416	0,7655	0,9117
Modal	7	0,104	0,0431	7,14E-06	0	0,9573	0,9042	0	1,58E-05	0,0905	1,00E-04	0,7416	0,856	0,9118
Modal	8	0,1	8,63E-06	0,0488	0	0,9573	0,9531	0	0,1073	1,86E-05	0,0001	0,8489	0,856	0,9119
Modal	9	0,082	1,00E-04	0,0001	0	0,9573	0,9532	0	0,0002	0,0002	0,0444	0,8492	0,8562	0,9563
Modal	10	0,067	0,0242	2,47E-06	0	0,9815	0,9532	0	8,30E-06	0,088	1,00E-04	0,8492	0,9442	0,9563
Modal	11	0,062	4,41E-06	0,0271	0	0,9815	0,9802	0	0,0907	1,56E-05	0,0001	0,9399	0,9442	0,9565
Modal	12	0,053	0,0001	0,0001	0	0,9816	0,9804	0	0,0005	0,0002	0,0252	0,9404	0,9445	0,9817

Fuente: Elaboración propia

Torsión

$$\frac{Rz}{Rx + Ry + Rz} \leq 25\%$$

Modo 1

$$\frac{0,0004}{0,242 + 0,00450 + 0,0004} \leq 25\%$$

$$0,16\% \leq 25\% \text{ OK}$$

Modo 2

$$\frac{0,0009}{0,00480 + 0,2234 + 0,0009} \leq 25\%$$

$$0,39\% \leq 25\% \text{ OK}$$

Verificación del Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

Sentido X

Figura 74: Cortante Estático (Diseño con BRB)

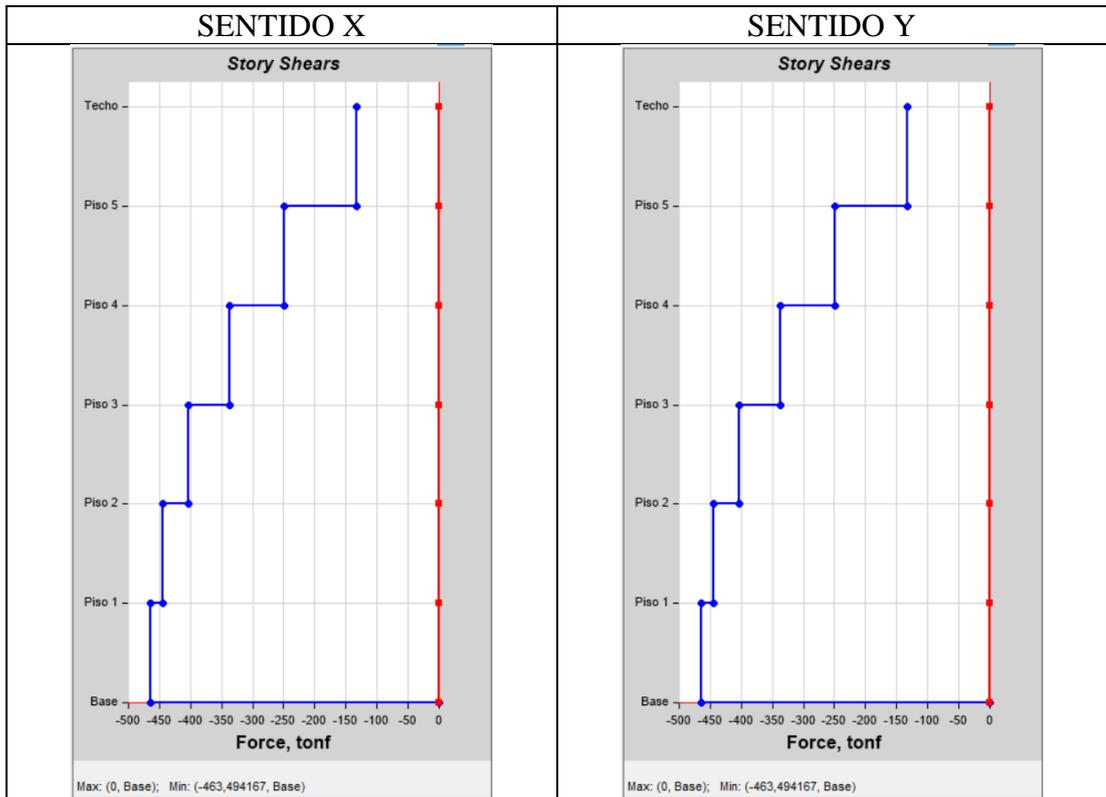
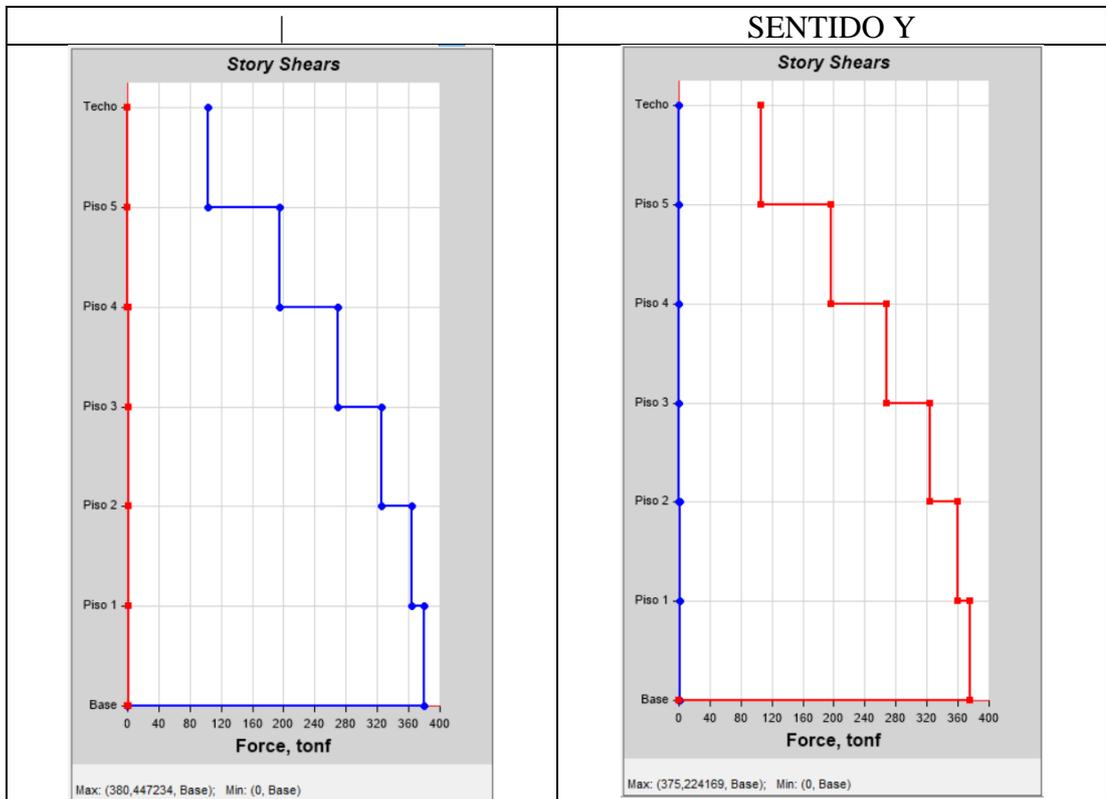


Figura 75: Cortante Dinámico (Diseño con BRB)



Sentido X

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$380,44 \text{ Tn} \geq 80\% 463,49 \text{ Tn}$$

$$380,44 \text{ Tn} \geq 370,792 \text{ Tn} \text{ OK}$$

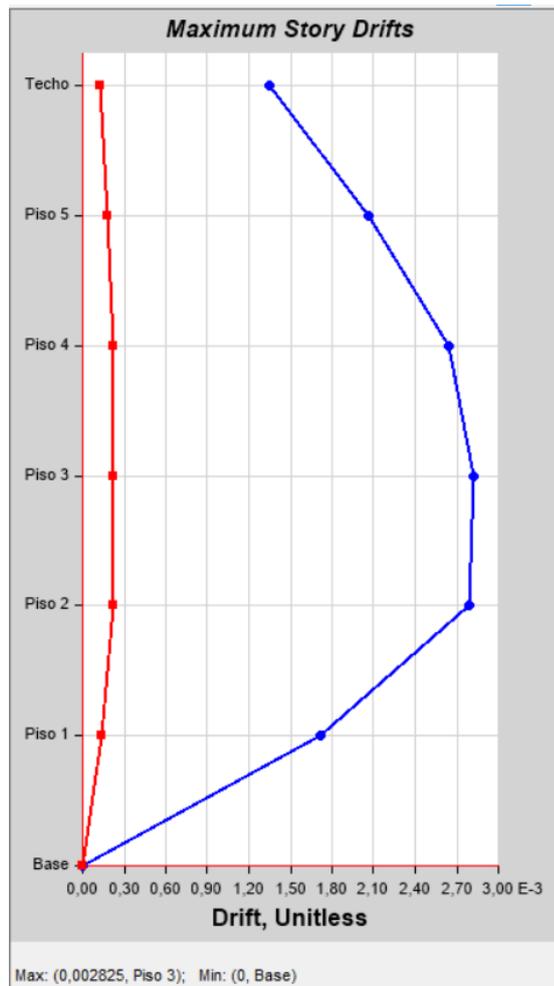
Sentido Y

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

$$375,22 \text{ Tn} \geq 80\% 463,49 \text{ Tn}$$

$$375,22 \text{ Tn} \geq 370,792 \text{ Tn} \text{ OK}$$

Figura 76: Derivas Estáticas X (Diseño con BRB)

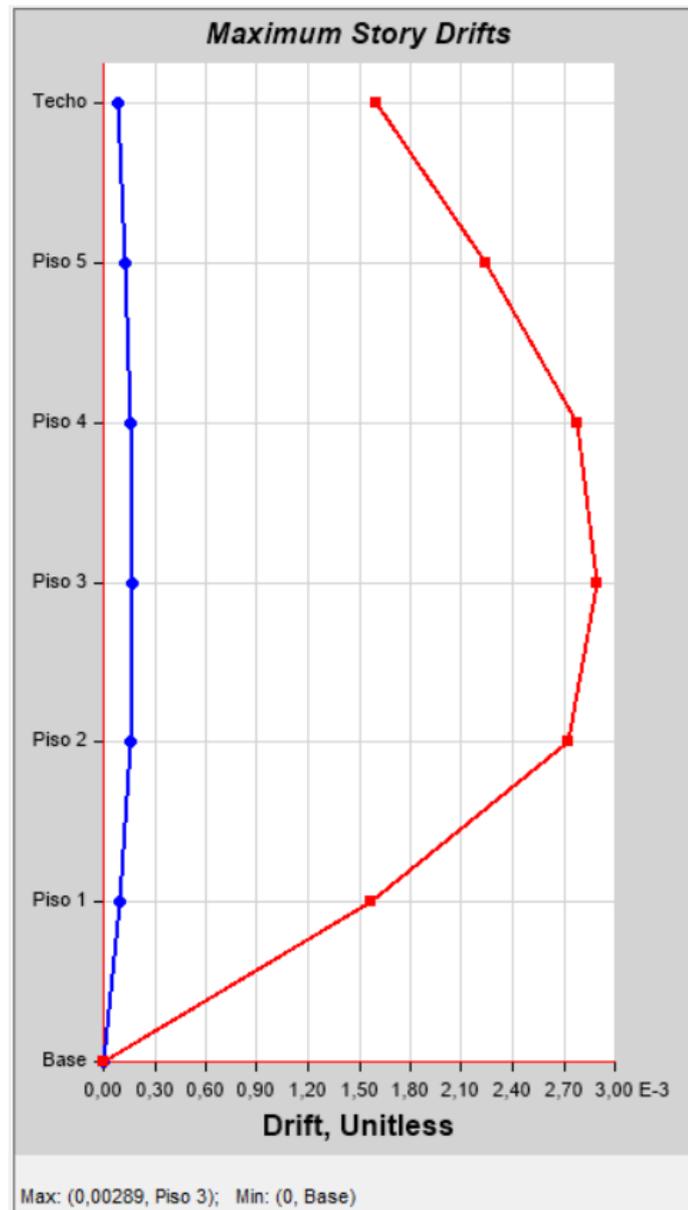


$$0,75R\Delta_E \leq 2\%$$

$$0,75 * 6 * 0,002825 \leq 2\%$$

$$1,27 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

Figura 77: Derivas Estáticas Y (Diseño con BRB)

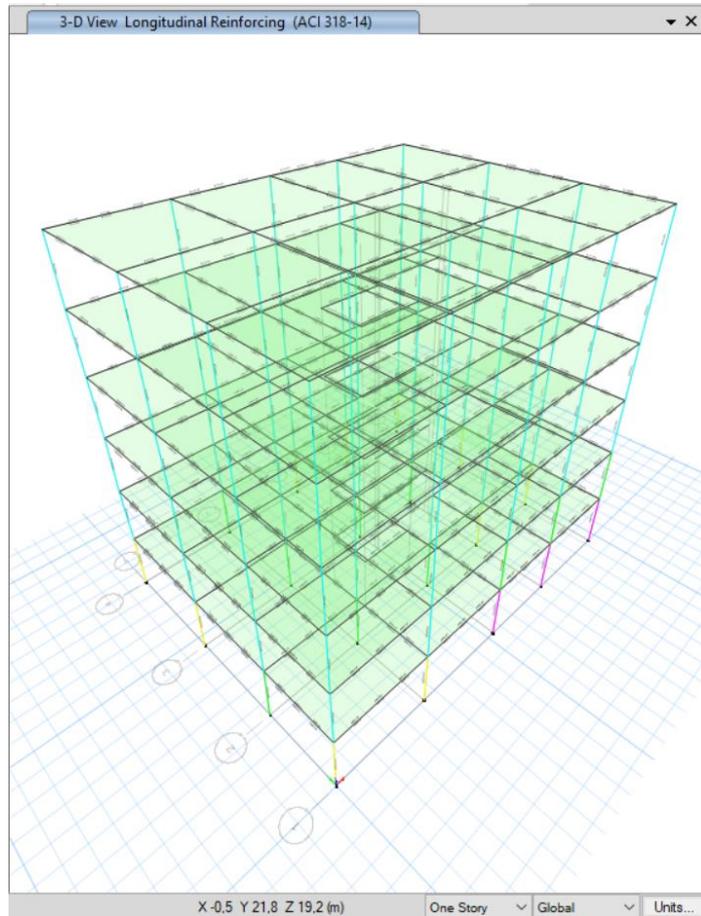


$$0,75R\Delta_E \leq 2\%$$

$$0,75 * 6 * 0,00289 \leq 2\%$$

$$1,30 \% \leq 2\% \text{ OK}$$

Figura 78: Capacidad de los elementos estructurales (Diseño con BRB)



Se observa que los elementos estructurales se encuentran trabajando a un porcentaje adecuado.

3.10. Comparación de los resultados estático no lineales entre el edificio de diseño convencional frente al diseño con disipadores.

Para realizar esta comparación, primero se cuantifica el acero que va a necesitar las vigas de la estructura según las combinaciones de carga anteriormente subidas en el programa estructural; con esta información se creará vigas con las mismas dimensiones, pero con diferentes cuantías de acero.

Figura 79: Cuantía de acero requerida en Techo (Diseño convencional)

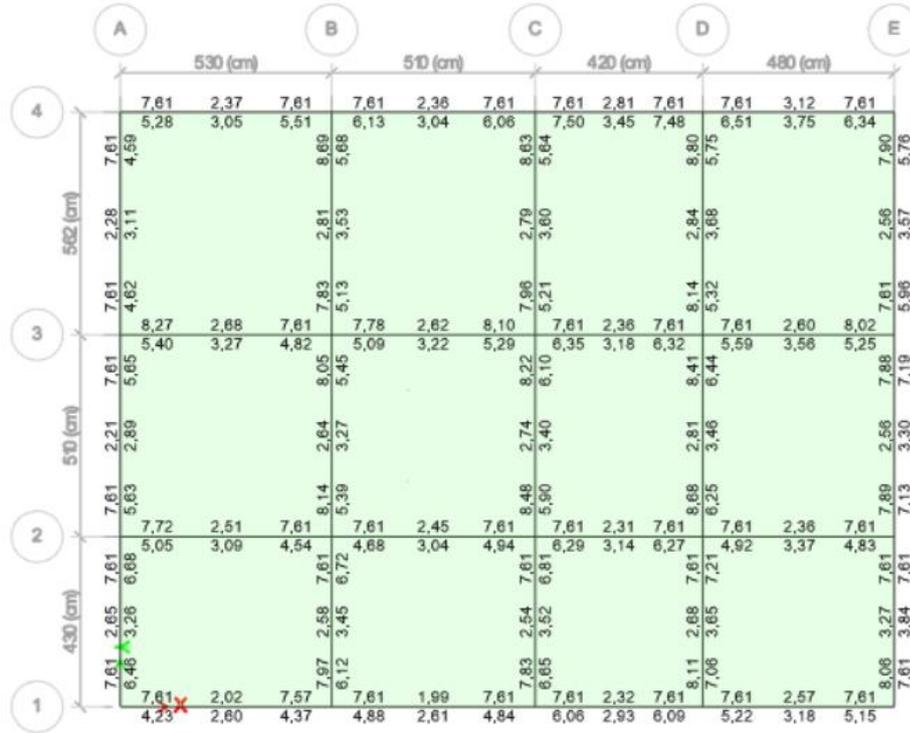


Figura 80: Cuantía de acero requerida en Piso 5 (Diseño convencional)

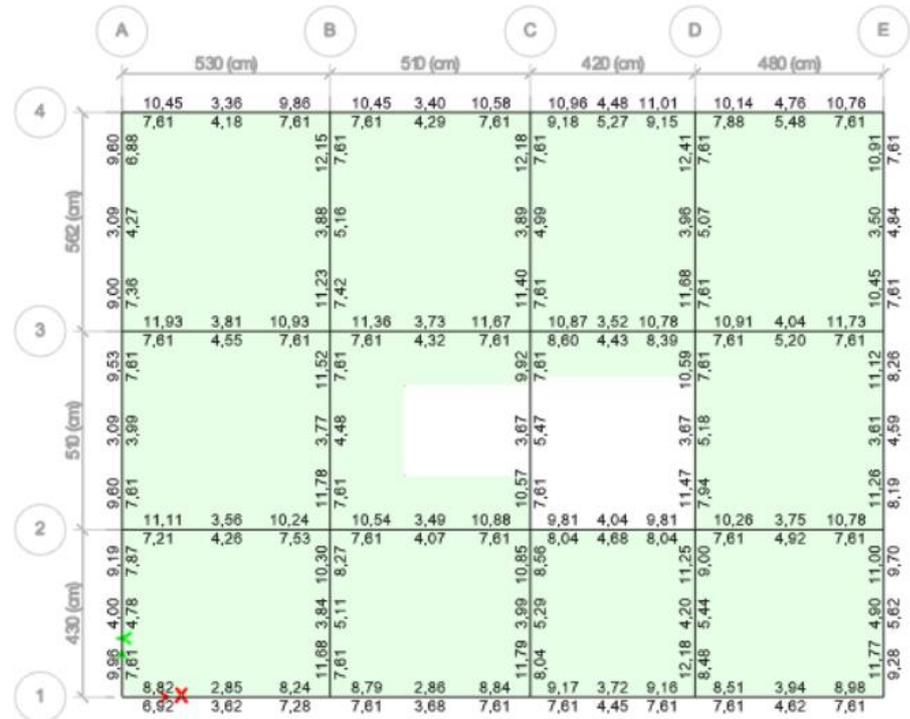


Figura 81: Cuantía de acero requerida para el Piso 4 (Diseño convencional)

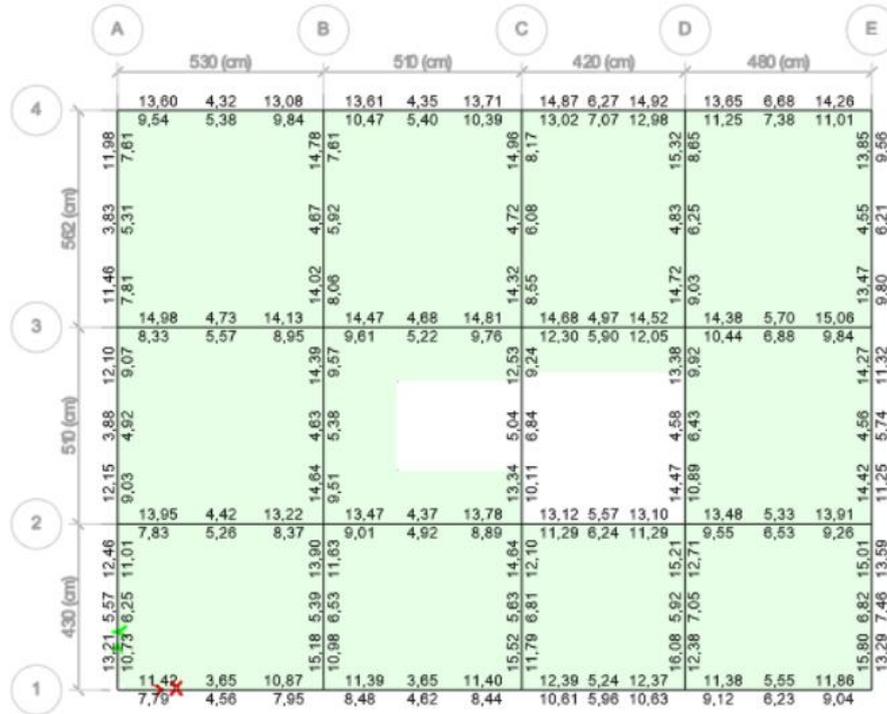


Figura 82: Cuantía de acero requerida para el Piso 3 (Diseño convencional)

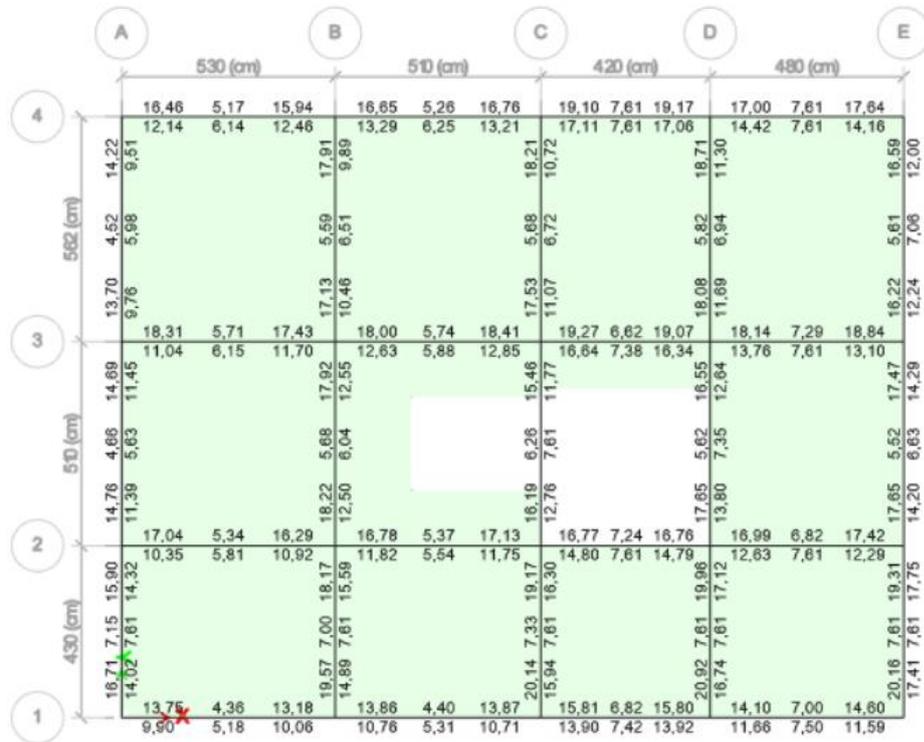


Figura 83: Cuantía de acero requerida en Piso 2 (Diseño convencional)

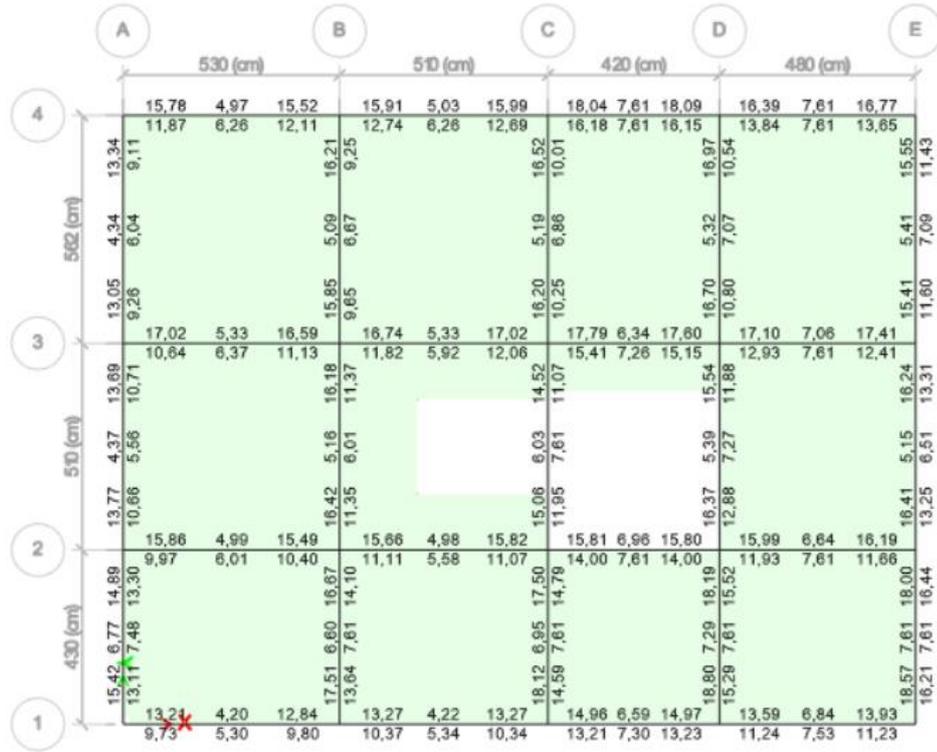
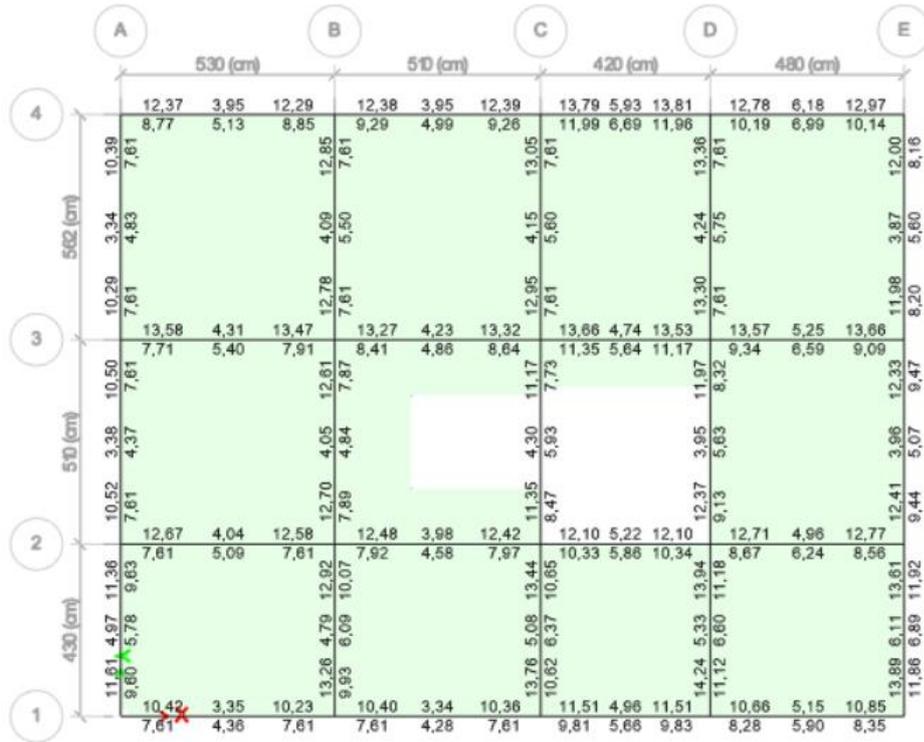


Figura 84: Cuantía de acero requerida en Piso 1 (Diseño convencional)



Las vigas a utilizar serán las siguientes:

Tabla 32: Resumen de Vigas con acero (Diseño convencional)

NOMENCLATURA	Acero	#Ø	Área	Ubicación
			cm ²	
R	-	5Ø16	10,05	Techo
	+	4Ø16	8,04	
S	-	5Ø18	12,72	Piso 5
	+	4Ø18	16,08	
X	-	8Ø16	14,07	Piso 4 – Piso 1
	+	7Ø16	12,72	
L	-	8Ø18	20,35	Piso 3 – Piso 2
	+	7Ø18	17,81	

Figura 85: Cuantía de acero requerida en Techo (Diseño con disipadores)

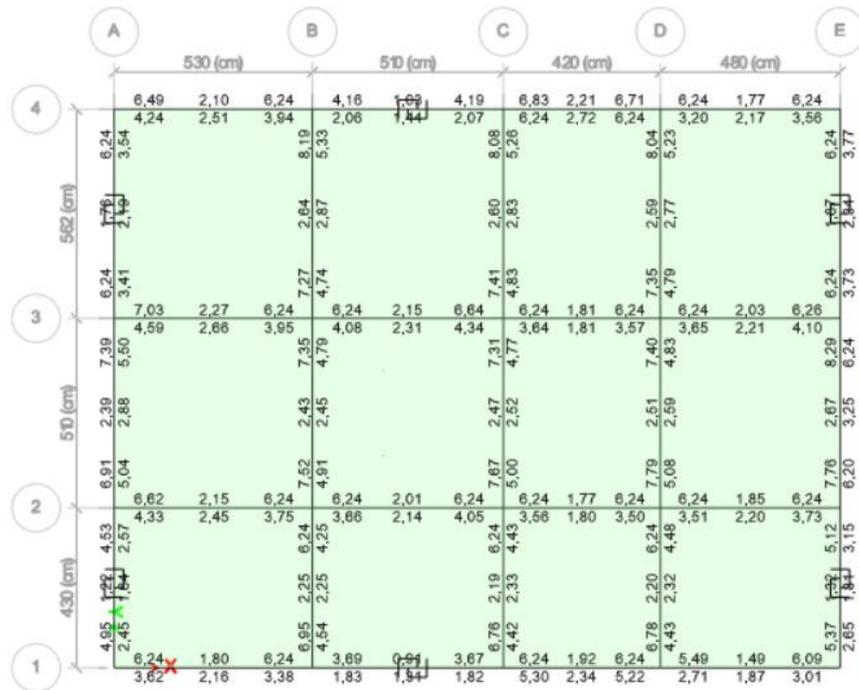


Figura 86: Cuantía de acero requerida en Piso 5 (Diseño con disipadores)

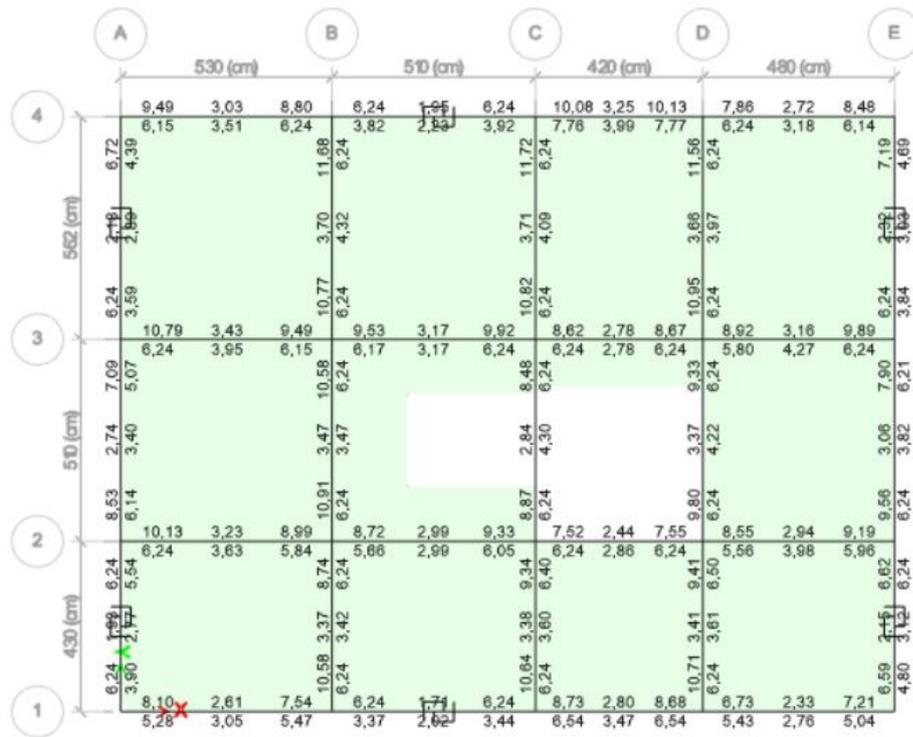


Figura 87: Cuantía de acero requerida para el Piso 4 (Diseño con disipadores)

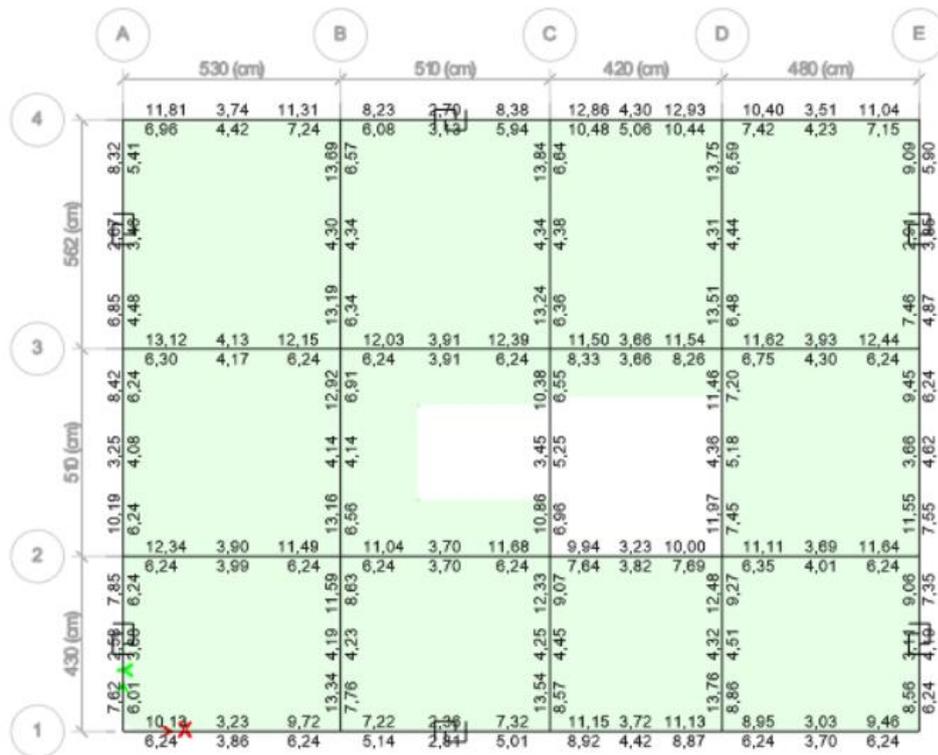


Figura 88: Cuantía de acero requerida para el Piso 3 (Diseño con disipadores)

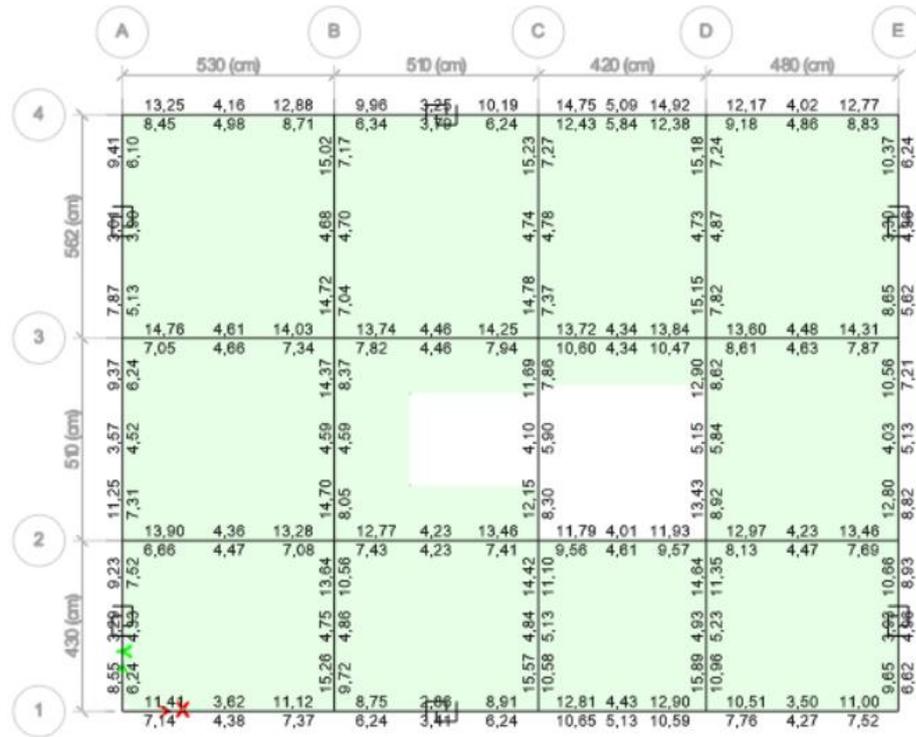


Figura 89: Cuantía de acero requerida en Piso 2 (Diseño con disipadores)

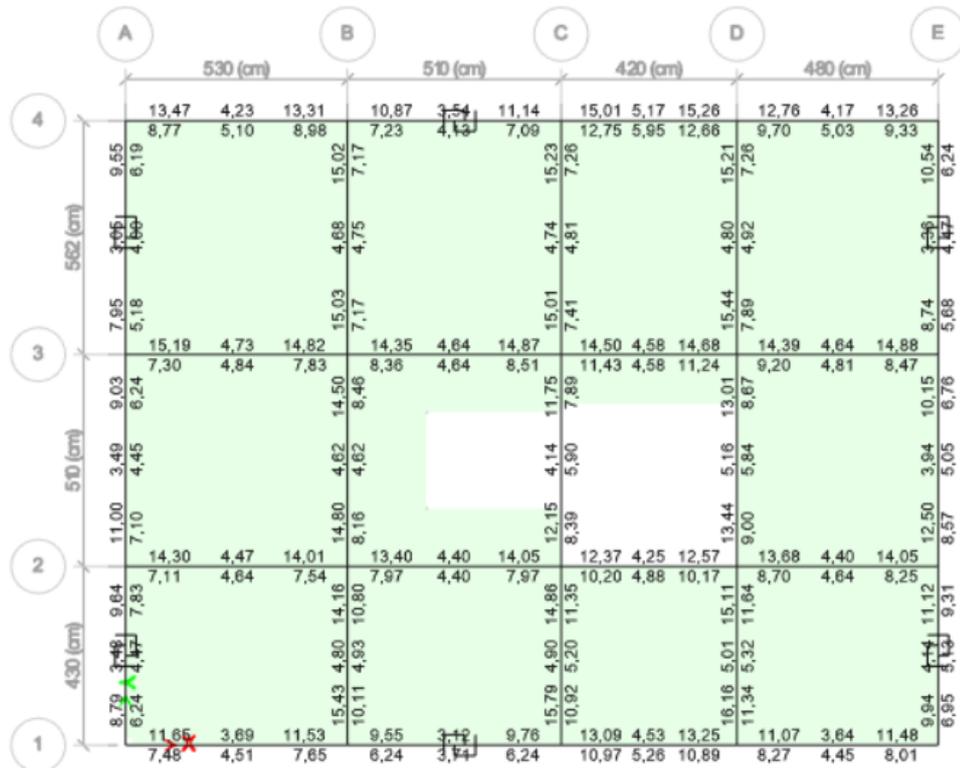
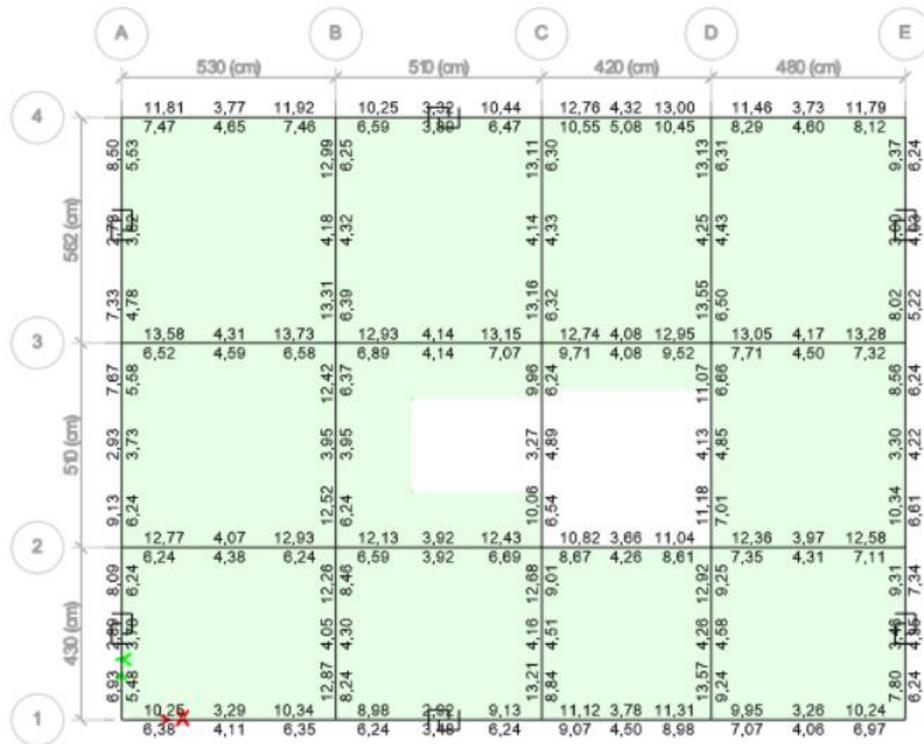


Figura 90: Cuantía de acero requerida en Piso 1 (Diseño con disipadores)



Las vigas a utilizar serán las siguientes:

Tabla 33: Resumen de Vigas con acero (Diseño con disipadores)

NOMENCLATURA	Acero	#Ø	Área	Ubicación
			cm ²	
A	-	5Ø16	10,05	Techo
	+	4Ø16	8,04	
B	-	6Ø16	12,72	Piso 5
	+	4Ø16	8,04	
C	-	6Ø18	15,27	Piso 4 - Piso 1
	+	4Ø18	10,17	
D	-	7Ø18	17,81	Piso 3 - Piso 2
	+	5Ø18	12,72	

Para continuar con el análisis estático no lineal se debe detallar tres estados de carga no lineales, para los cuales los dos diseños presentados en el trabajo deberán cumplir con el objetivo de diseño propuesto por la NEC.

- Cargas Gravitacionales
- Pushover en X
- Pushover en Y

CARGAS GRAVITACIONALES

Para la carga gravitacional se consideró el 100% de la carga muerta de la estructura además de la masa propia en ambos diseños.

Figura 91: Definición del estado de carga gravitacional

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

PUSHOVER en X, Y

Estado de carga no lineal que se define por las cargas laterales sísmicas tanto en sentido X como en sentido Y, ambas en un 100%. En este caso se controla la deformación máxima de la estructura, la cual proviene de la fórmula definida en la NEC 2015:

$$\delta = 4\% \text{Altura del edificio}$$

$$\delta = 4\%(19,20m)$$

$$\delta = 0,768m$$

Figura 92: Definición estado de carga Pushover en X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: PUSHX
 - Load Case Type: Nonlinear Static
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous
- Initial Conditions:**
 - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 - Nonlinear Case: CGNL
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FX	1
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Geometric Nonlinearity Option: None
 - Load Application: Displacement Control
 - Results Saved: Multiple States
 - Nonlinear Parameters: User Defined

Figura 93: Definición estado de carga Pushover en Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: PUSHY
 - Load Case Type: Nonlinear Static
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous
- Initial Conditions:**
 - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 - Nonlinear Case: CGNL
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FY	1
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Geometric Nonlinearity Option: None
 - Load Application: Displacement Control
 - Results Saved: Multiple States
 - Nonlinear Parameters: User Defined

RÓTULAS PLÁSTICAS

El análisis estático no lineal, prosigue con la ubicación de rótulas plásticas en columnas y vigas que componen ambos diseños de la estructura. La NEC 2015 menciona la ubicación de las rótulas dependiente del sistema estructural utilizado

Tabla 34: Ubicación de rótulas plásticas en edificios de hormigón

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: NEC 2015

En este caso se trabajará con rótulas plásticas ubicadas en los extremos de vigas y las columnas.

Para las rótulas ubicadas en las columnas se usa la condición II que expresa que el elemento está trabajando a flexo compresión, como lo hace la columna.

Figura 94: Asignación de rótulas plásticas en columnas

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box. The 'Auto Hinge Type' is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' is set to 'Table 10-8 (Concrete Columns)'. Under 'Degree of Freedom', the 'P-M2-M3' radio button is selected. The 'Concrete Column Failure Condition' has 'Condition ii - Flexure/Shear' selected. The 'P and V Values From' section has 'Case/Combo' selected with 'CGNL' in the dropdown, and 'V2' and 'V3' input fields. The 'Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$ ' has 'From Current Design' selected. The 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity' has 'Drops Load After Point E' selected. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Por otro lado, las rótulas ubicadas en las vigas se utiliza el grado de libertad M3 especificando que se encuentra trabajando a flexión.

Figura 95: Asignación de rótulas plásticas en vigas

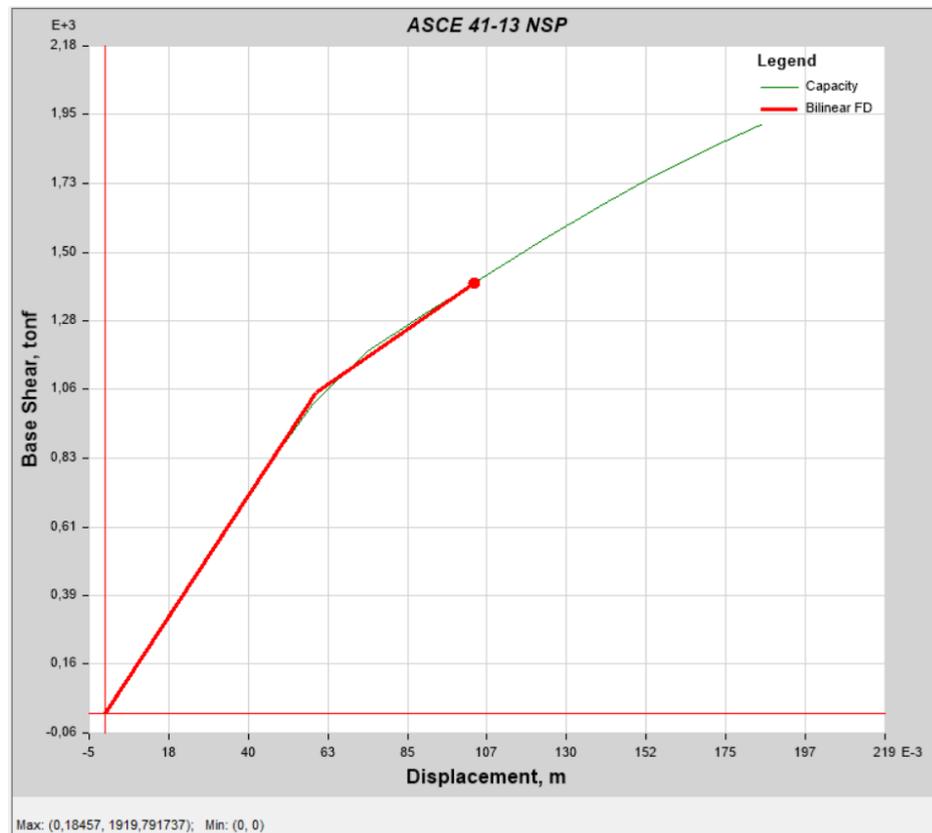
The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box for beam plastic hinges. The 'Auto Hinge Type' is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' is set to 'Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i'. Under 'Degree of Freedom', the 'M3' radio button is selected. The 'V Value From' section has 'Case/Combo' selected with 'CGNL' in the dropdown, and a 'V2' input field. The 'Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$ ' has 'From Current Design' selected. The 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity' has 'Drops Load After Point E' selected. The 'Transverse Reinforcing' section has 'Transverse Reinforcing is Conforming' checked. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Para la ejecución del análisis estático no lineal se consideró el espectro de diseño sin reducir, es decir; el valor de R será igual a 1. En este caso no es necesario ejecutar los casos espectrales, ni modales, esto para que los cálculos realizados por el programa sean rápidos y no generen mayor problema en el tiempo.

A continuación, se presentan los resultados de las curvas de desempeño de ambos diseños considerados para la estructura tanto en X como en Y.

Curva de capacidad y punto de desempeño en la dirección X (Diseño convencional)

Figura 96: Curva de desempeño dirección X (Diseño convencional)



Se aprecia que el diseño tendrá su desplazamiento máximo en X a los 19,40 cm con una fuerza estimada de 2160,18 tn, mientras que su desplazamiento objetivo es de 10,23 cm.

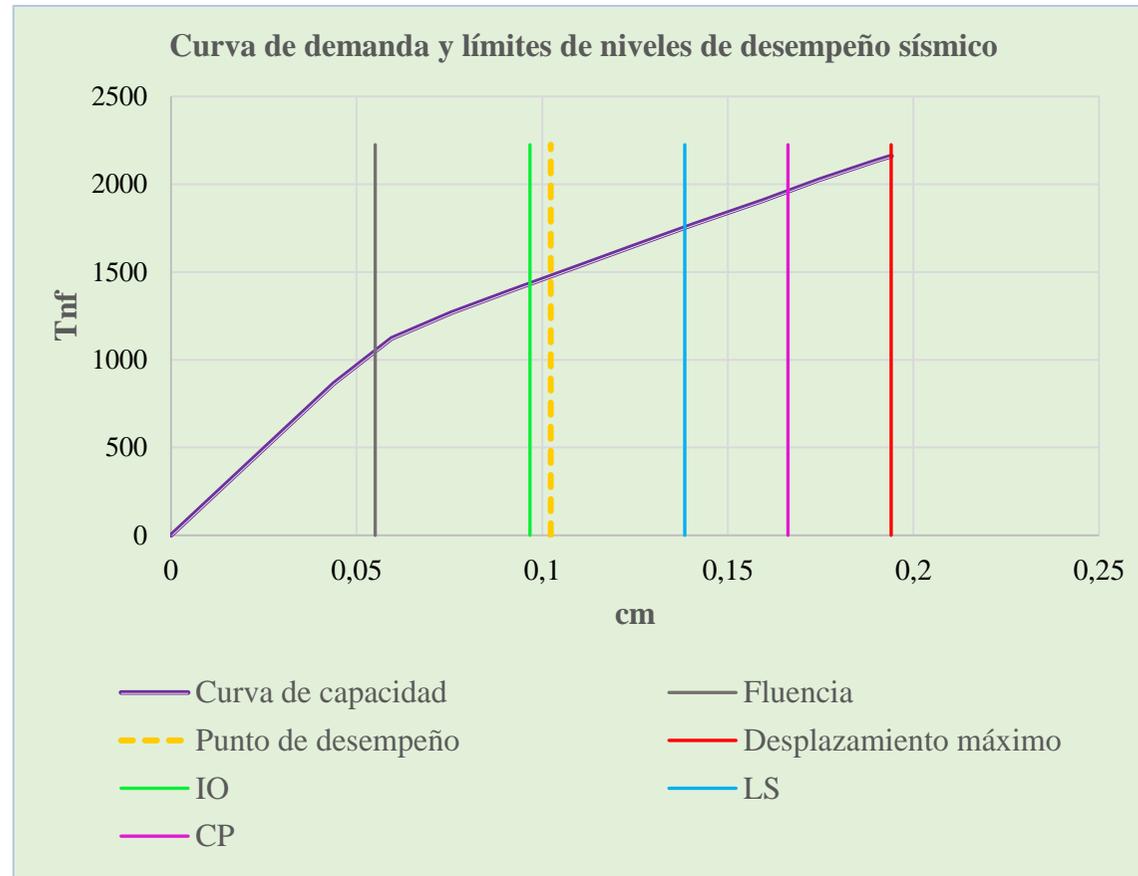
Con los datos proporcionados por el programa estructural se realiza una hoja de cálculo para visualizar de mejor forma la curva de capacidad y los límites de nivel de desempeño sísmico provenientes de la estructura.

Tabla 35: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño convencional)

TIPO	RARO	
dy	0,0550	0,00
	0,0550	2224,99
dd	0,1023	0,00
	0,1023	2224,99
du	0,1940	0,00
	0,1940	2224,99
IO	0,0967	0,00
	0,0967	2224,99
LS	0,1384	0,00
	0,1384	2224,99
CP	0,1662	0,00
	0,1662	2224,99
Duct dem	1,86	
Duct cap	3,53	
R	4,41	

Fuente: Elaboración propia

Figura 97: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño convencional)



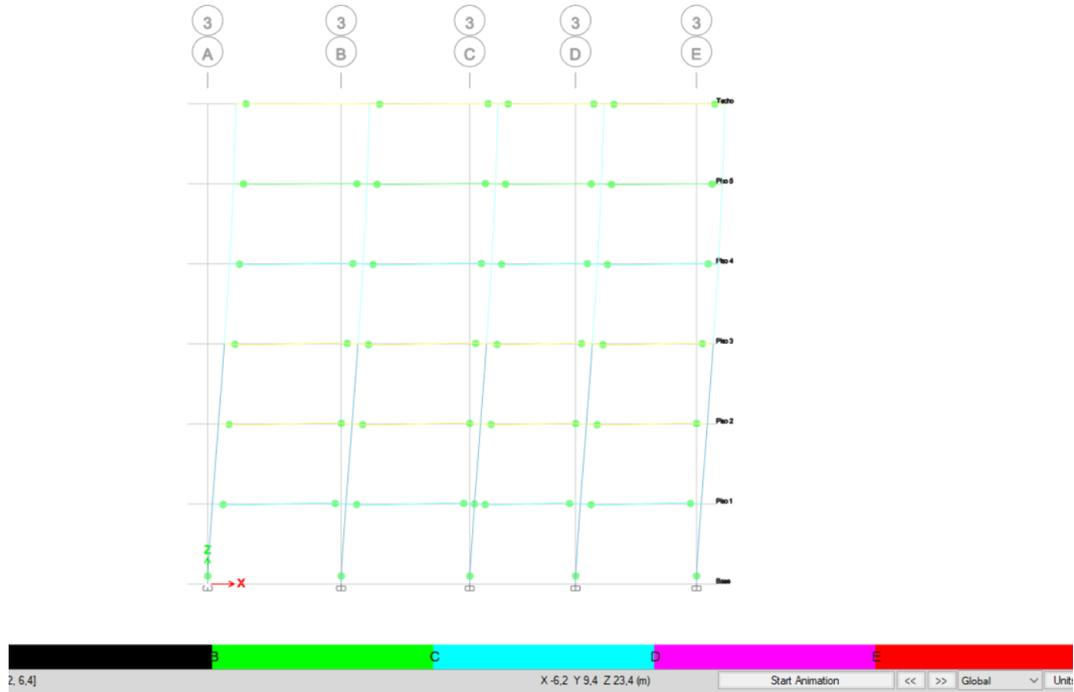
Una vez se obtiene la curva de capacidad, se observa que el punto de desempeño del diseño convencional en sentido X se encuentra entre el nivel de Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de vida (LS).

Tabla 36: Formación de rótulas plásticas en sentido X (Diseño convencional)

Step	Monitore d Displ (m)	Base force (tnf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
7	0,109408	1531,419	400	212	0	0	0	600	2	0	10	612

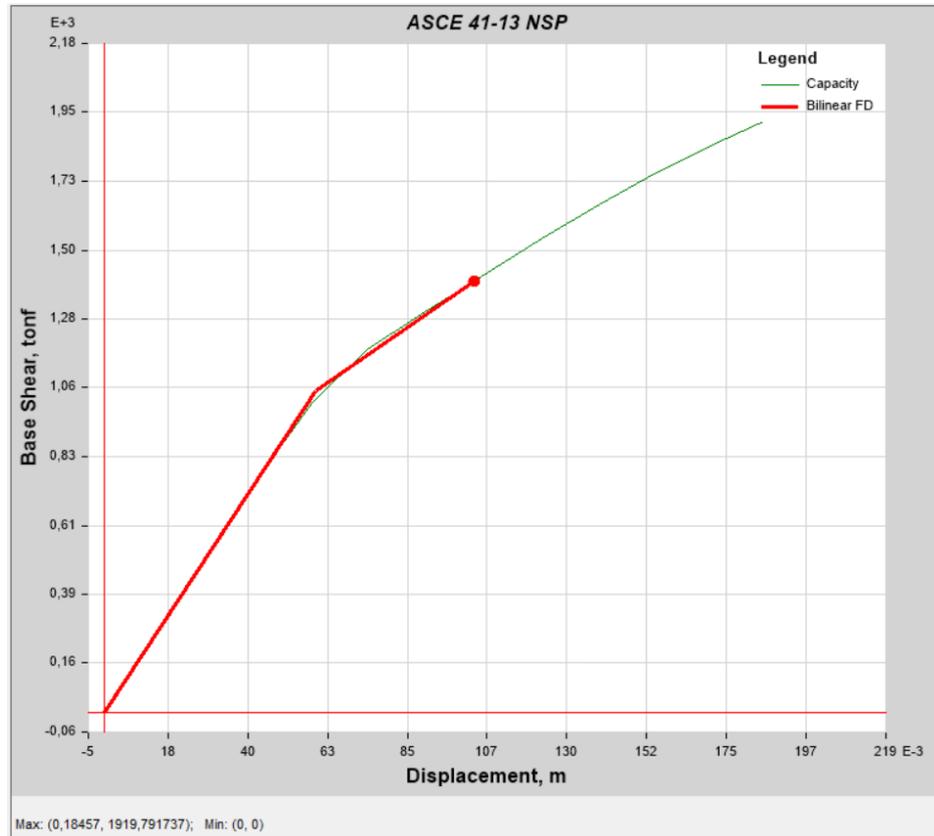
Fuente: Elaboración propia

Figura 98: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE 3 en sentido X (Diseño convencional)



Curva de capacidad y punto de desempeño en la dirección Y (Diseño convencional)

Figura 99: Curva de desempeño dirección Y (Diseño convencional)



Se aprecia que el diseño tendrá su desplazamiento máximo en Y a los 18,45 cm con una fuerza estimada de 1919,79 tn, mientras que su desplazamiento objetivo es de 11,31 cm.

Con los datos proporcionados por el programa estructural se realiza una hoja de cálculo para visualizar de mejor forma la curva de capacidad y los límites de nivel de desempeño sísmico provenientes de la estructura.

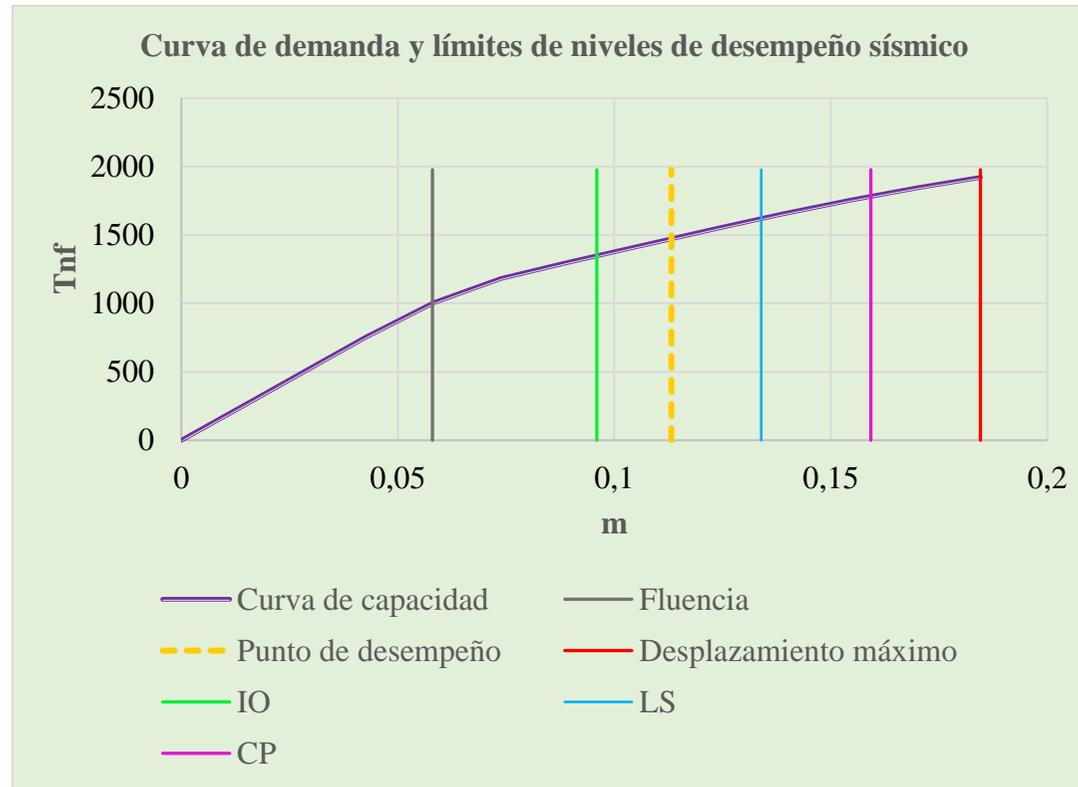
Tabla 37: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño convencional)

TIPO	RARO	
	dy	0,0580
0,0580		1977,39
dd	0,1132	0,00
	0,1132	1977,39
du	0,1846	0,00
	0,1846	1977,39
IO	0,0960	0,00
	0,0960	1977,39
LS	0,1339	0,00

	0,1339	1977,39
CP	0,1593	0,00
	0,1593	1977,39
Duct dem	1,95	
Duct cap	3,18	
R	3,98	

Fuente: Elaboración propia

Figura 100: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño convencional)



Fuente: Elaboración propia

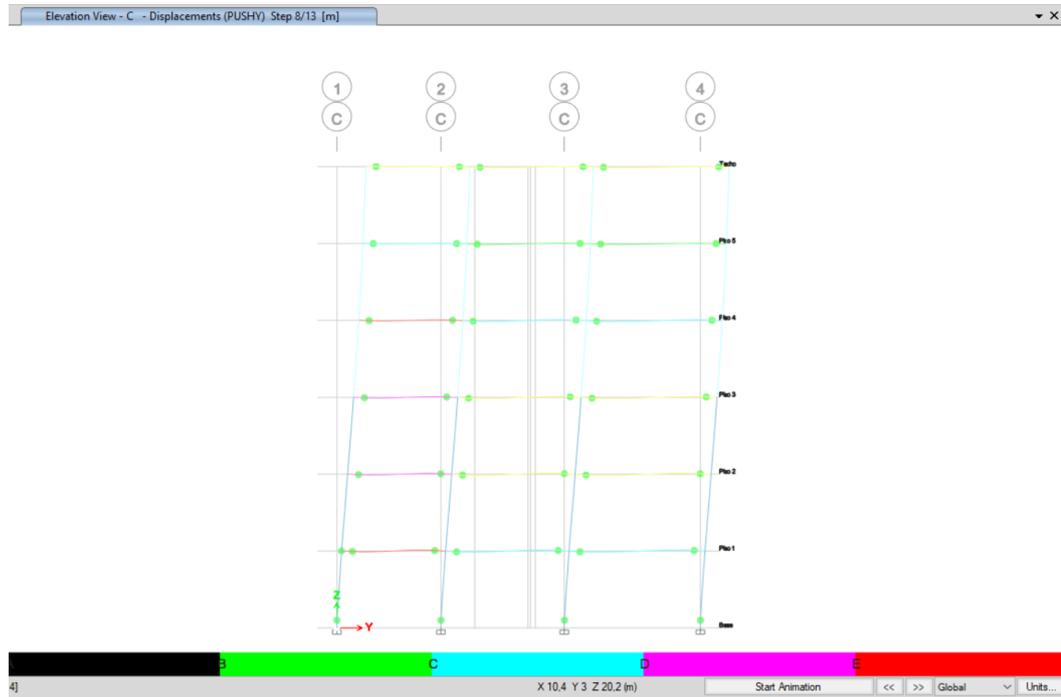
Una vez se obtiene la curva de capacidad, se observa que el punto de desempeño del diseño convencional en sentido Y se encuentra entre el nivel de Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de vida (LS).

Tabla 38: Formación de rótulas plásticas en sentido Y (Diseño convencional)

Step	Monitore d Displ (m)	Base force (tnf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
8	0,122786	1540,777	407	205	0	0	0	598	0	0	14	612

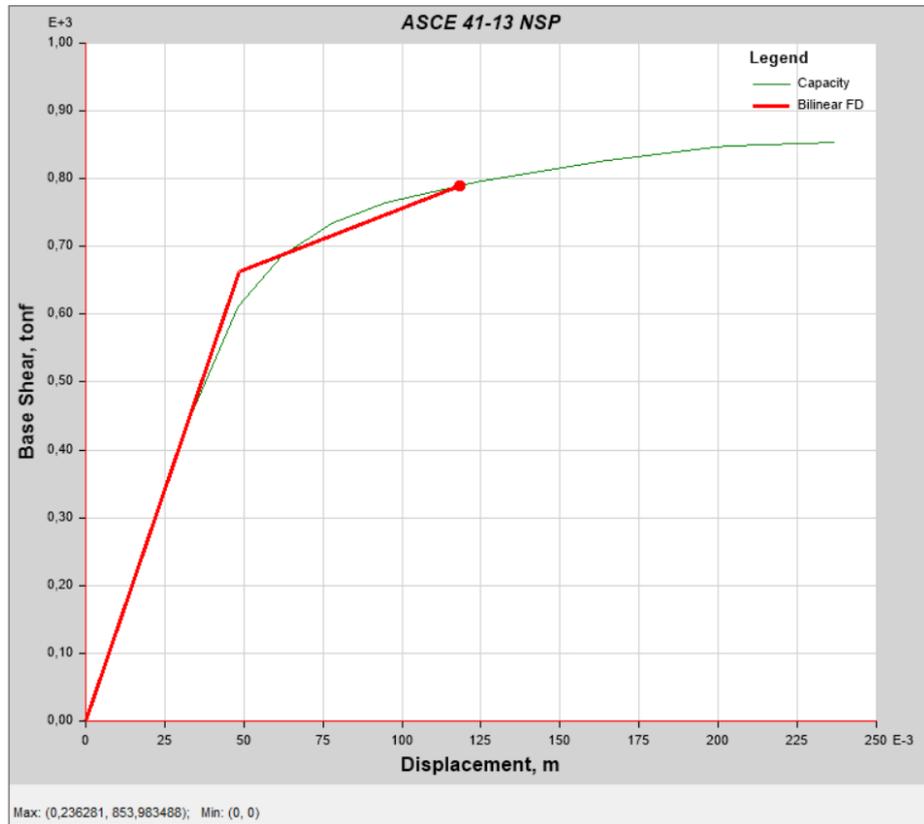
Fuente: Elaboración propia

Figura 101: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE C en sentido Y (Diseño convencional)



Curva de capacidad y punto de desempeño en la dirección X (Diseño con disipadores)

Figura 102: Curva de desempeño dirección X (Diseño con disipadores)



Se aprecia que el diseño con disipadores tendrá su desplazamiento máximo en X a los 23,62 cm con una fuerza estimada de 853,98 tn, mientras que su desplazamiento objetivo es de 11,01 cm.

Con los datos proporcionados por el programa estructural se realiza una hoja de cálculo para visualizar de mejor forma la curva de capacidad y los límites de nivel de desempeño sísmico provenientes de la estructura.

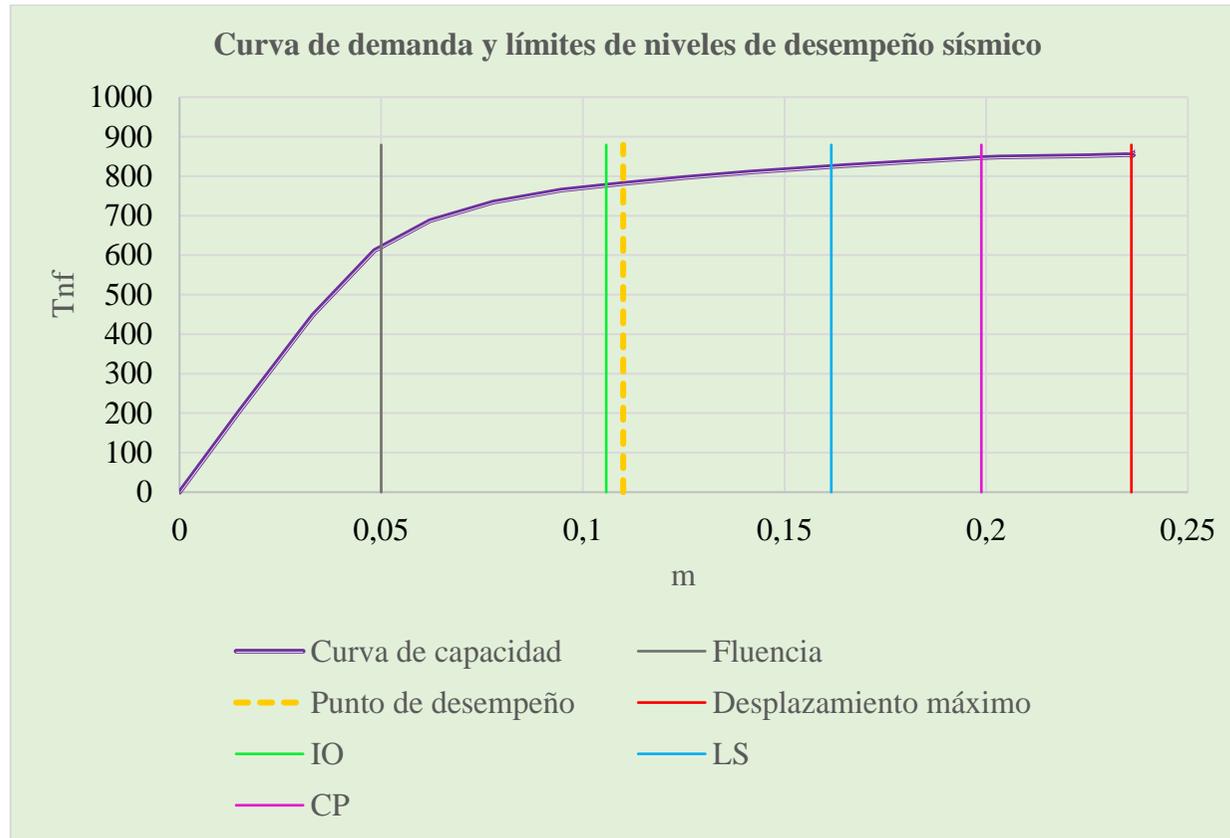
Tabla 39: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño con disipadores)

TIPO	RARO	
	dy	0,0500
	0,0500	879,26
dd	0,1100	0,00
	0,1100	879,26
du	0,2360	0,00
	0,2360	879,26
IO	0,1058	0,00
	0,1058	879,26
LS	0,1616	0,00
	0,1616	879,26

CP	0,1988	0,00
	0,1988	879,26
Duct dem	2,20	
Duct cap	4,72	
R	5,90	

Fuente: Elaboración propia

Figura 103: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en X (Diseño con disipadores)



Fuente: Elaboración propia

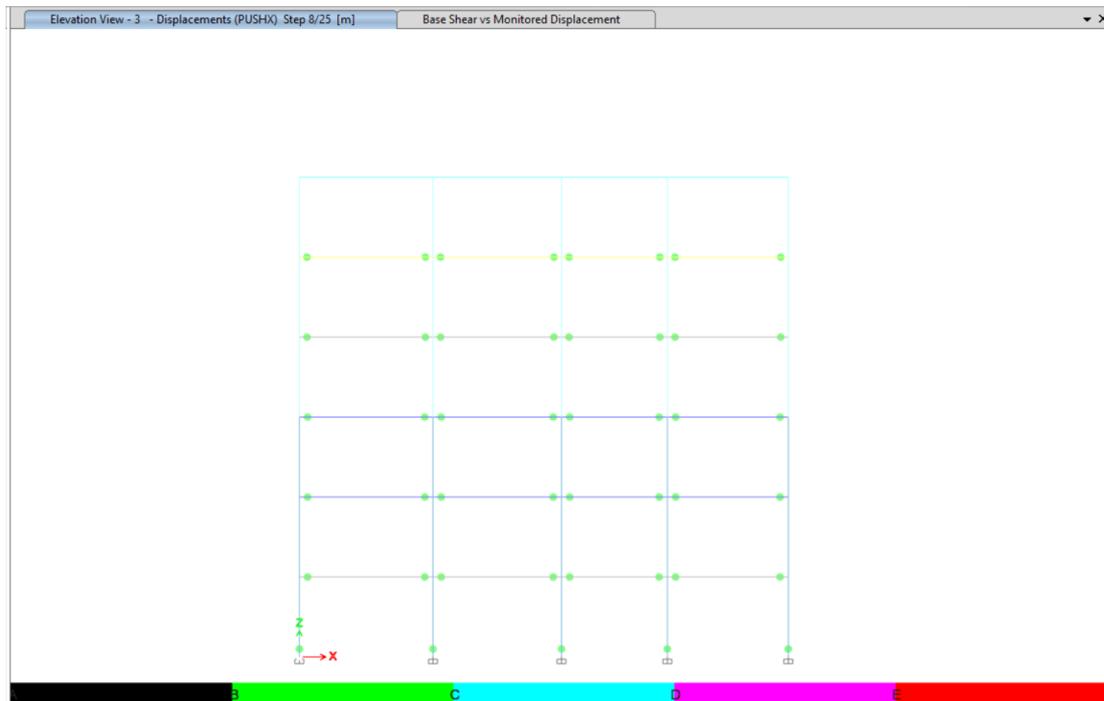
Una vez se obtiene la curva de capacidad, se observa que el punto de desempeño del diseño con disipadores en sentido X se encuentra entre el nivel de Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de vida (LS).

Tabla 40: Formación de rótulas plásticas en sentido X (Diseño con disipadores)

Step	Monitore d Displ (m)	Base force (tnf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
8	0,109597	780,7072	428	184	0	0	0	609	3	0	0	612

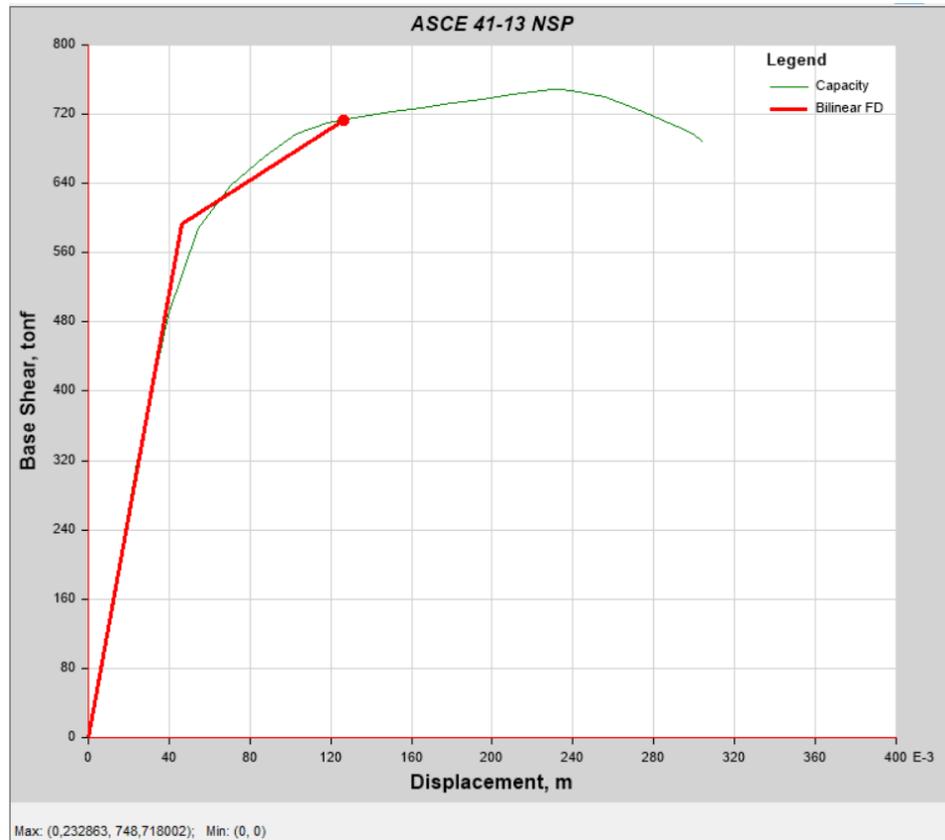
Fuente: Elaboración propia

Figura 104: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE 3 en sentido X (Diseño con disipadores)



Curva de capacidad y punto de desempeño en la dirección Y (Diseño con disipadores)

Figura 105: Curva de desempeño dirección Y (Diseño con disipadores)



Se aprecia que el diseño con disipadores tendrá su desplazamiento máximo en Y a los 23,28 cm con una fuerza estimada de 748,71 tn, mientras que su desplazamiento objetivo es de 12,20 cm.

Con los datos proporcionados por el programa estructural se realiza una hoja de cálculo para visualizar de mejor forma la curva de capacidad y los límites de nivel de desempeño sísmico provenientes de la estructura.

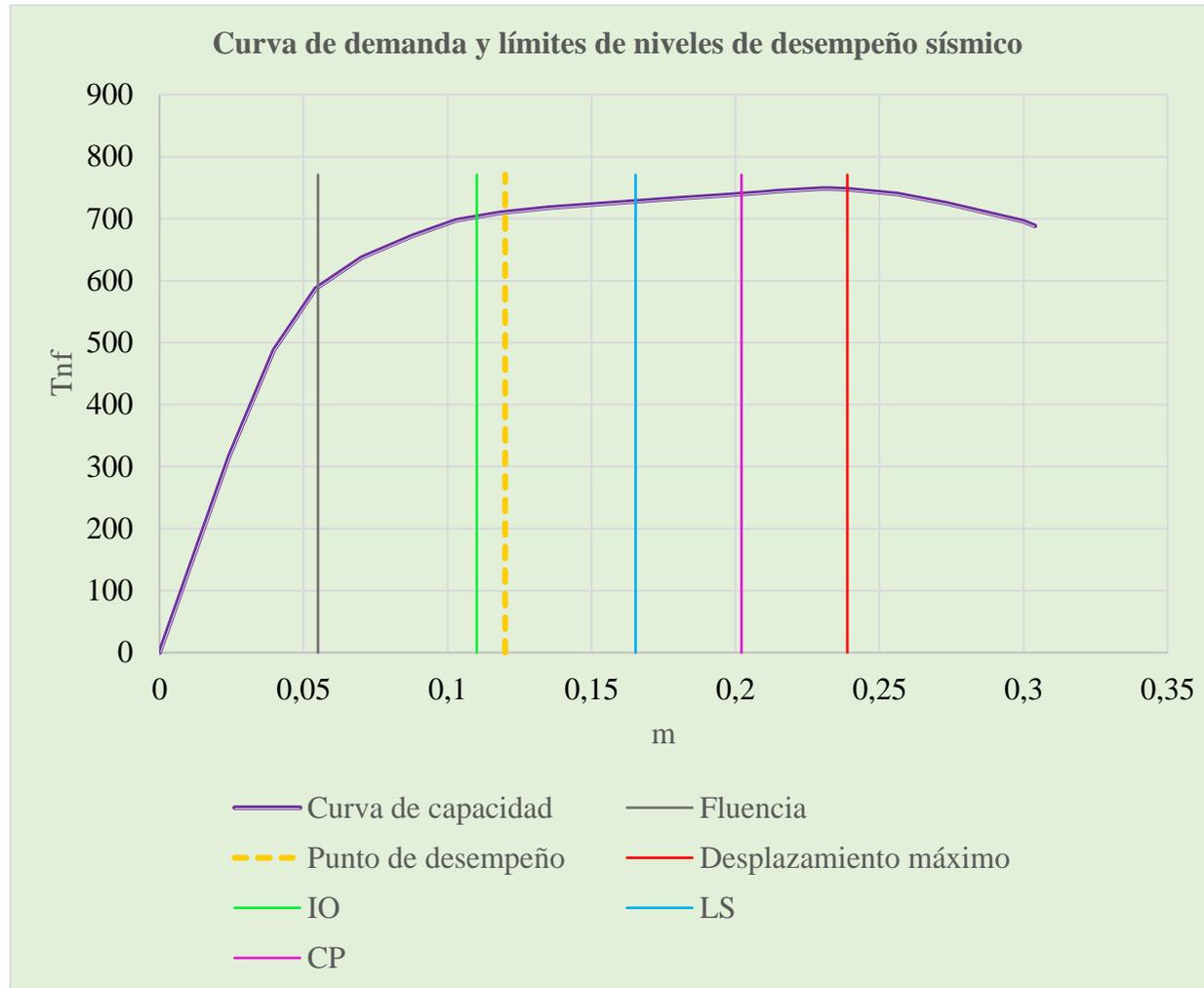
Tabla 41: Límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño con disipadores)

TIPO	RARO	
	dy	0,0550
dd	0,0550	770,95
	0,1200	0,00
du	0,1200	770,95
	0,2388	0,00
IO	0,2388	770,95
	0,1101	0,00
LS	0,1101	770,95
	0,1653	0,00

	0,1653	770,95
CP	0,2021	0,00
	0,2021	770,95
Duct dem	2,18	
Duct cap	4,34	
R	5,43	

Fuente: Elaboración propia

Figura 106: Curva de capacidad, punto de desempeño y límites de los niveles de desempeño sísmico dirección en Y (Diseño con disipadores)



Fuente: Elaboración propia

Una vez se obtiene la curva de capacidad, se observa que el punto de desempeño del diseño con disipadores en sentido Y se encuentra entre el nivel de Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de vida (LS).

Tabla 42: Formación de rótulas plásticas en sentido Y (Diseño con disipadores)

Step	Monitoreo d Displ (m)	Base force (tnf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
8	0,118358	709,5511	389	223	0	0	0	607	5	0	0	612

Fuente: Elaboración propia

Figura 107: Rótulas plásticas formadas en elementos estructurales en EJE C en sentido Y (Diseño con disipadores)

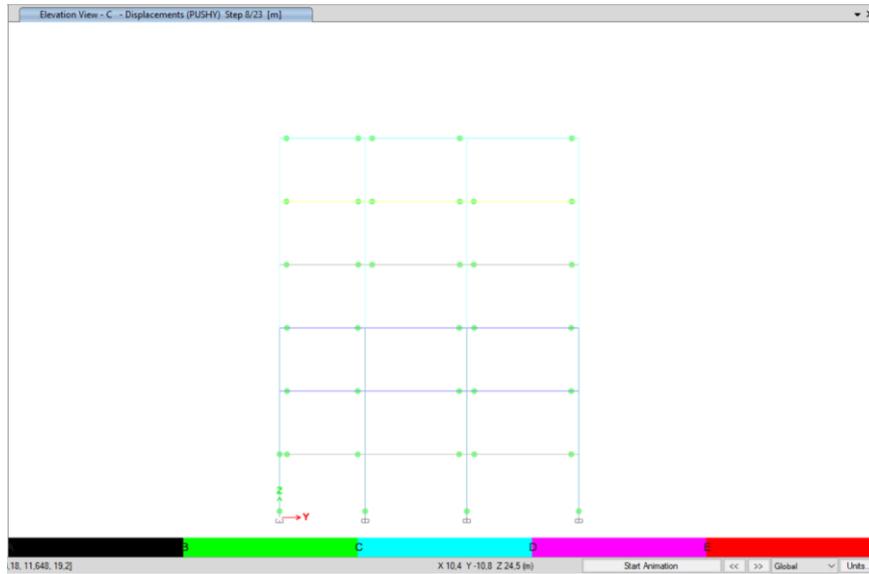
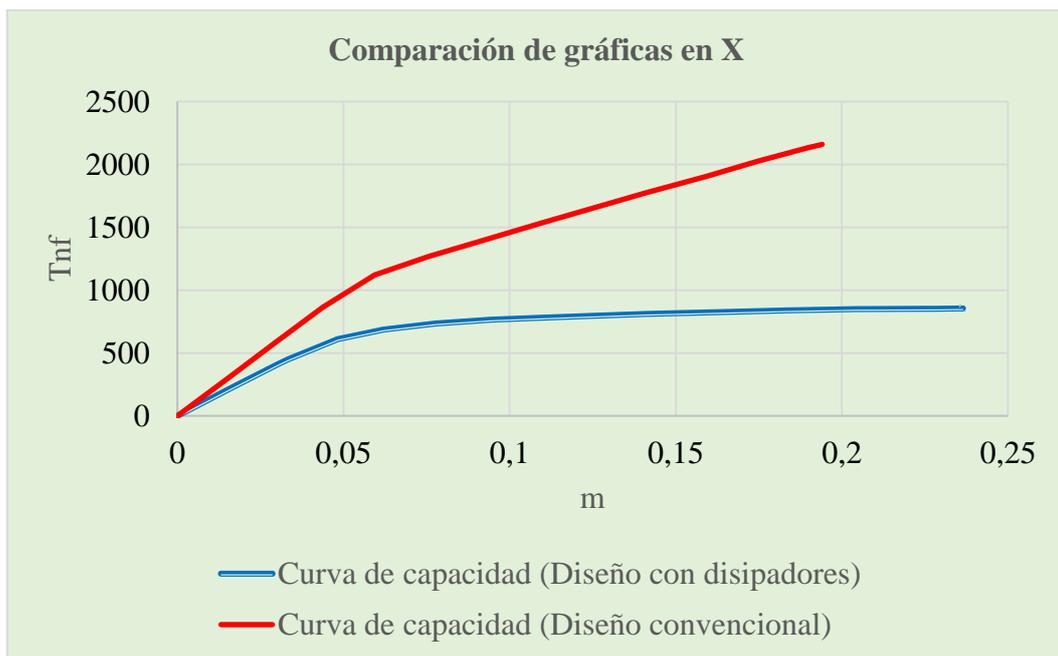


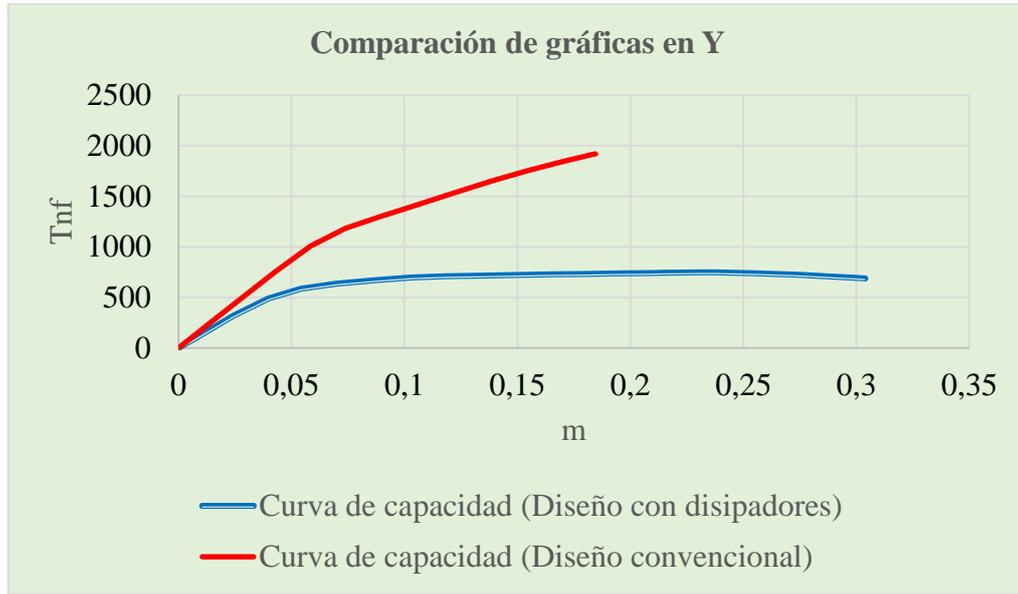
Figura 108: Comparación en X de curva de capacidad entre ambos diseños



Fuente: Elaboración propia

La ductilidad que tendrá el diseño con disipadores será de 5,90 mientras que en el diseño convencional la ductilidad será de 4,41.

Figura 109: Comparación en Y de curva de capacidad entre ambos diseños



Fuente: Elaboración propia

La ductilidad que tendrá el diseño con disipadores será de 5,43 mientras que en el diseño convencional la ductilidad será de 3,98.

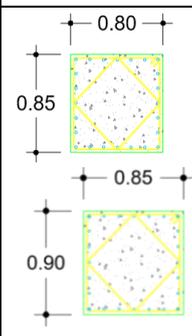
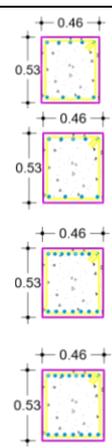
CAPÍTULO IV

4.1. Análisis comparativo de costos del edificio en estudio

4.1.1. Diseño Convencional

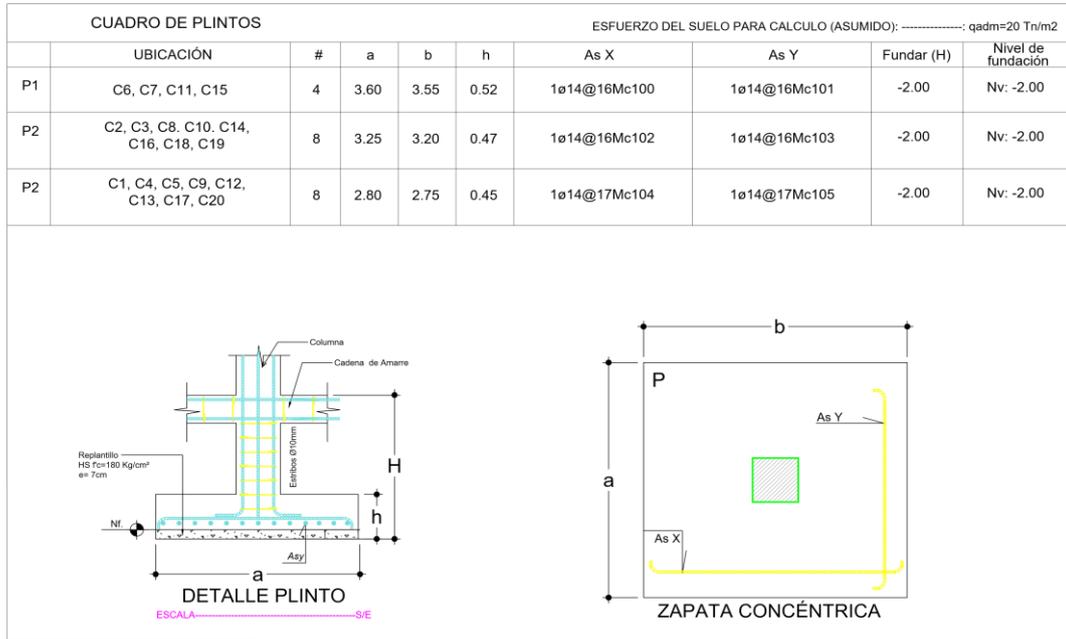
En el anexo A y B se detalla la columna, sus secciones transversales y la armadura requerida en cada columna. Asimismo, en el anexo C se indica el detalle de las vigas. Con este diseño se procedió a calcular el presupuesto referencial de la construcción, como se indica en la Tabla 43.

Tabla 43: Resumen de columnas y vigas (Diseño convencional)

Elemento	Dimensiones		Armadura
	B (m)	H (m)	
Columnas	0.85 0.80	0.90 0.85	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 24 Ø20 Mc126 EØ12 @ 10 Mc 122 GØ10 @ 10 Mc 123 ● 4 Ø22 Mc124 ○ 20 Ø20 Mc125 EØ12 @ 10 Mc 120 GØ10 @ 10 Mc 121
Vigas	0.45	0.53	 <ul style="list-style-type: none"> ● As.Ref. 2 Ø 16 ○ As.Sup. 3 Ø 16 ● As.Inf. 4 Ø 16 □ EØ10 Mc250 ● As.Ref. 2 Ø 18 ○ As.Sup. 3 Ø 18 ● As.Inf. 4 Ø 18 □ EØ10 Mc250 ● As.Ref. 5 Ø 16 ○ As.Sup. 3 Ø 16 ● As.Inf. 7 Ø 16 □ EØ10 Mc250 ● As.Ref. 5 Ø 18 ○ As.Sup. 3 Ø 18 ● As.Inf. 7 Ø 18 □ EØ10 Mc250

Fuente: Elaboración propia

Figura 110: Cuadro de plintos (Diseño convencional)



Fuente: Elaboración propia

Tabla 44: Presupuesto (Diseño convencional)

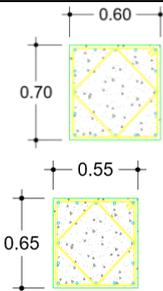
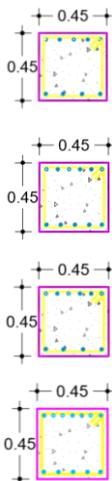
RUBROS SIN DISIPADOR					
ITEM	RUBRO / DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD CONTRATADA	P.U	P TOTAL CONTRATADO
1	DES BROCE Y LIMPIEZA	m ²	291,38	1,52	442,90
2	REPLANTEO Y NIVELACION	m ²	291,38	0,97	282,64
3	EXCAVACIÓN	m ³	410,20	3,05	1.251,11
4	DESALOJO	m ³	133,77	4,89	654,13
5	RELLENO COMPACTADO	m ³	276,43	3,71	1.025,56
6	REPLANTILLO (F' C 140)	m ³	16,93	131,14	2.219,86
7	HORMIGÓN SIMPLE F' C 240 KG/CM ² EN ZAPATAS	m ³	93,41	168,18	15.708,99
8	HORMIGÓN SIMPLE F' C 240 KG/CM ² EN CADENAS	m ³	18,36	225,81	4.145,83
9	HORMIGÓN SIMPLE F' C 240 KG/CM ² EN COLUMNAS	m ³	300,82	131,84	39.660,11
10	HORMIGÓN SIMPLE F' C 240 EN VIGAS	m ³	194,71	117,71	22.919,31
11	ACERO DE REFUERZO VARILLAS CORRUGADAS FY=4200 KG/CM ²	kg	71.512,60	2,63	188.078,14
12	LOSA NERVADA DE ENTREPISO	m ²	1.748,28	78,91	137.956,77
TOTAL					414.345,35
DIRECCIÓN TÉCNICA				10%	41.434,54
					455.779,89
IVA				12%	54.693,59
					510.473,47

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Diseño con disipadores

En el anexo E y F se detalla la columna, sus secciones transversales y la armadura requerida en cada columna. Asimismo, en el anexo G se indica el detalle de las vigas. Con este diseño se procedió a calcular el presupuesto referencial de la construcción, como se indica en la Tabla 45.

Tabla 45: Resumen de columnas y vigas (Diseño con disipadores)

Elemento	Dimensiones		Armadura
	B (m)	H (m)	
Columnas	0.60 0.55	0.70 0.65	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 16 Ø20 Mc204 EØ12 @ 10 Mc 200 GØ12 @ 10 Mc 201 ○ 16 Ø18 Mc205 EØ12 @ 10 Mc 202 GØ12 @ 10 Mc 203
Vigas	0.45	0.45	 <ul style="list-style-type: none"> ● As.Ref. 2 Ø 16 ○ As.Sup. 3 Ø 16 ● As.Inf. 4 Ø 16 □ EØ10 Mc300 ● As.Ref. 3 Ø 16 ○ As.Sup. 3 Ø 16 ● As.Inf. 5 Ø 16 □ EØ10 Mc300 ● As.Ref. 3 Ø 18 ○ As.Sup. 3 Ø 18 ● As.Inf. 4 Ø 18 □ EØ10 Mc300 ● As.Ref. 4 Ø 18 ○ As.Sup. 3 Ø 18 ● As.Inf. 5 Ø 18 □ EØ10 Mc300

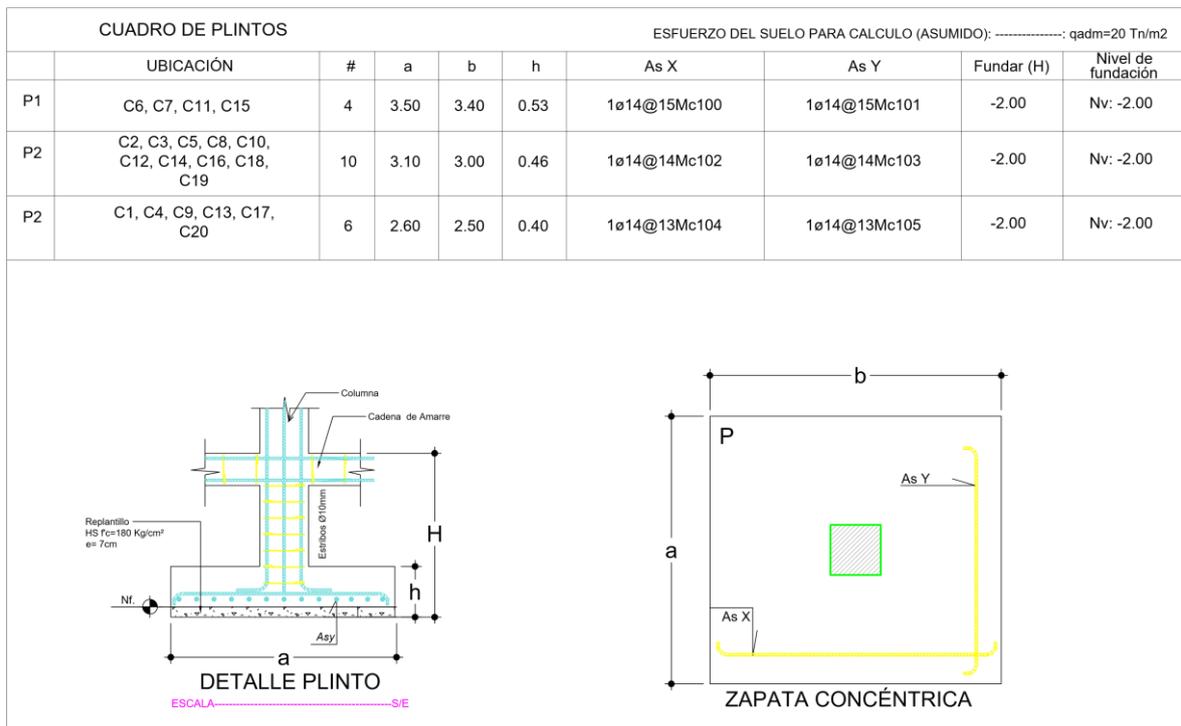
Fuente: Elaboración propia

En los anexos (H-M) se detalla las secciones calculadas para los BRB. Con estas secciones se determinó el costo total de la edificación más el costo de los BRB, como se muestra en la Tabla 46

Tabla 46: Resumen de disipadores

Elemento	Detalle
BRB (X) en Eje 1 & 4 Piso 1-2-3	Sección camisa: 21x21cm Núcleo de acero: 30 cm ²
BRB (X) en Eje 1 & 4 Piso 4-5-6	Sección camisa: 20x20cm Núcleo de acero: 25 cm ²
BRB en Eje A & E (1-2) Piso 1-2-3	Sección camisa: 20x20cm Núcleo de acero: 22 cm ²
BRB en Eje A & E (1-2) Piso 4-5-6	Sección camisa: 20x20cm Núcleo de acero: 17 cm ²
BRB en Eje A & E (3-4) Piso 1-2-3	Sección camisa: 20x20cm Núcleo de acero: 22 cm ²
BRB en Eje A & E (3-4) Piso 4-5-6	Sección camisa: 20x20cm Núcleo de acero: 17 cm ²

Figura 111: Cuadro de plintos (Diseño con disipadores)



Fuente: Elaboración propia

Tabla 47: Presupuesto (Diseño con disipadores)

RUBROS CON DISIPADOR					
ITEM	RUBRO / DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD CONTRATADA	P.U	P TOTAL CONTRATADO
1	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	291,38	1,52	442,90
2	REPLANTEO Y NIVELACION	m2	291,38	0,97	282,64
3	EXCAVACIÓN	m3	377,56	3,05	1.151,56
4	DESALOJO	m3	124,20	4,89	607,35
5	RELLENO COMPACTADO	m3	253,36	3,71	939,96
6	REPLANTILLO (F'C 140)	m3	15,79	131,14	2.070,04
7	HORMIGÓN SIMPLE F'C 240 KG/CM2 EN ZAPATAS	m3	83,61	168,18	14.061,11
8	HORMIGÓN SIMPLE F'C 240 KG/CM2 EN CADENAS	m3	18,36	225,81	4.145,83
9	HORMIGÓN SIMPLE F'C 240 KG/CM2 EN COLUMNAS	m3	162,25	131,84	21.391,04
10	HORMIGÓN SIMPLE F'C 240 EN VIGAS	m3	171,43	117,71	20.179,03
11	ACERO DE REFUERZO VARILLAS CORRUGADAS FY=4200 KG/CM2	kg	51.995,43	2,63	136.747,98
12	LOSA NERVADA DE ENTREPISO	m2	1.748,28	78,91	137.956,77
13	DISPOSITIVOS BRB	u	36,00	3.500,00	126.000,00
TOTAL					465.976,21
DIRECCIÓN TÉCNICA				10%	46.597,62
					512.573,83
IVA				12%	61.508,86
					574.082,69

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V

5.1. Conclusiones

- En el presente estudio se presentaron dos diseños estructurales. En el primer caso, se pudo determinar que para la estructura convencional (sin BRB) las columnas requeridas son de 0,90 x 0,85 m y para las vigas una sección perteneciente a 0,45 x 0,53 m, por otro lado, la estructura con disipadores requiere secciones de columna de 0,70 x 0,60 m y vigas de 0,45 x 0,45 m.
- Para el adecuado desempeño sísmico de la edificación empleando disipadores BRB, se determinaron 2 diferentes secciones de camisas: 20x20 cm y 21x21 cm.
- Para el adecuado desempeño sísmico de la edificación empleando disipadores BRB, se determinaron 4 diferentes valores de área para el núcleo de acero: 30 cm^2 , 25 cm^2 , 22 cm^2 y 17 cm^2
- Al momento de analizar el comportamiento de la estructura con disipadores, se determinó que la torsión disminuye en relación con la estructura de diseño convencional en un 1,59%
- Del análisis estático no lineal de los sistemas estructurales presentados, se determinó que los dos tipos de estructura poseen el mismo comportamiento sísmico, llegando a alcanzar un nivel de desempeño de seguridad de vida.
- En lo que a ductilidad se refiere, el diseño convencional presentó una relación de 4,41 en el sentido X y una relación de 3,98 en el sentido Y, mientras que el diseño con disipadores presentó una relación de 5,90 en el sentido X y una relación de 5,43 en el sentido Y. Por tal motivo se verifica que los disipadores brindan mayor ductilidad a la estructura.
- En el diseño convencional se originaron 10 rótulas plásticas en el sentido X y 14 en el sentido Y definidas en $>CP$, mientras que en el diseño con disipadores no se presentó ninguna en este rango.
- Al realizar el presupuesto de ambos diseños en estudio, se determinó que al implementar disipadores BRB, el costo de la estructura incrementa en sesenta y cuatro mil dólares, lo que corresponde a un 11.15%

- La implementación de disipadores de energía BRB resulta más conveniente en aquellas estructuras de uso esencial o en aquellas donde el daño post-sismo deba ser casi nulo, puesto que mejoran el desempeño sísmico y dejan a la estructura funcional a diferencia de un diseño convencional.

5.2. Recomendaciones

- Es necesario diseñar un prototipo para el sistema de disipación sísmica ya que estos deben ser ensayados en talleres de los fabricantes para cumplir con las normas pertinentes.
- Para la implementación de BRB es recomendable analizar las diferentes configuraciones en las que estas pueden ser utilizadas para conocer sus ventajas y desventajas.
- Si se pretende trabajar con este tipo de disipadores de energía se recomienda que los BRB sean implementados desde el primero hasta el último nivel de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R. Aguiar y Y. Miele, «Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo,» *Ingeniería de Estructuras*, vol. 21, n° 2, pp. 257-282, 2016.
- [2] C. Peña y C. Urzúa, «Implementación de dispositivos BRB en edificio industrial mayor. Aplicación en Chile.,» de *ACHISINA 2019*, Valdivia, 2019.
- [3] H. Guerrero, «Beneficios de los disipadores de energía sísmica,» *GACETO DEL IIUNAM*, n° 134, pp. 14-16, 2018.
- [4] J. Oviedo y M. d. P. Duque, «DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS COMO TÉCNICA DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES COLOMBIANAS,» *Revista EIA*, vol. II, n° 11, pp. 51-63, 2009.
- [5] C. Ruiz y A. Torres, «ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES CON AISLADORES DE BASE DEL TIPO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB Y DISIPADORES TIPO CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO BRB, Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEF,» Ambato, 2018.
- [6] NEC, «Peligro sísmico Diseño sismo resistente,» 2015.
- [7] M. E, «Disipadores de Energía metálicos,» de *Conference on Civil and Environmental Engineering*, Quito, Ecuador, 2015.
- [8] P. Quinde y E. Reinoso, «Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, n° 94, pp. 1-26, 2016.
- [9] M. Bruneau y A. Reinhorn, «Overview of the Resilience Concept,» *National Conference on Earthquakes Engineering*, n° 2040, pp. 18-22, 2006.
- [10] A. Sahabi, «The Resilience Advantage: Economic benefits of earthquake-retrofits and resilient design,» *U.S Resiliency Council*, vol. 3, 2020.

- [11] J. Sellés, «¿Qué nos cuentas las ondas sísmicas?,» *Revista de la Asociación Española para la Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, vol. 13, nº 1, pp. 20-36, 2005.
- [12] M. Córdoba, «Tomografía de Velocidad de Grupo de Ondas de Rayleigh para el Oriente de México y el Istmo de Tehuantepec,» *Sociedad Geológica Mexicana*, vol. 66, nº 3, pp. 441-457, 2014.
- [13] C. Trujillo, R. Ospina y H. Parra, «Los terremotos: Una amenaza latente,» *Scientia Et Technica*, vol. XVI, nº 45, pp. 303-308, 2010.
- [14] R. Esquivel, «Algo de la ciencia e historia de los sismos y sus consecuencias,» *Ciencia*, vol. 69, nº 1, pp. 72-77, 2018.
- [15] E. Reinoso y M. Jaimes, «Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme en la ciudad de México,» *Ingeniería sísmica*, vol. 1, nº 81, pp. 1-18, 2009.
- [16] A. K. Chopra, *Dinámica de estructuras*, Pearson Educación, 2014.
- [17] G. Daniel, J. Marulanda y P. Thomson, «Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas,» *DYNA*, vol. 75, nº 155, pp. 77-89, 2008.
- [18] M. Domínguez, «Períodos de vibraciones de las edificaciones,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 8, nº 2, pp. 1-13, 2014.
- [19] F. Lafita, *Introducción a la Teoría de las vibraciones mecánicas*, Labor, 1968.
- [20] F. Crisafulli y V. Elbio, «Espectros de respuesta y diseño,» Facultad de Ingeniería- U N Cuyo, 2002.
- [21] R. Aguiar, «Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar el desempeño estructural en países sudamericanos,» *IMME*, vol. 42, nº 1, pp. 29-49, 2004.
- [22] O. Gómez y E. Maldonado, «Estudio analítico de los efectos de la torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante solicitaciones sísmicas,» *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 1, nº 17, pp. 160-183, 2005.

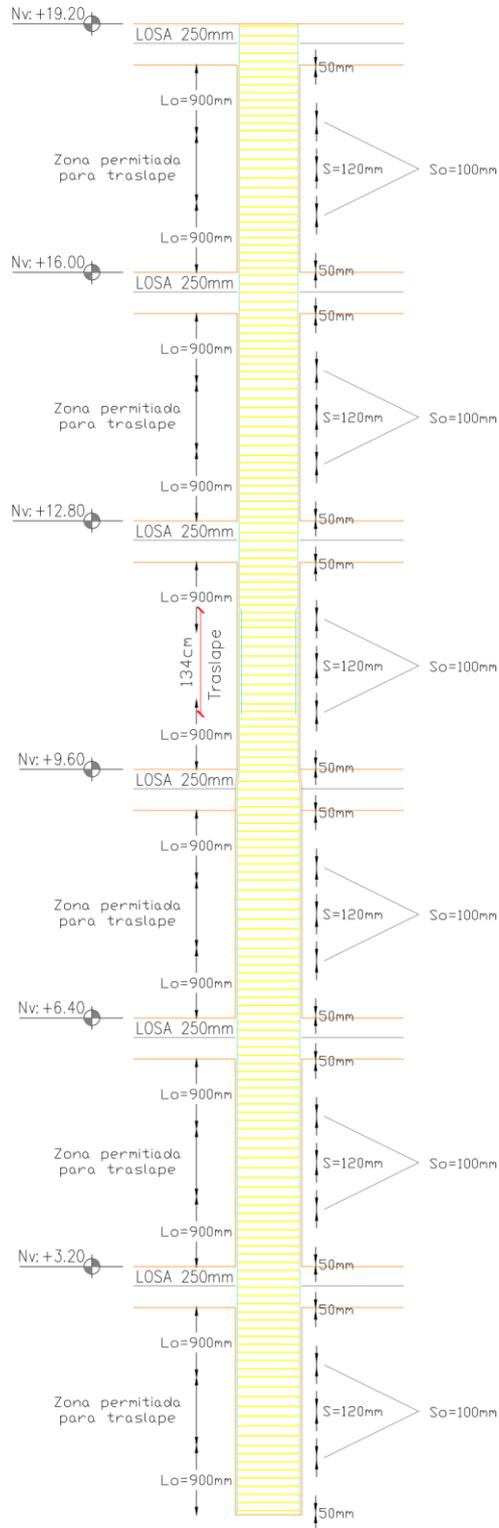
- [23] M. Gutiérrez, «Método simplificado para el análisis estructural de sistemas muro-marco,» *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 1, n° 1, pp. 36-48, 2009.
- [24] I. P. C. Centeno, «Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero,» San Salvador, 2017.
- [25] C.D.R.W, «Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,» *Techno*, vol. 1, p. 334, 1996.
- [26] J. Zamora, «Análisis comparativo del desempeño sísmico en edificios de hormigón de mediana altura aplicando riostras de pandeo restringido en la ciudad de Ambato,» Ambato, 2021.
- [27] E. Villagrán, C. Vera y A. Posada, «Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con la hipótesis de las NRC RCDF 2004,» *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, vol. 5, n° 1, pp. 32-39, 2013.
- [28] V. González, J. Botero, R. Rochel, J. Vidal y M. Álvarez, «Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia,» *Ingeniería y Ciencia*, vol. 1, n° 1, pp. 67-76, 2005.
- [29] C. Medina y D. Galarza, «Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA.,» *Ingeniería de Construcción*, vol. 35, n° 3, pp. 257-274, 2020.
- [30] J. Oviedo y M. d. P. Duque, «Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones,» *EIA*, vol. 1, n° 6, pp. 105-120, 2006.
- [31] E. Chávez, «Diseño de edificaciones con disipadores de energía,» 2020.
- [32] S. Ruiz y M. Orellana, «Factores de amortiguamiento para espectros de desplazamiento de sistemas con disipadores de energía histeréticos,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 1, n° 105, pp. 31-58, 2021.
- [33] A. Terán, E. Gama y J. Guerrero, «Estudio experimental de contravientos restringidos contra pander,» Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, 2009.

[34] K. D. Arias, «Comportamiento de estructuras con dispositivos antisísmicos,» Escola de Camins, Barcelona, 2021.

ANEXOS

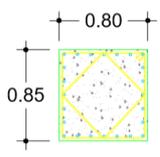
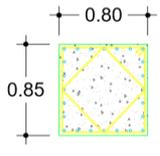
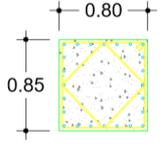
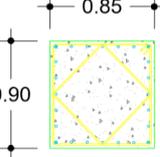
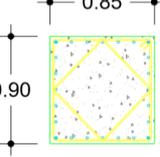
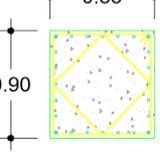
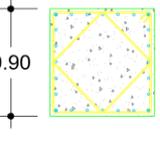
ANEXO A

Detalle de columna (Diseño convencional)



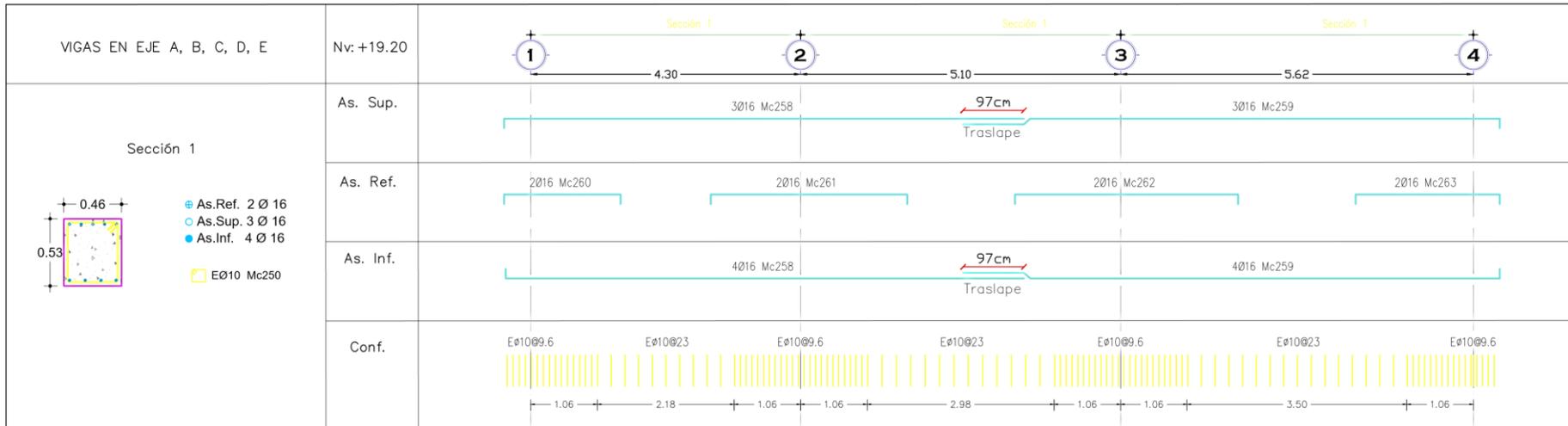
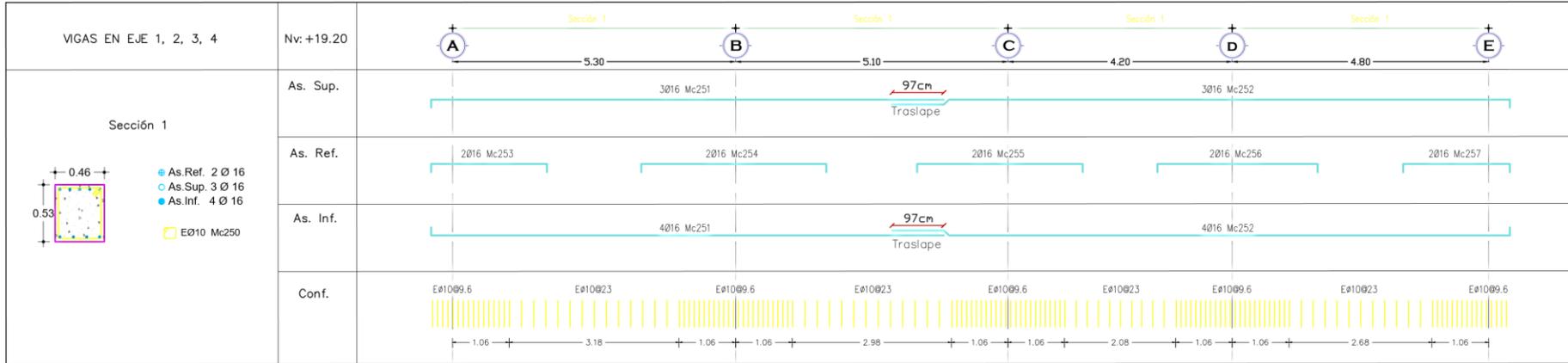
ANEXO B

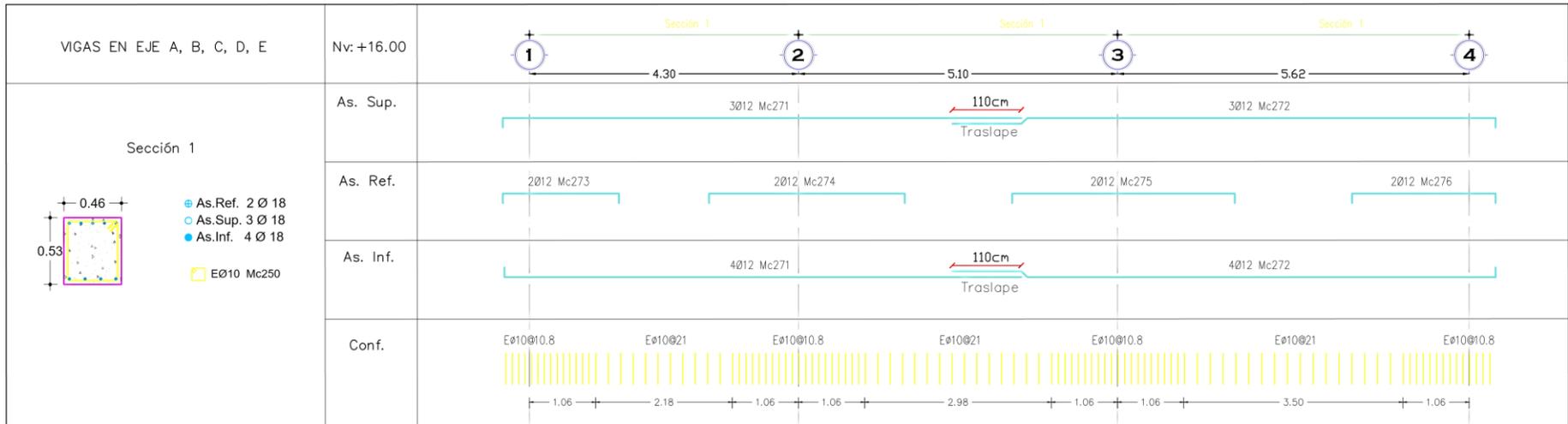
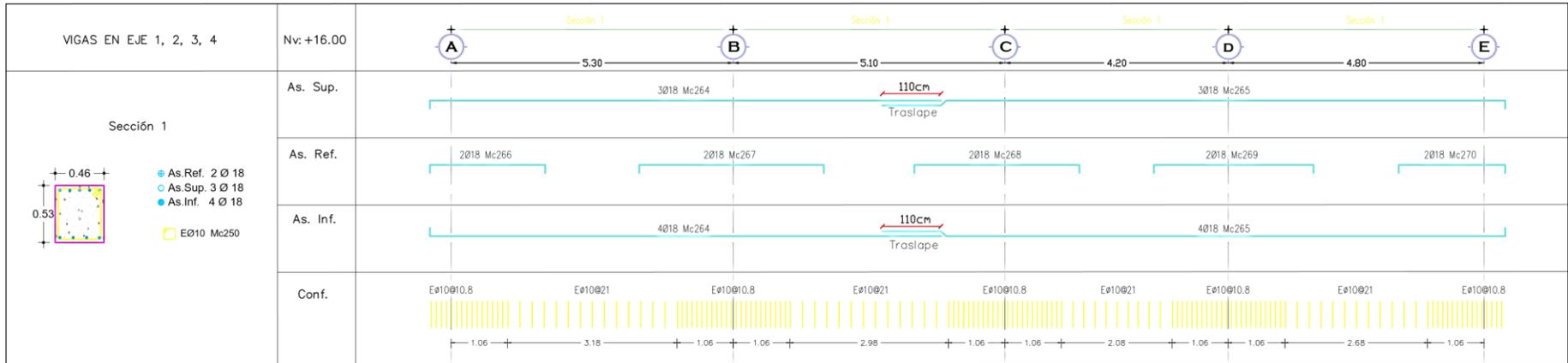
Cuadro de columnas (Diseño convencional)

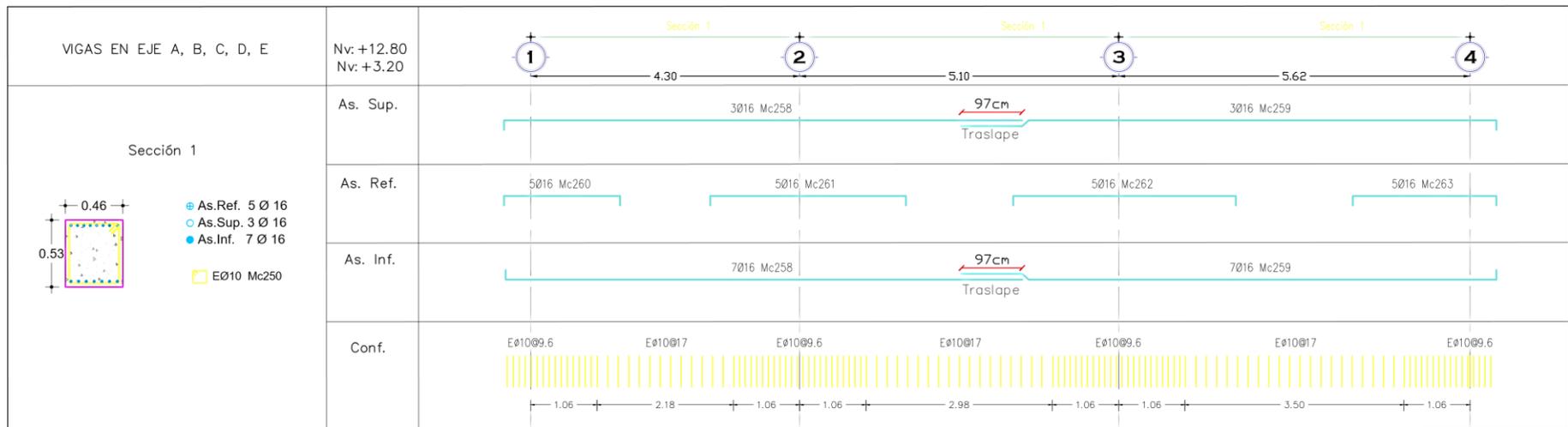
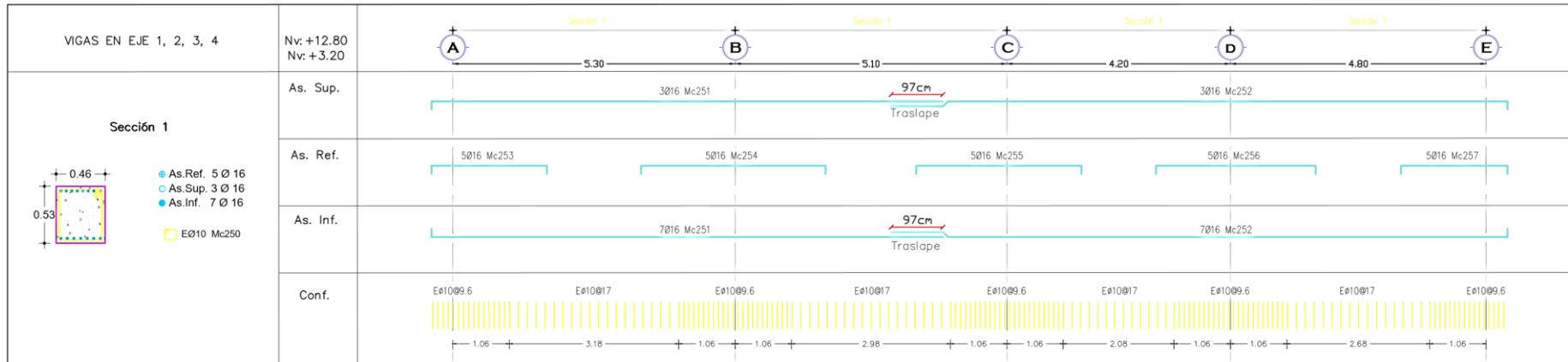
CUADRO DE COLUMNAS	
EJES	A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, B4, C1, C2 C3, C4, D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3, E4
Nº	TIPO 1
Nv: +19.20	20
	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 24 Ø20 Mc126 EØ12 @ 10 Mc 122 GØ10 @ 10 Mc 123
Nv: +16.00	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 24 Ø20 Mc126 EØ12 @ 10 Mc 122 GØ10 @ 10 Mc 123
Nv: +12.80	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 24 Ø20 Mc126 EØ12 @ 10 Mc 122 GØ10 @ 10 Mc 123
Nv: +9.60	 <ul style="list-style-type: none"> ● 4 Ø22 Mc124 ○ 20 Ø20 Mc125 EØ12 @ 10 Mc 120 GØ10 @ 10 Mc 121
Nv: +6.40	 <ul style="list-style-type: none"> ● 4 Ø22 Mc124 ○ 20 Ø20 Mc125 EØ12 @ 10 Mc 120 GØ10 @ 10 Mc 121
Nv: +3.20	 <ul style="list-style-type: none"> ● 4 Ø22 Mc124 ○ 20 Ø20 Mc125 EØ12 @ 10 Mc 120 GØ10 @ 10 Mc 121
Nv: +0.00	 <ul style="list-style-type: none"> ● 4 Ø22 Mc124 ○ 20 Ø20 Mc125 EØ12 @ 10 Mc 120 GØ10 @ 10 Mc 121

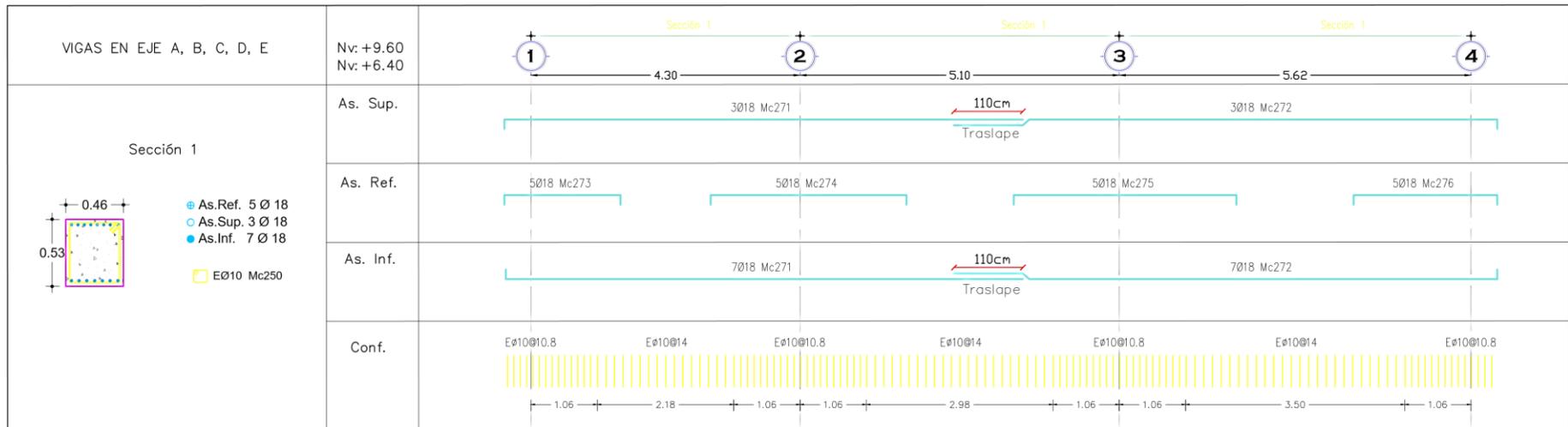
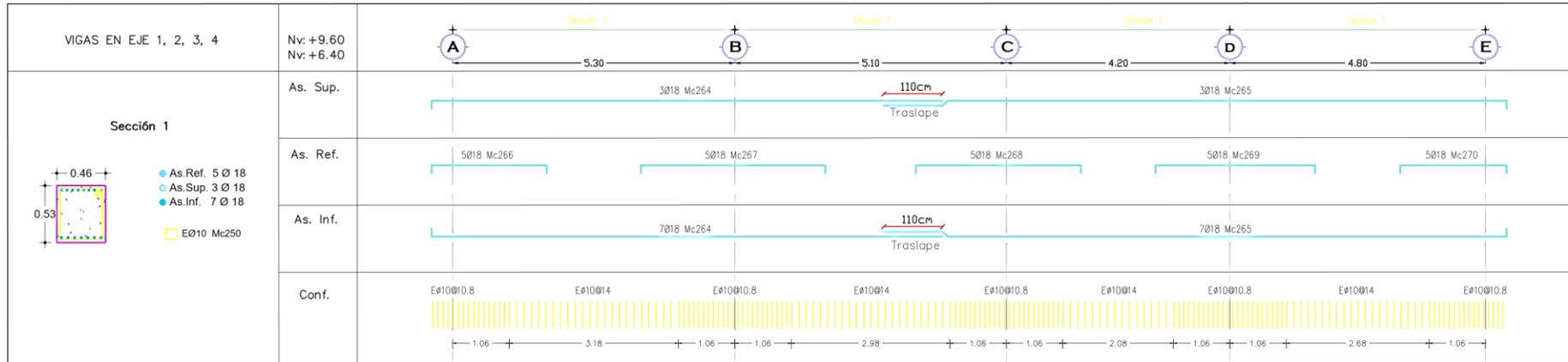
ANEXO C

Cuadro de vigas (Diseño convencional)









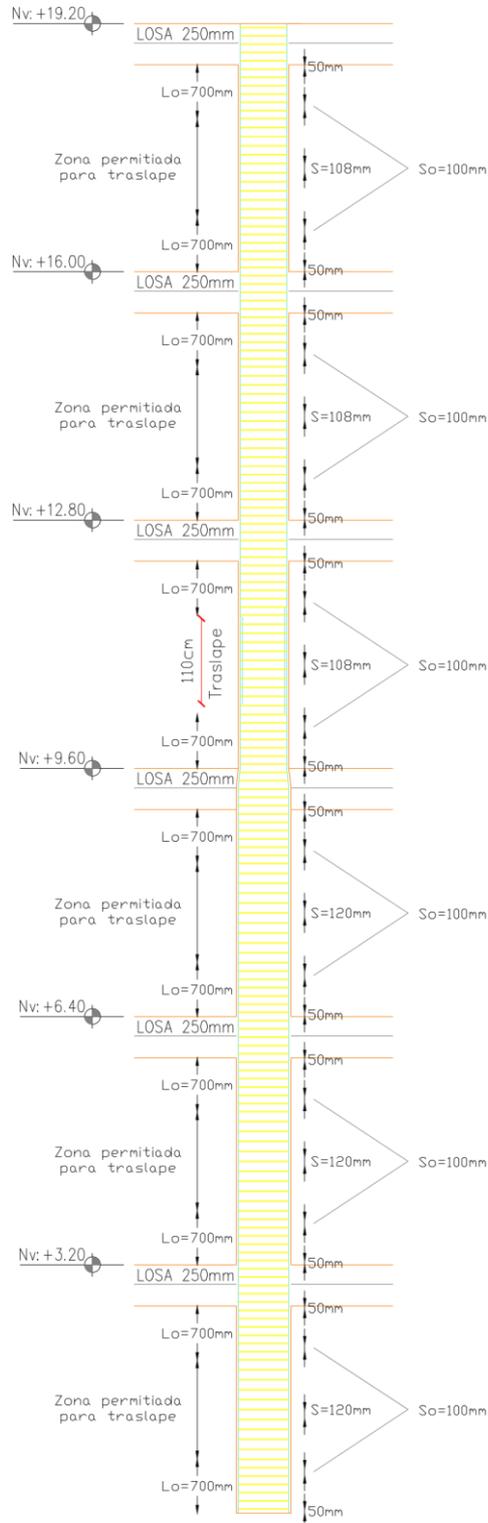
ANEXO D

Planilla de acero de refuerzo y volumen de hormigón (Diseño convencional)

PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO												
MC	TIPO	φ	NUMERO	DIMENSIONES (m)					LONGITUDES(m)		PESO(kg)	ACERO COMERCIAL
				a	b	c	d	G	Desarrollo	Total		
COLUMNAS												
120	O	12	2100	0,80	0,85			0,075	3,45	7245,00	6433,56	604
121	O	12	2100	0,60	0,60				2,40	5040,00	4475,52	420
122	O	12	1800	0,75	0,80				1,55	2790,00	2477,52	233
123	O	12	1800	0,50	0,50			0,075	1,15	2070,00	1838,16	173
124	I	22	80	11,65					11,65	932,00	2781,09	78
125	I	20	400	11,65					11,65	4660,00	11491,56	388
126	I	20	480	8,89					8,89	4267,20	10522,92	356
VIGAS												
250	O	10	7710	0,41	0,48			0,075	1,93	14880,30	9181,15	1240
251	L	16	108	9,60	0,15				9,75	1053,00	1661,63	88
252	L	16	108	11,60	0,15				11,75	1269,00	2002,48	106
253	C	16	48	2,17	0,15	0,15			2,47	118,56	187,09	10
254	C	16	48	3,47	0,15	0,15			3,77	180,96	285,55	15
255	C	16	48	3,10	0,15	0,15			3,40	163,20	257,53	14
256	C	16	48	3,00	0,15	0,15			3,30	158,40	249,96	13
257	C	16	48	2,00	0,15	0,15			2,30	110,40	174,21	9
258	L	16	135	8,29	0,15				8,44	1139,40	1797,97	95
259	L	16	135	8,59	0,15				8,74	1179,90	1861,88	98
260	C	16	60	1,85	0,15	0,15			2,15	129,00	203,56	11
261	C	16	60	3,13	0,15	0,15			3,43	205,80	324,75	17
262	C	16	60	3,56	0,15	0,15			3,86	231,60	365,46	19
263	C	16	60	2,29	0,15	0,15			2,59	155,40	245,22	13
264	L	18	108	9,60	0,15				9,75	1053,00	2103,89	88
265	L	18	108	11,60	0,15				11,75	1269,00	2535,46	106
266	C	18	48	2,17	0,15	0,15			2,47	118,56	236,88	10
267	C	18	48	3,47	0,15	0,15			3,77	180,96	361,56	15
268	C	18	48	3,10	0,15	0,15			3,40	163,20	326,07	14
269	C	18	48	3,00	0,15	0,15			3,30	158,40	316,48	13
270	C	18	48	2,00	0,15	0,15			2,30	110,40	220,58	9
271	L	18	135	8,29	0,15				8,44	1139,40	2276,52	95
272	L	18	135	8,59	0,15				8,74	1179,90	2357,44	98
273	C	18	60	1,85	0,15	0,15			2,15	129,00	257,74	11
274	C	18	60	3,13	0,15	0,15			3,43	205,80	411,19	17
275	C	18	60	3,56	0,15	0,15			3,86	231,60	462,74	19
276	C	18	60	2,29	0,15	0,15			2,59	155,40	310,49	13
RESUMEN DE MATERIALES												
ELEMENTO	HORMIGON		ACERO COMERCIAL									
	240Kg/cm2	Varillas	10	12	16	18	20	22				
Plintos	93,41	Long (m)	1240	1429	508	508	744	78				
Cadena de amarre	18,36	Peso (Kg)	9181	15225	9617	12177	22014	2781				
Columnas	300,82	HORMIGON CICLOPEO				60%HS(210) + 40% piedra						
Vigas	194,71	Cimientos					4,41					
TOTAL	607,30	TOTAL					4,41					

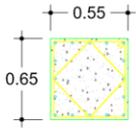
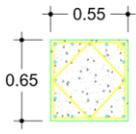
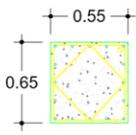
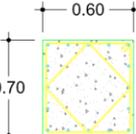
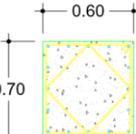
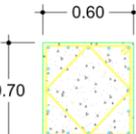
ANEXO E

Detalle de columna (Diseño con disipadores)



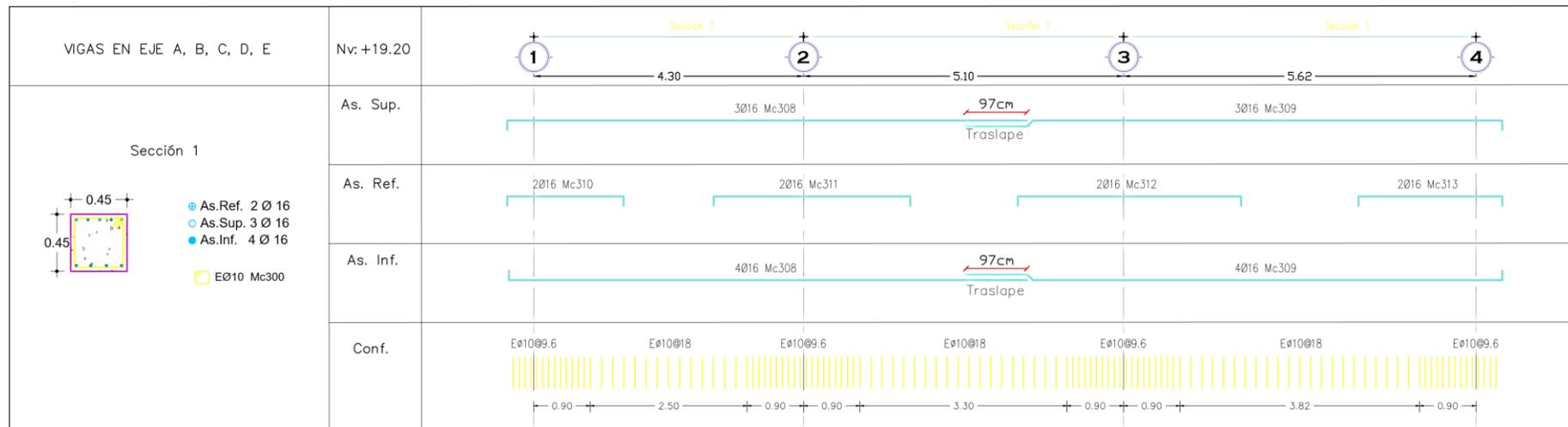
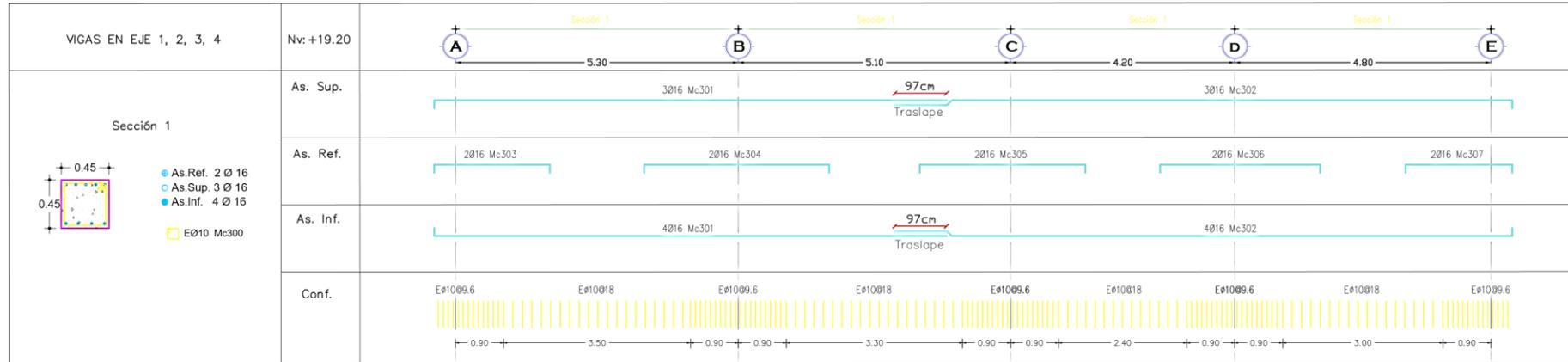
ANEXO F

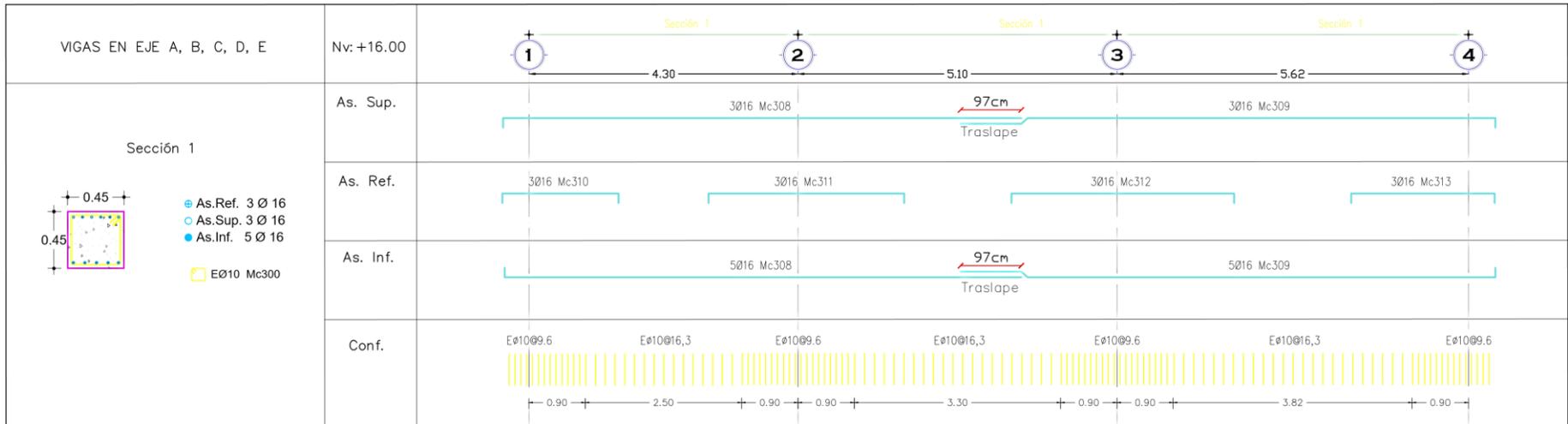
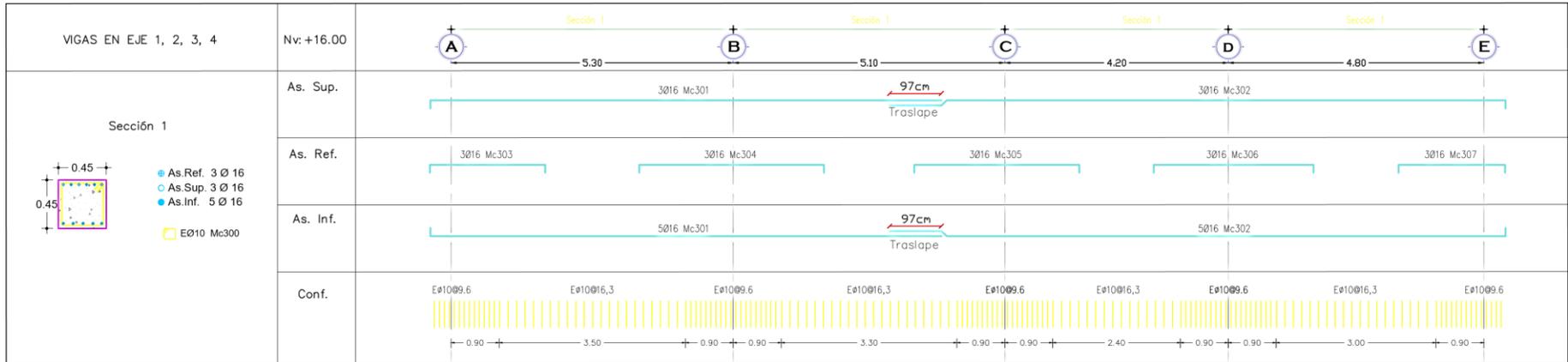
Cuadro de columnas (Diseño con disipadores)

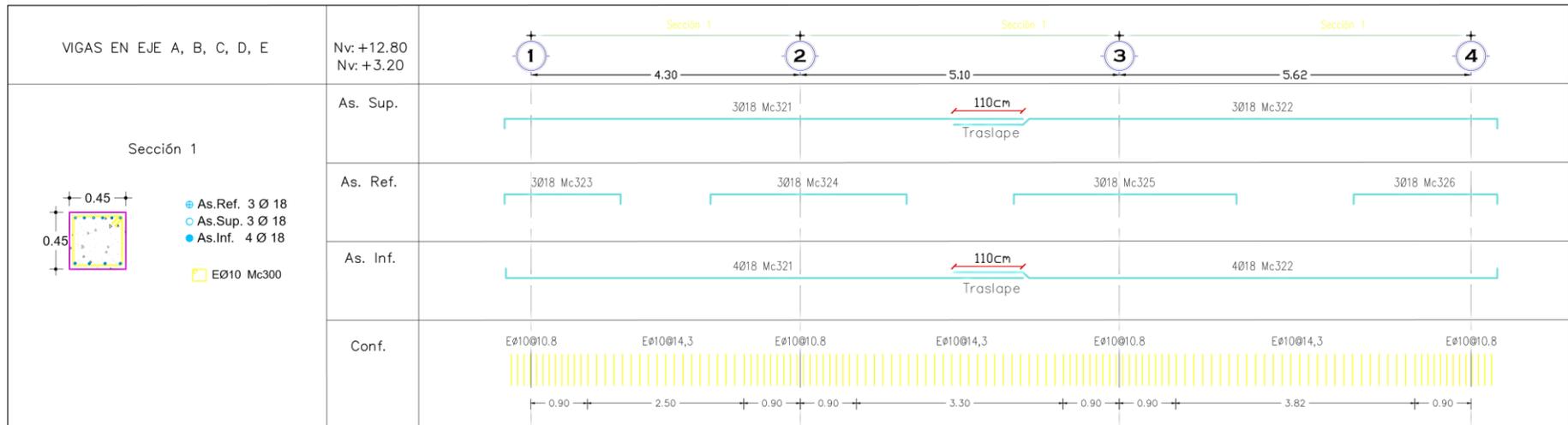
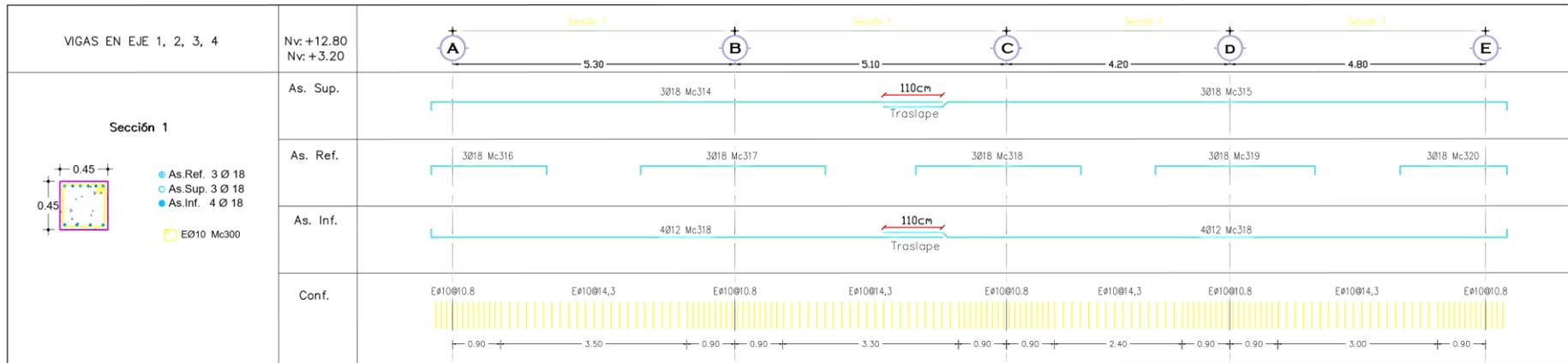
CUADRO DE COLUMNAS	
EJES	A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, B4, C1, C2 C3, C4, D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3, E4
Nº	TIPO 1
Nv: +19.20	20
Nv: +16.00	 <p> 16 Ø18 Mc205 EØ12 @ 10 Mc 202 GØ12 @ 10 Mc 203 </p>
Nv: +12.80	 <p> 16 Ø18 Mc205 EØ12 @ 10 Mc 202 GØ12 @ 10 Mc 203 </p>
Nv: +9.60	 <p> 16 Ø18 Mc205 EØ12 @ 10 Mc 202 GØ12 @ 10 Mc 203 </p>
Nv: +6.40	 <p> 16 Ø20 Mc204 EØ12 @ 10 Mc 200 GØ12 @ 10 Mc 201 </p>
Nv: +3.20	 <p> 16 Ø20 Mc204 EØ12 @ 10 Mc 200 GØ12 @ 10 Mc 201 </p>
Nv: +0.00	 <p> 16 Ø20 Mc204 EØ12 @ 10 Mc 200 GØ12 @ 10 Mc 201 </p>

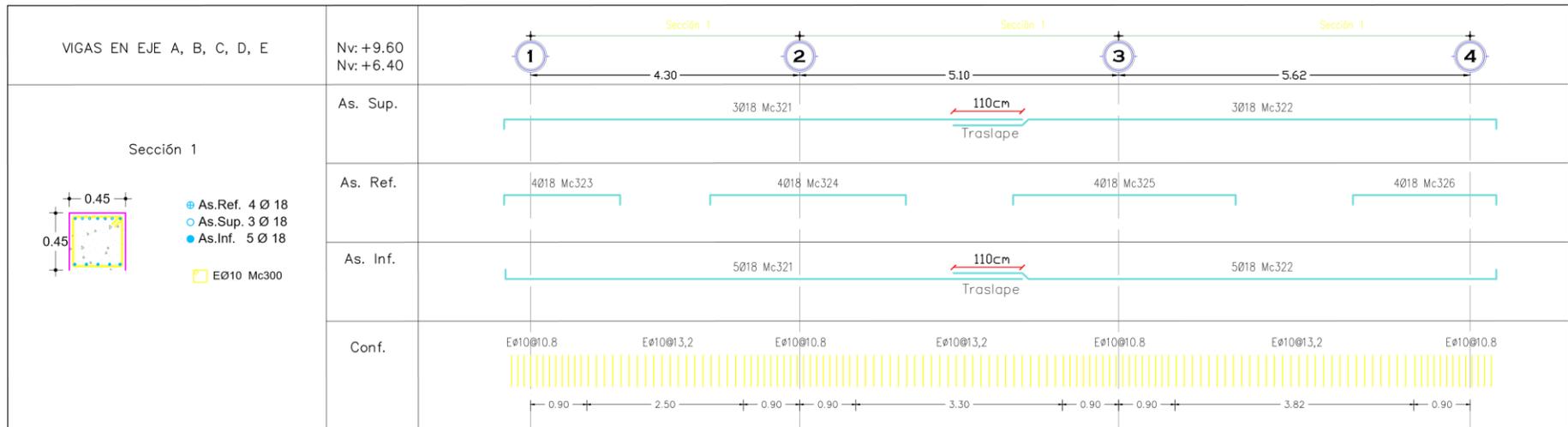
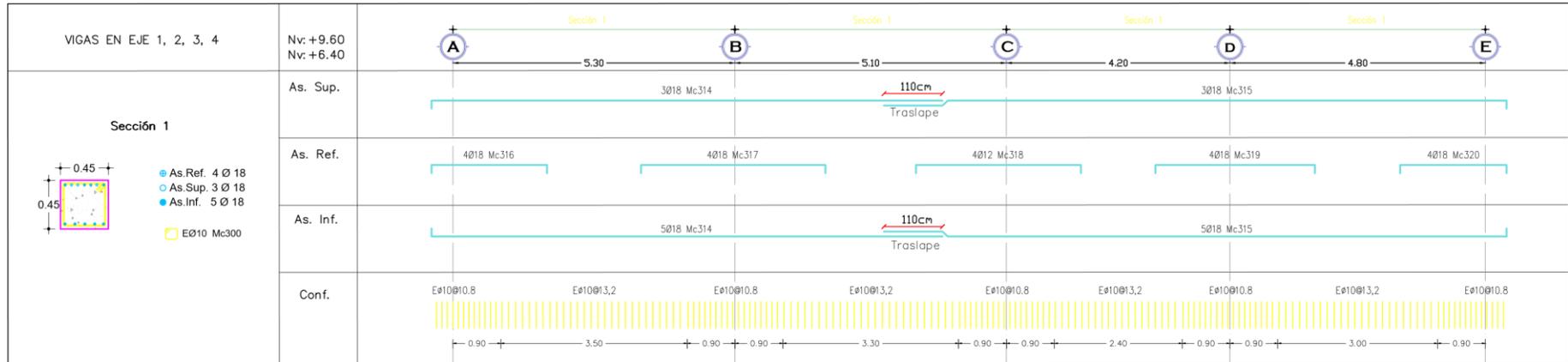
ANEXO G

Cuadro de vigas (Diseño con disipadores)



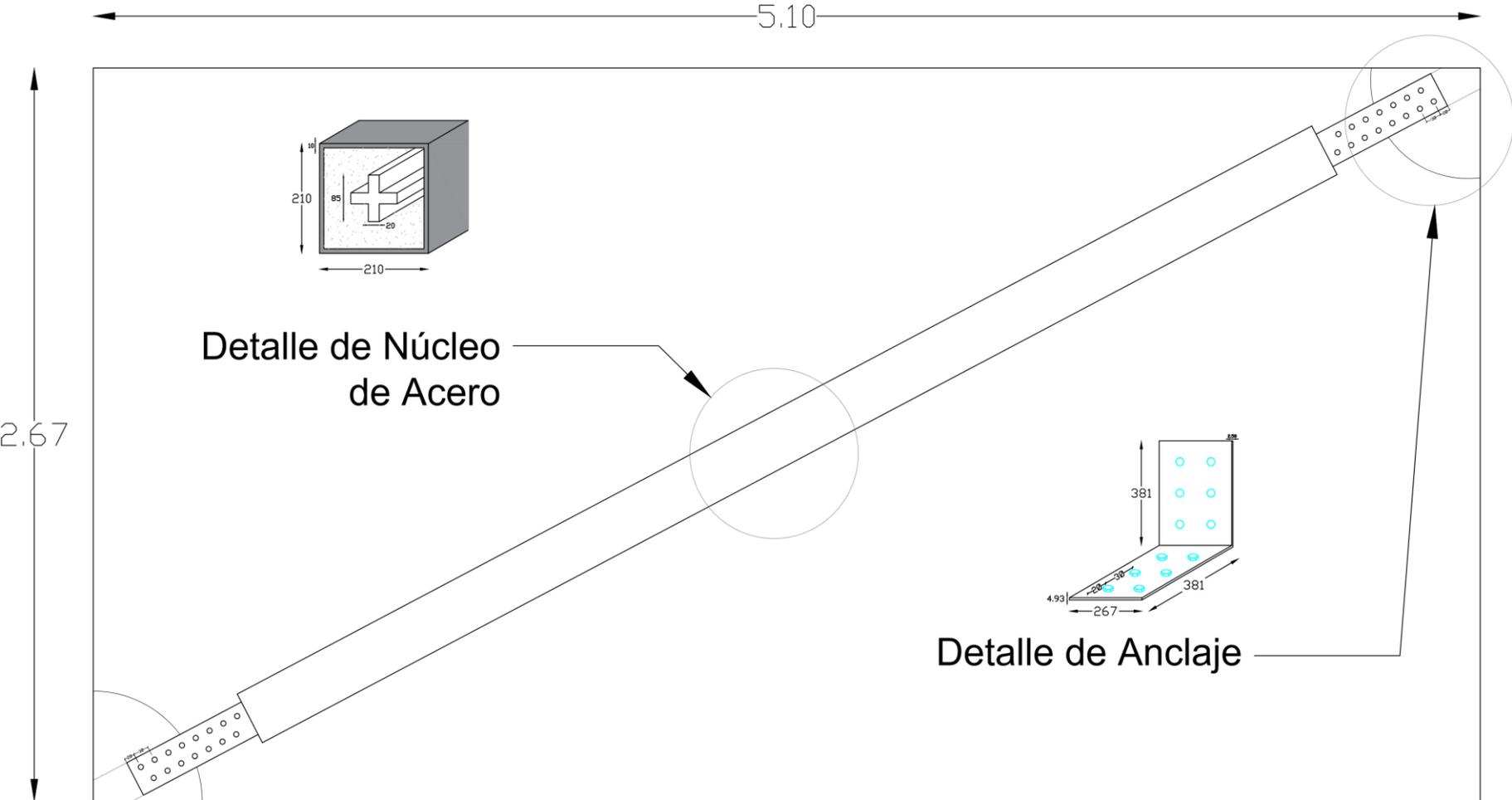






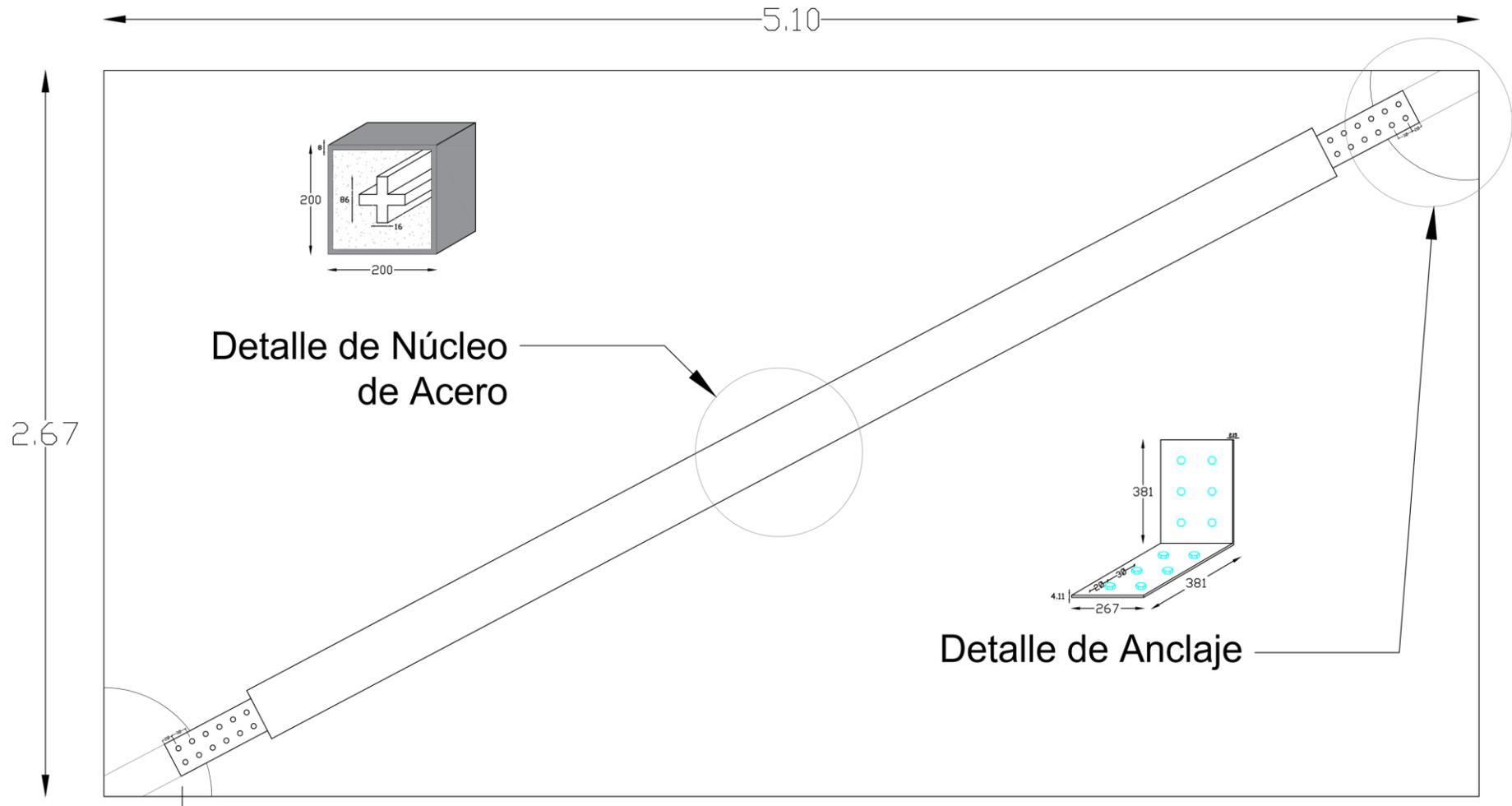
ANEXO H

BRB en Eje 1 & 4 Piso 1-2-3



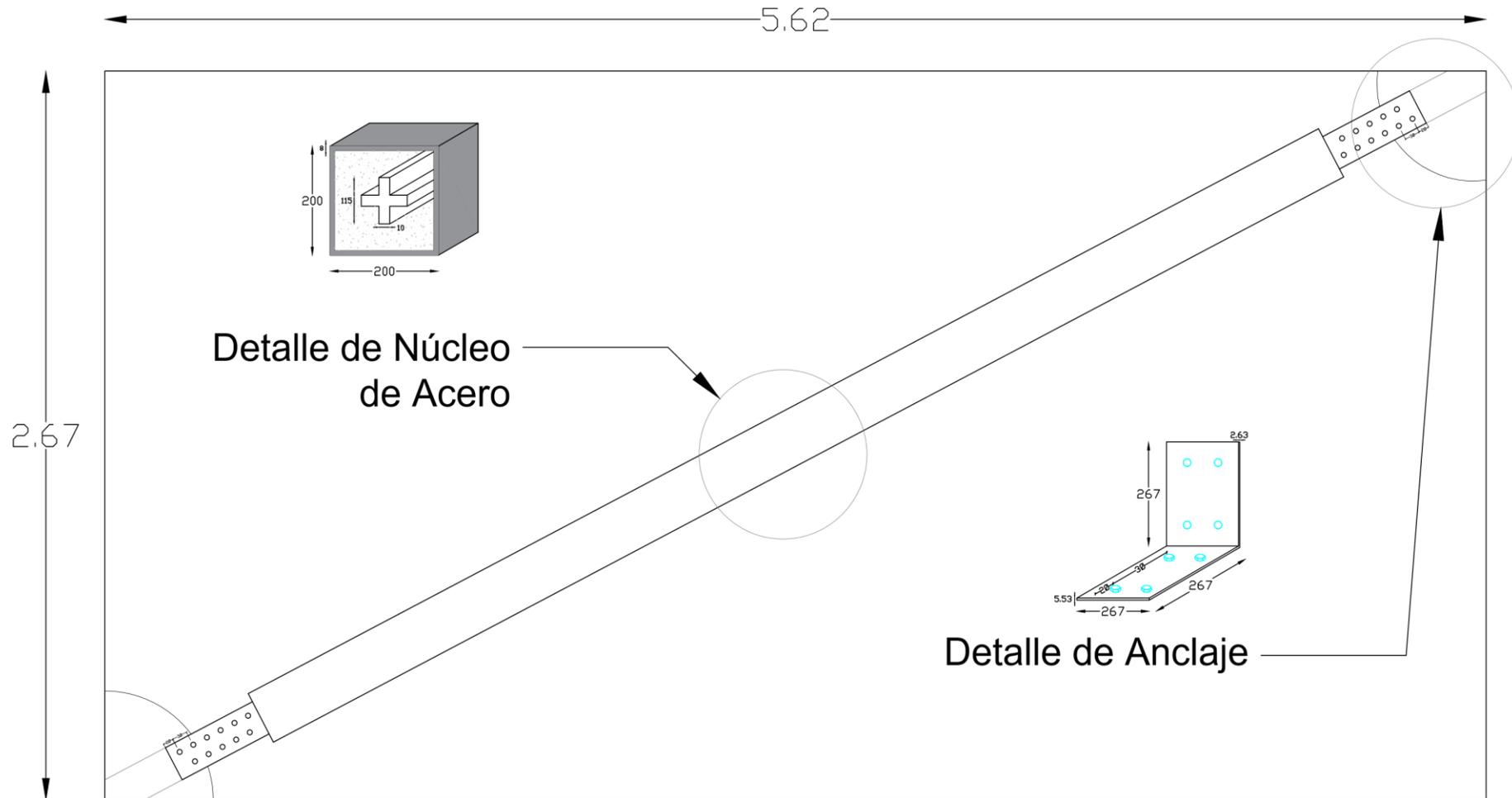
ANEXO I

BRB en Eje 1 & 4 Piso 4-5-6



ANEXO J

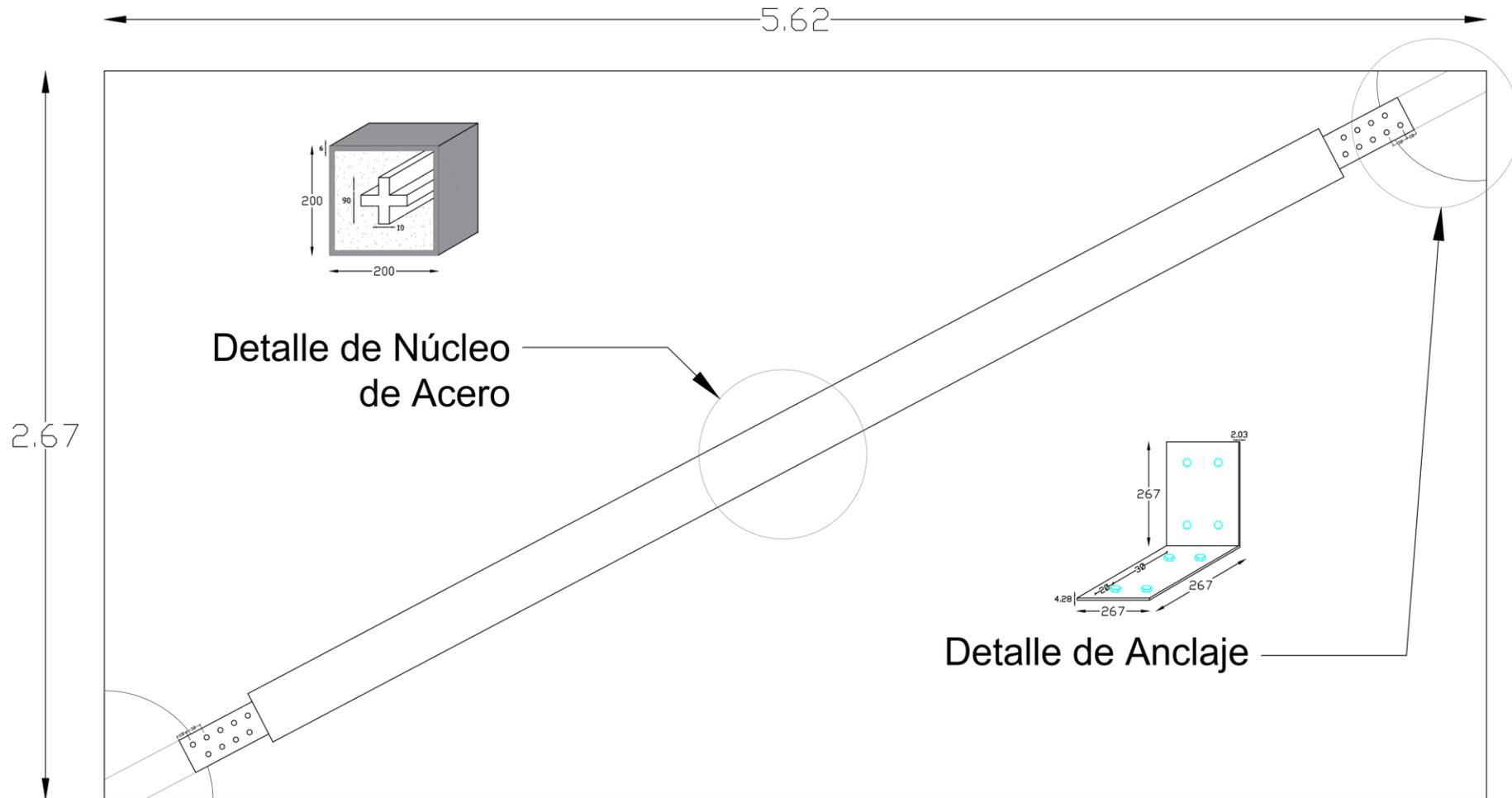
BRB en Eje A & E (1-2) Piso 1-2-3



Fuente: Elaboración propia

ANEXO K

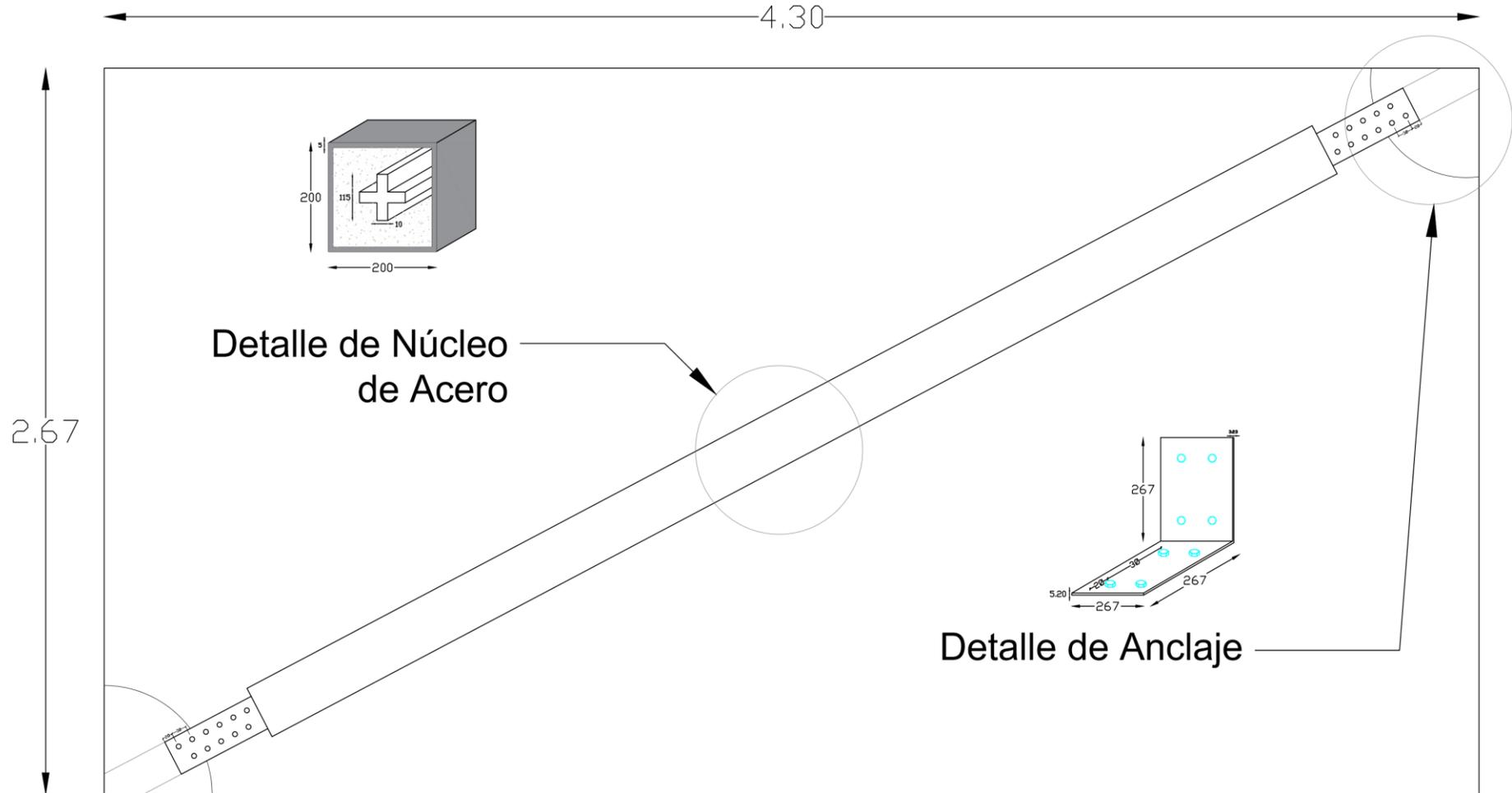
BRB en Eje A & E (1-2) Piso 4-5-6



Fuente: Elaboración propia

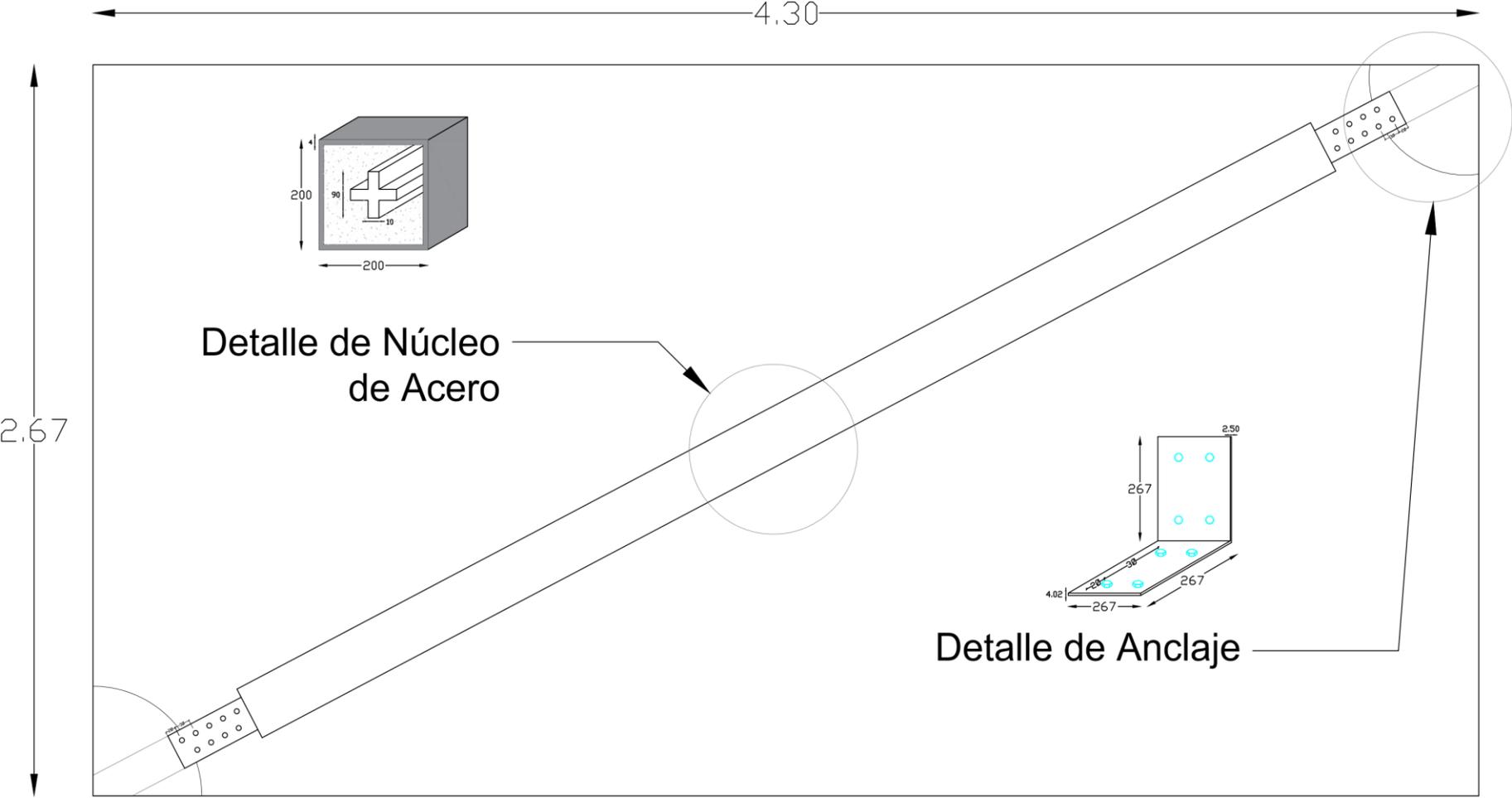
ANEXO L

BRB en Eje A & E (3-4) Piso 1-2-3



ANEXO M

BRB en Eje A & E (3-4) Piso 4-5-6



ANEXO N

Planilla de acero de refuerzo y volumen de hormigón (Diseño con disipadores)

PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO												
MC	TIPO	φ	NUMERO	DIMENSIONES (m)					LONGITUDES(m)		PESO(kg)	ACERO COMERCIAL
				a	b	c	d	G	Desarrollo	Total		
COLUMNAS												
200	O	10	2100	0,60	0,70			0,075	2,75	5775,00	3563,18	481
201	O	10	2100	0,45	0,45				1,80	3780,00	2332,26	315
202	O	10	1800	0,55	0,65			0,075	1,35	2430,00	1499,31	203
203	O	10	1800	0,40	0,40				0,80	1440,00	888,48	120
204	I	20	320	11,65					11,65	3728,00	9193,25	311
205	I	18	320	8,89					8,89	2844,80	5683,91	237
VIGAS												
300	O	10	8487	0,40	0,40			0,075	1,75	14852,25	9163,84	1238
301	L	16	60	9,60	0,15				9,75	585,00	923,13	49
302	L	16	60	11,60	0,15				11,75	705,00	1112,49	59
303	C	16	20	2,17	0,15	0,15			2,47	49,40	77,95	4
304	C	16	20	3,47	0,15	0,15			3,77	75,40	118,98	6
305	C	16	20	3,10	0,15	0,15			3,40	68,00	107,30	6
306	C	16	20	3,00	0,15	0,15			3,30	66,00	104,15	6
307	C	16	20	2,00	0,15	0,15			2,30	46,00	72,59	4
308	L	16	75	8,29	0,15				8,44	633,00	998,87	53
309	L	16	75	8,59	0,15				8,74	655,50	1034,38	55
310	C	16	25	1,85	0,15	0,15			2,15	53,75	84,82	4
311	C	16	25	3,13	0,15	0,15			3,43	85,75	135,31	7
312	C	16	25	3,56	0,15	0,15			3,86	96,50	152,28	8
313	C	16	25	2,29	0,15	0,15			2,59	64,75	102,18	5
314	L	18	120	9,60	0,15				9,75	1170,00	2337,66	98
315	L	18	120	11,60	0,15				11,75	1410,00	2817,18	118
316	C	18	56	2,17	0,15	0,15			2,47	138,32	276,36	12
317	C	18	56	3,47	0,15	0,15			3,77	211,12	421,82	18
318	C	18	56	3,10	0,15	0,15			3,40	190,40	380,42	16
319	C	18	56	3,00	0,15	0,15			3,30	184,80	369,23	15
320	C	18	56	2,00	0,15	0,15			2,30	128,80	257,34	11
321	L	18	135	8,29	0,15				8,44	1139,40	2276,52	95
322	L	18	135	8,59	0,15				8,74	1179,90	2357,44	98
323	C	18	110	1,85	0,15	0,15			2,15	236,50	472,53	20
324	C	18	110	3,13	0,15	0,15			3,43	377,30	753,85	31
325	C	18	110	3,56	0,15	0,15			3,86	424,60	848,35	35
326	C	18	110	2,29	0,15	0,15			2,59	284,90	569,23	24
RESUMEN DE MATERIALES												
ELEMENTO	HORMIGON		ACERO COMERCIAL									
	240Kg/cm2	Varillas	8	10	16	18	20	22				
Plintos	83,60	Long (m)	0	2356	265	827	311	0				
Cadena de amarre	18,36	Peso (Kg)	0	17447	5024	19822	9193	0				
Columnas	162,25	HORMIGON CICLOPEO				60%HS(210) + 40% piedra						
Vigas	171,43	Cimientos						4,41				
TOTAL	435,64	TOTAL						4,41				