



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE
ENERGÍA VISCOSOS, TRUJILLO 2019

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

Otiniano Vasquez Jeyson Bryan

Asesor:

Mg. Ing. Rodríguez Reyna Carlos Alberto

Trujillo - Perú

2019

DEDICATORIA

A Dios, por cuidarme día a día y haberme permitido cumplir esta meta trazada.

A mi madre Marcela Vasquez, por estar siempre ahí cuando más la necesito,
quien con su apoyo y cariño hicieron posible el cumplimiento de esta meta.

A mi padre Ines Otiniano, por su apoyo y su gran fuerza de voluntad hizo posible el
desarrollo de esta investigación.

A mis hermanas Lesly, Yanela y Damaris; por alentarme y
darme alegría en los momentos más difíciles.

A la persona que está presente en mi vida, Ana Chávez, por su amor, motivación constante
y el apoyo brindado en el desarrollo de esta investigación.

AGRADECIMIENTO

Agradecido infinitamente con Dios, por estar siempre presente en mi vida y en su misericordia nos brinda vida, salud e inteligencia.

A mi asesor, Ing. Rodríguez Reyna Carlos Alberto, por su constante apoyo y así poder brindarme los conocimientos necesarios para poder cumplir con el objetivo de esta tesis.

A mi profesor de tesis el Ing. Villar Quiroz Josualdo Carlos, por darme los conocimientos necesarios para el desarrollo de la tesis y por su exigencia para poder culminarla.

A los ingenieros de la universidad, por brindarme los conocimientos necesarios para mi desarrollo profesional.

A mis amigos con quienes nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional en todos los años de carrera.

INDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE DE TABLAS	7
ÍNDICE DE FIGURAS	9
RESUMEN	13
ABSTRACT	14
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	15
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.	15
1.1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	15
1.1.2. ANTECEDENTES	21
1.1.3. BASES TEÓRICAS	25
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	61
JUSTIFICACIÓN:	61
1.3. OBJETIVOS	63
1.3.1. Objetivo general	63
1.3.2. Objetivos específicos	63
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA	64
2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	64
2.1.1. Operacionalización de variables	64
2.1.2. Diseño de investigación	66
2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	66
2.2.1. Población:	66
2.2.2. Muestra:	67
2.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS	67
2.3.1. Técnicas	67
2.3.2. Instrumentos:	68
2.3.3. Métodos y procedimientos de análisis de datos	69
2.4. PROCEDIMIENTO:	70
2.4.1. Predimensionamiento de elementos estructurales.	71
2.4.2. Análisis modal espectral.	73
2.4.3. Análisis lineal de historia de respuesta (Tiempo historia).	73
2.4.4. Diseño de los disipadores de fluido viscoso.	73
2.4.5. Respuesta de la estructura con sistema de amortiguamiento.	81
2.4.6. Diseño de los elementos estructurales.	83
2.4.7. Desempeño de la estructura.	87

CAPÍTULO 3. RESULTADOS.....	88
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.	88
3.2. MODELADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	91
3.2.1. <i>Propiedades de los materiales.</i>	91
3.2.2. <i>Cargas de diseño.</i>	91
3.2.3. <i>Categoría y sistema estructural del edificio.</i>	92
3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN DISIPADORES.....	94
3.3.1. <i>Modelado estructural del edificio.</i>	94
3.3.2. <i>Análisis dinámico modal espectral.</i>	94
3.3.3. <i>Análisis dinámico lineal tiempo-historia.</i>	96
3.4. ELECCIÓN DEL DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.	104
3.4.1. <i>Nivel de desempeño.</i>	104
3.4.2. <i>Objetivos del diseño por desempeño.</i>	104
3.4.3. <i>Deriva objetivo.</i>	104
3.5. DISEÑO DE LOS DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO.....	105
3.5.1. <i>Factor de reducción de respuesta (B).</i>	105
3.5.2. <i>Amortiguamiento Efectivo (β_{eff}).</i>	105
3.5.3. <i>Amortiguamiento Viscoso Objetivo ($\beta_{visc.}$).</i>	105
3.5.4. <i>Ubicación de los dispositivos de amortiguación.</i>	105
3.5.5. <i>Cálculo preliminar de la rigidez del brazo metálico (K).</i>	107
3.5.6. <i>Estimación del coeficiente (C).</i>	108
3.6. ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON DISIPADORES VISCOSOS.	111
3.6.1. <i>Distorsiones máximas de entrepiso.</i>	111
3.6.2. <i>Respuesta fuerza desplazamiento.</i>	112
3.6.3. <i>Balance energético.</i>	113
3.6.4. <i>Fuerzas axiales generadas por los disipadores.</i>	117
3.7. DISEÑO DE LOS AMORTIGUADORES Y BRAZO METÁLICO.....	119
3.7.1. <i>Elección de los disipadores de energía.</i>	119
3.7.2. <i>Diseño del brazo metálico.</i>	121
3.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	123
3.8.1. <i>Diseño de vigas por flexión.</i>	124
3.8.2. <i>Diseño de vigas por corte.</i>	130
3.8.3. <i>Diseño de columnas.</i>	133
3.9. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	136
3.9.1. <i>Modelado del comportamiento del concreto.</i>	136
3.9.2. <i>Diagrama de momento curvatura.</i>	136
3.9.3. <i>Carga triangular.</i>	138
3.9.4. <i>Casos de cargas no lineales.</i>	138
3.9.5. <i>Asignación de rótulas plásticas.</i>	140
3.9.6. <i>Resultados del análisis estático no lineal</i>	142
3.9.7. <i>Desempeño sísmico de la estructura con disipadores viscosos.</i>	145

CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	152
4.1. DISCUSIÓN.	152
4.1.1. <i>Periodos de vibración de la estructura.</i>	152
4.1.2. <i>Cortante en la base.</i>	152
4.1.3. <i>Desplazamientos de piso.</i>	153
4.1.4. <i>Derivas de entrepiso.</i>	154
4.1.5. <i>Balace de energía.</i>	156
4.1.6. <i>Desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso.</i>	157
4.1.7. <i>Desempeño de la estructura sin disipadores.</i>	158
4.2. CONCLUSIONES.	160
REFERENCIAS.....	163
ANEXOS	165

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficiente de amortiguamiento, $BV + 1, B1D, BR, B1M, BmD, BmM$ (cuando el periodo de la estructura $\geq T0$)	40
Tabla 2: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las vigas de concreto armado.....	48
Tabla 3: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las columnas de concreto armado.....	49
Tabla 4: Niveles de desempeño sísmico para las edificaciones.	55
Tabla 5: Niveles de Desempeño para las edificaciones.	57
Tabla 6: Operacionalización de la variable.	65
Tabla 7: Cuadro para el registro de información.....	68
Tabla 8: Clasificación de la estructura según su altura.	75
Tabla 9: Relación Daño-Deriva según el tipo de estructura.....	75
Tabla 10: Parámetro lambda que depende del valor del exponente (α).	78
Tabla 11: Propiedades de los materiales empleados para el modelado estructural.	91
Tabla 12: <i>Derivas de entrepiso para el edificio sin disipadores de fluido viscoso.</i>	95
Tabla 13: <i>Formas modales y masa participativa de la estructura sin disipadores.</i>	96
Tabla 14: <i>Características de los registros sísmicos utilizados para el análisis estructural.</i>	97
Tabla 15: Sismo de Lima del 17 de octubre de año 1966 – CASO 1.....	99
Tabla 16: Sismo de Lima del 17 de octubre del año 1966 – CASO 2.....	100
Tabla 17: Sismo de Chimbote del 31 de mayo del año 1970 – CASO 1.	100
Tabla 18: <i>Sismo de Chimbote del 31 de mayo del año 1970 – CASO 2.</i>	100
Tabla 19: <i>Sismo de Lima del 03 de octubre del año 1974 – CASO 1.</i>	101
Tabla 20: <i>Sismo de Lima del 03 de octubre del año 1974 – CASO 2.</i>	101
Tabla 21: Distorsiones obtenidas en X-X (Dinámico Espectral y Tiempo-Historia).....	102
Tabla 22: Distorsiones obtenidas en Y-Y (Dinámico Espectral y Tiempo-Historia).....	102
Tabla 23: Variación entre las distorsiones obtenidas del análisis en la dirección X-X.....	103
Tabla 24: Variación entre las distorsiones obtenidas del análisis en la dirección Y-Y.....	103
Tabla 25: Dimensiones del perfil HSS	107
Tabla 26: Frecuencias angulares en las dos direcciones ortogonales.....	108
Tabla 27: Coeficiente de amortiguamiento en la dirección X.....	109
Tabla 28: Coeficiente de amortiguamiento en la dirección Y.....	110
Tabla 29: Valores de rigidez, exponente alfa y amortiguamiento ingresados al programa.....	110
Tabla 30: Control de derivas en la dirección X con disipadores.....	111
Tabla 31: Control de derivas en la dirección Y con disipadores.....	111
Tabla 32: Fuerzas axiales de los disipadores en el eje 2-2 dirección X.	117
Tabla 33: Fuerzas axiales de los disipadores en el eje 8-8 dirección X.	117

Tabla 34: Fuerzas axiales de los disipadores en el eje A-A dirección Y.	118
Tabla 35: Fuerzas axiales de los disipadores en el eje F-F dirección Y.....	118
Tabla 36: Elección de los disipadores de fluido viscoso.....	119
Tabla 37: Propiedades de los Dispositivos de fluido viscoso elegidos.	120
Tabla 38: Características geométricas del perfil HSS 7.50 x 0.50 seleccionado.....	121
Tabla 39: Verificación del brazo metálico en dirección X-X.	122
Tabla 40: Verificación del brazo metálico en dirección Y-Y.	123
Tabla 41: Propiedades y datos geométricos de la viga.....	126
Tabla 42: Momentos últimos generados en el tramo 9-8.	126
Tabla 43: Diseño del acero para la sección de viga en el tramo 9-8 en la dirección Y.....	129
Tabla 44: Propiedades del pórtico en el tramo (3 – 2).	130
Tabla 45: Patrón de cargas laterales empleados para el análisis estático no lineal DIR-X.	138
Tabla 46: Patrón de cargas laterales empleados para el análisis estático no lineal DIR-Y.	138
Tabla 47: Puntos de desempeño para el edificio con disipadores viscosos.....	146
Tabla 48: Porcentajes de reducción de deriva para los tres registros sísmicos en X.....	155
Tabla 49: <i>Porcentajes de reducción de deriva para los tres registros sísmicos en Y.</i>	156
Tabla 50: Matriz de desempeño de la estructura empotrada para los diversos niveles de sismo...	158
Tabla 51: Puntos de desempeño para la estructura sin disipadores.....	158

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Curva capacidad y niveles de desempeño propuestos por SEAOC-Vision 2000 Committee.	26
<i>Figura 2:</i> Relación de la ductilidad y la resistencia con el costo de la estructura.....	26
<i>Figura 3:</i> Reducción en las demandas de resistencia debido al incremento de amortiguamiento... ..	27
<i>Figura 4:</i> Balance energético de un edificio sin disipadores.	28
<i>Figura 5:</i> Balance energético de un edificio con disipadores.	29
<i>Figura 6:</i> Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica.	29
<i>Figura 7:</i> Disipador de fluencia metálica.....	31
<i>Figura 8:</i> Disipadores por fricción.....	31
<i>Figura 9:</i> Disipadores viscoelásticos.	32
<i>Figura 10:</i> Disipadores de fluido viscoso.	33
<i>Figura 11:</i> Componentes del disipador de fluido viscoso.	34
<i>Figura 12:</i> Disposiciones Chevron y Diagonal de un modelo de un grado de libertad.	36
<i>Figura 13:</i> Diagrama de bloques (a) y Representación Matemática (b).	37
<i>Figura 14:</i> Diagrama de esfuerzo deformación para el acero.	41
<i>Figura 15:</i> Modelo bilineal del comportamiento del acero	41
<i>Figura 16:</i> Modelo trilineal del comportamiento del acero.	42
<i>Figura 17:</i> Modelo elastoplástico con endurecimiento plástico.	42
<i>Figura 18:</i> Modelo de Hognestad para el concreto sin confinar.....	43
<i>Figura 19:</i> Modelo de Kent y Park para el concreto confinado.....	45
<i>Figura 20:</i> Modelo trilineal del diagrama momento - curvatura.	45
<i>Figura 21:</i> Parametrización simplificada de la relación esfuerzo deformación de los elementos de concreto armado.	47
<i>Figura 22:</i> Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.	47
<i>Figura 23:</i> Curva de capacidad de una estructura.....	57
<i>Figura 24:</i> Curva de capacidad de una estructura de 1GDL.....	58
<i>Figura 25:</i> Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 356 (2000).....	59
<i>Figura 26:</i> Determinación del punto de desempeño, por el método gráfico.....	61
<i>Figura 27:</i> Diseño de la investigación	66
<i>Figura 28:</i> Técnicas para la recolección de datos.	67
<i>Figura 29:</i> Angelo Santana & Carmen Nieves Hernández, Departamento de Matemáticas, ULPGC.	69
<i>Figura 30:</i> Diagrama de dispersión con líneas.	69
<i>Figura 31:</i> Relación fuerza – velocidad de disipadores viscosos.....	78

<i>Figura 32:</i> Propiedades del disipador a ingresar en el software ETABS.....	81
<i>Figura 33:</i> Comportamiento histórico de los disipadores fluido viscoso.....	82
<i>Figura 34:</i> Respuesta de una estructura amortiguada sometida a un Pulso.....	83
<i>Figura 35:</i> Representación gráfica del punto de desempeño.....	87
<i>Figura 36:</i> Plano en planta del primer nivel del edificio aporticado.....	89
<i>Figura 37:</i> Plano en planta del edificio que va desde el piso dos hasta el piso nueve.....	90
<i>Figura 38:</i> Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural.....	91
<i>Figura 39:</i> Modelo estructural 3D del edificio sin disipadores fluido-viscoso.....	94
<i>Figura 40:</i> Espectro de pseudo aceleraciones con $R=1$	95
<i>Figura 41:</i> Escalamiento del sismo Lima del año 1966, Componente N-S y E-W.....	98
<i>Figura 42:</i> Señales sísmicas normalizadas y escaladas.....	98
<i>Figura 43:</i> Ubicación de los disipadores de fluido viscoso en las elevaciones X e Y.....	106
<i>Figura 44:</i> Vista tridimensional del edificio de 9 niveles con disipadores.....	106
<i>Figura 45:</i> Longitud del brazo metálico.....	107
<i>Figura 46:</i> Imagen de la Tabla 11.....	108
<i>Figura 47:</i> Análisis de las curvas histeréticas para el disipador K33.....	112
<i>Figura 48:</i> Curva de histéresis para el sismo de Lima del año 1966.....	112
<i>Figura 49:</i> Curva de histéresis para el sismo de Chimbote del año 1970.....	113
<i>Figura 50:</i> Curva de histéresis para el sismo de Lima del año 1974.....	113
<i>Figura 51:</i> Balance energético del sismo de lima del año 1966, Caso1.....	114
<i>Figura 52:</i> Balance energético del sismo de lima del año 1966, Caso2.....	114
<i>Figura 53:</i> Balance energético del sismo de Chimbote del año 1970, Caso1.....	115
<i>Figura 54:</i> Balance energético del sismo de Chimbote del año 1970, Caso2.....	115
<i>Figura 55:</i> Balance energético del sismo de Lima del año 1974, Caso1.....	116
<i>Figura 56:</i> Balance energético del sismo de Lima del año 1974, Caso2.....	116
<i>Figura 57:</i> Propiedades de los disipadores de fluido viscoso.....	119
<i>Figura 58:</i> Características geométricas de la placa base.....	120
<i>Figura 59:</i> Fuerza axial del disipador K19 con 1.5 veces el sismo severo.....	122
<i>Figura 60:</i> Fuerza axial del disipador K33 con 1.5 veces el sismo severo.....	122
<i>Figura 61:</i> Bloques de diseño.....	124
<i>Figura 62:</i> Momentos flectores generados en la componente 3-3.....	125
<i>Figura 63:</i> Cortante máxima generado en el tramo 9-8 dirección Y.....	130
<i>Figura 64:</i> Detalle del acero de refuerzo para la viga principal del BLOQUE 1.....	132
<i>Figura 65:</i> Detalle de acero de refuerzo para las secciones de columnas.....	133
<i>Figura 66:</i> Diagrama de interacción de la columna C-3 más crítica.....	134
<i>Figura 67:</i> Diagrama de interacción de la columna C-2 más crítica.....	134
<i>Figura 68:</i> Diagrama de interacción de la columna C-1 más crítica.....	135

<i>Figura 69:</i> Diagrama de interacción de la columna C-2 más crítica.	135
<i>Figura 70:</i> Modelo matemático de esfuerzo deformación para el concreto sin confinar.....	136
<i>Figura 71:</i> Diagrama de momento curvatura para la sección de viga, tramo (3-2).	137
<i>Figura 72:</i> Diagrama de momento curvatura para la sección de columna C-2.....	137
<i>Figura 73:</i> Diagrama de momento curvatura para la sección de columna C-3.....	137
<i>Figura 74:</i> Cargas gravitacionales no lineales empleados para el análisis pushover.....	139
<i>Figura 75:</i> Caso de carga no lineal para la aplicación de cargas laterales a la estructura.....	140
<i>Figura 76:</i> Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en las vigas.....	141
<i>Figura 77:</i> Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en las columnas.....	141
<i>Figura 78:</i> Asignación de rotulas plásticas en tramo 5-6.....	142
<i>Figura 79:</i> Formación de rótulas plásticas en la dirección X-X.	142
<i>Figura 80:</i> Formación de rótulas plásticas en la dirección Y-Y.	143
<i>Figura 81:</i> Curva de capacidad de la estructura en las dos direcciones de análisis.	143
<i>Figura 82:</i> Espectro de capacidad de la estructura con disipadores en la dirección X-X.....	144
<i>Figura 83:</i> Espectro de capacidad de la estructura con disipadores en la dirección Y-Y.....	144
<i>Figura 84:</i> Espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo.	145
<i>Figura 85:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de servicio en la dirección X-X.....	146
<i>Figura 86:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de servicio en la dirección Y-Y.....	147
<i>Figura 87:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de diseño en la dirección X-X.....	147
<i>Figura 88:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de diseño en la dirección Y-Y.....	148
<i>Figura 89:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo en la dirección X-X.	148
<i>Figura 90:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo en la dirección Y-Y.	149
<i>Figura 91:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo con (R=1) en la dirección X-X.....	149
<i>Figura 92:</i> Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo con (R=1) en la dirección Y-Y.....	150
<i>Figura 93:</i> Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles.	151
<i>Figura 94:</i> Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles.	151
<i>Figura 95:</i> Periodos de la estructura con y sin la incorporación de disipadores.....	152

<i>Figura 96:</i> Cortantes generados en la base, dirección X.	153
<i>Figura 97:</i> Cortantes generados en la base, dirección Y.	153
<i>Figura 98:</i> Desplazamiento de piso en la dirección X, Lima 1966 CASO 2.	154
<i>Figura 99:</i> Desplazamiento de piso en la dirección Y, Chimbote 1970 CASO 2.	154
<i>Figura 100:</i> Derivas de entrepiso con disipadores de fluido viscoso, Dirección X.	155
<i>Figura 101:</i> Derivas de entrepiso con disipadores de fluido viscoso, Dirección Y.	155
<i>Figura 102:</i> Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura con disipadores.	157
<i>Figura 103:</i> Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura con disipadores.	157
<i>Figura 104:</i> Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura sin disipadores.	159
<i>Figura 105:</i> Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura sin disipadores.	159
<i>Figura 106:</i> Puntos de desempeño del edificio con disipadores de fluido viscoso en la dirección X.	162
<i>Figura 107:</i> Puntos de desempeño del edificio con disipadores de fluido viscoso en la dirección Y.	162

RESUMEN

La presente investigación con el fin de evaluar el desempeño sísmico muestra las características de los sistemas de protección sísmica por amortiguamiento, dando mayor énfasis a los de fluido-viscoso. Luego se expone una metodología de diseño para estructuras con sistemas de amortiguamiento enfocada en el desempeño y fundamentada en las disposiciones del ASCE (American Society of Civil Engineers), el FEMA (Federal Emergency Management Agency), el ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings) y la NTP (Norma Técnica Peruana).

Con el propósito de ilustrar la metodología, se seleccionó un edificio de concreto armado de 9 niveles CON SISTEMA CONVENSIONAL (SIN AMORTIGUADORES) con 375.00 m² de área techada por nivel, cuya deriva inelástica alcanza un valor de (9.11‰) superando al límite máximo permitido por la norma E-030 (7‰) asociado a un daño severo. Para cumplir satisfactoriamente con este límite se incluyó al sistema disipadores de fluido-viscoso.

Como objetivo de diseño se fijó la reducción del daño a ocupación inmediata frente a un sismo severo (475 años de retorno). La estrategia se orienta a mantener la deriva por debajo de 4.30 ‰, valor propuesto por el HAZUS (Methodology for Estimating Potential Losses from Disasters). Con la incorporación de los disipadores fluido-viscoso en arreglo Chevron se logró incrementar el amortiguamiento entre un 30% a 40% y para la configuración elegida se logró reducir la deriva a 4.10 ‰ en dirección al eje X y un 3.80 ‰ en la dirección Y.

Los dispositivos lograron disipar hasta un 74.45% de la energía producida por el sismo, lo que resulta muy favorable ya que estos disipadores son capaces de disipar hasta un 80%.

Como parte del trabajo se diseñó las vigas y columnas con el propósito de realizar el análisis no lineal estático (PUSHOVER), con ello se determinó el punto de desempeño en el cual el edificio con la incorporación de disipadores alcanza un desempeño de ocupación inmediata ante un sismo máximo con un periodo de retorno de 975 años aproximadamente.

ABSTRACT

The present investigation in order to evaluate the seismic performance shows the characteristics of the seismic protection systems by damping, giving greater emphasis to those of viscous fluid. Then, a design methodology will be exposed for structures with performance-focused damping systems and based on the provisions of the ASCE (American Society of Civil Engineers), FEMA (Federal Emergency Management Agency), ATC-40 (Evaluation and Seismic Adaptation of Concrete Buildings) and NTP (Peruvian technical standard).

In order to illustrate the methodology, a 9-level reinforced concrete building WITH CONVENTIONAL SYSTEM (WITHOUT SHOCK ABSORBERS) with 375.00 m² of roofed area per level was selected, whose inelastic drift reaches a value of (9.11 ‰) exceeding the maximum allowed limit by the norm E-030 (7 ‰) associated with a severe damage. To successfully meet this limit, system was included, the fluid-viscous heatsinks.

As a design objective, damage reduction was fixed immediate occupation in the face of a severe earthquake (475 years of return). The strategy is aimed at keeping the drift below 4.30 ‰, a value proposed by HAZUS (Methodology for Estimating Potential Losses from Disasters). With the incorporation of the fluid-viscous heatsinks in Chevron arrangement, the damping was increased between 30% and 40% and for the chosen configuration the drift was reduced to 4.10 ‰ in the direction of the X axis and 3.80 ‰ in the Y direction.

As part of the work, the beams and columns were designed with the purpose of performing the static nonlinear analysis (PUSHOVER), thereby determining the performance point at which the building with the incorporation of heatsinks achieves an immediate occupation performance in the face of a maximum earthquake with a return period of approximately 975 years.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.

1.1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Debido a la gran vulnerabilidad sísmica de nuestro país, se ha hecho inminente la búsqueda de diversas técnicas referentes al diseño sismo-resistente. Una de estas técnicas es el diseño tradicional, donde se busca proporcionar resistencia a la estructura de tal forma que soporte fuerzas laterales inducidas por los sismos; esto sin exceder un nivel aceptable de daño. Este método se mantiene en la actualidad; sin embargo, se han incorporado nuevos conceptos como el aislamiento en la base, amortiguamiento inducido y disipación de la energía. Este último, consiste en emplear dispositivos viscosos, cuyo objetivo es reducir el trabajo de los elementos estructurales y evitar que se fatiguen debido a las cargas cíclicas reversibles ocasionadas por un sismo (Rodríguez, 2015). En ese sentido el Estado peruano, consciente de los graves daños que podría causar un terremoto, ha dispuesto desde enero del 2016, que los grandes centros hospitalarios y clínicas a construirse en zonas de alto peligro sísmico cuenten con un sistema de aislamiento sísmico. Si por razones técnicas extremadamente infrecuentes no se puede usar estos dispositivos, se deja la posibilidad de emplear disipadores.

Es por ello que países extranjeros realizan estudios para contrarrestar los daños provocados por sismos, como México, en donde se realizó un estudio analítico del desempeño sísmico de un edificio de mediana altura reforzado con disipadores tipo ADAS, en el cual se describe la seguridad estructural de dicha edificación. La construcción se encuentra ubicada en la zona de lacustre en el Valle de México y para determinar el comportamiento e impacto de los disipadores, se hizo un análisis no lineal de todos los elementos que componen la estructura, así como verificar que los elementos estructurales estén dentro de los límites permisibles. Para la obtención y

verificación de sus datos hicieron 3 análisis en el programa computacional SAP2000, considerando únicamente la no linealidad local de los disipadores (Espejel, 2013).

En Santiago de Chile, se realizó un estudio en donde se analiza el desempeño sísmico de estructuras de acero provistas de disipadores de energía (SBC). El objetivo de esta investigación fue disminuir los desplazamientos, velocidades y aceleraciones incorporándole dichos dispositivos, así como también, hacer una comparación entre otros dispositivos como los disipadores ADAS, viscoelásticos y marcos con arrojamiento excéntrico para después ver cuál es el más factible y accesible en el país. Para el análisis no lineal de las estructuras, se realizó en un modelo computacional con la ayuda del programa SAP2000 (Falk, 2010).

En Ecuador se realizó un estudio del desempeño sísmico, aplicado a la estructura de la escuela Sucre reforzado con disipadores de energía. Para esta investigación se realizó un análisis modal espectral con el programa NEC11 para evaluar el comportamiento, la vulnerabilidad y reforzamiento sísmico de las estructuras, teniendo como resultados los periodos, formas modales y derivas de entrepiso. Para el análisis se tomó en cuenta la ubicación y las características tanto de la estructura, así como el suelo donde se construyó (Topón, Aguiar, & Cando, 2014).

En Lima, Perú, se realizó un estudio donde se diseña y se analiza el desempeño de un edificio aporricado con disipadores viscosos en arreglo Chevron, en el cual se espera que la edificación tenga un comportamiento adecuado ante un sismo de 500 años de periodo de retorno. Al momento de realizar el análisis, la deriva de la edificación obtenida fue de 5.50% y se espera que el sistema junto con los disipadores logre mantenerse la deriva por debajo de dicho valor. Con la solución obtenida, se logró un amortiguamiento de 24% y la deriva se redujo hasta un 4.00%, además el daño que mantendría sería por debajo del umbral de moderado frente a sismos raros (Boza & Galán, 2013).

En la ciudad de Trujillo se realizó un análisis comparativo sísmico entre el sistema de reforzamiento con muros estructurales y el sistema de reforzamiento con disipadores con fluido viscoso, en donde se evaluaría los dos sistemas para luego ver cual tiene el mejor comportamiento ante un sismo y ver qué diseño es el más favorable desde un punto de vista estructural. Para realizarlo se enfocó en modelar la torre C&M estática y dinámicamente, con ello se espera hallar los desplazamientos y fuerzas máximas para luego ver si cumple con los parámetros de la norma técnica de diseño sismo-resistente E.030. Por otro lado, para saber el comportamiento de la estructura en términos probabilísticos de un lugar, se realiza una curva donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia, para así poder saber cuál es el peligro sísmico (Corpus & Morales, 2015).

Según el RNE (2016) establece condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas, según sus requerimientos, tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3. Este se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas y existentes dañadas por la acción de sismos.

Falk (2010), encontró que los disipadores friccionales de energía SBC, reducen efectivamente aceleraciones, desplazamientos, velocidades y esfuerzos de corte en las estructuras sometidas a un sismo de gran intensidad. Por otro lado, el nivel de reducción de los índices anteriormente descritos, es a lo menos similar si es que no mejor que los encontrados al realizar análisis con otros dispositivos (ADAS, Taylor y arriostamientos excéntricos). Además, los dispositivos SBC son los que poseen las mejores características para ser implementados a nivel nacional.

Corpus & Morales (2015), encontró que en la estructura a la cual se le implementó los disipadores, se mantienen iguales los periodos y las frecuencias, estos no sufrieron variación alguna, por lo cual se comprueba que la adición de estos dispositivos no altera la rigidez de la estructura y que con este sistema estructural se obtuvo en la

dirección Y-Y una deriva máxima de 3.99%, cumpliendo así con la norma E.030 de Perú.

Espejel (2013), encontró que los dispositivos (tipo ADAS) se basan en la deformación plástica del material, en este caso acero, disipando energía después de que se alcanza su límite de fluencia, por lo tanto, para que trabajen en forma eficiente sus deformaciones deben ser de moderadas a altas. Por lo general, este tipo de disipadores pueden desarrollar un gran número de ciclos ante cargas alternadas sin que se degrade su resistencia ni su rigidez, y no trabajan ante temblores de intensidad muy pequeña o moderada.

En una edificación sin aislamiento sísmico, la estructura se encarga de absorber todas las fuerzas sísmicas. Por ende, se tiene que hacer un diseño sismo-resistente en el cual cumpla con las licitaciones y parámetros de la Norma E.030. En el caso de ser una edificación muy importante se tiene que pensar en no tener irregularidades extremas, tanto en planta como en altura; por otro lado, es necesario agregar elementos que ayuden a disipar la energía sísmica, para ello se realizan varios análisis en la estructura y así poder determinar el lugar correcto para colocar los elementos de refuerzo y disipación sísmica. Con lo mencionado anteriormente, se reduce el riesgo al colapso de las estructuras y se obtiene un buen desempeño de las estructuras ante un movimiento telúrico.

La empresa GERPAL construyó el Primer Edificio Carbono Neutral del Perú, en el cual se destaca por contar con disipadores sísmicos del tipo fluido viscoso a fin de tener menor sensación de movimiento ante un sismo y menores o insignificantes daños a los elementos y no estructurales. Por otro lado, se destaca por la incorporación de áreas verdes, abarcando un aproximado de más del 20% del área total del terreno. Se instaló un sistema de riego por goteo y se utilizarán especies de bajo consumo de agua, los cuales reducirán al mínimo el uso de agua potable en el edificio.

El Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), es una empresa donde realizan ensayos para determinar las características mecánicas de materiales, de componentes estructurales, y estructuras a escala natural o modelos a escala reducida. El estudio experimental permite determinar propiedades mecánicas como resistencia y deformación, rigidez, ductilidad, pero también propiedades dinámicas de las estructuras que son claves en el comportamiento de estas ante un sismo. Las investigaciones teóricas y experimentales contribuyen a solucionar problemas de ingeniería estructural asociados a los efectos de los sismos y otros desastres naturales.

Nuestro planeta se encuentra en constante transformación, esto se debe a fuerzas tectónicas y cambios atmosféricos drásticos. Todos estos fenómenos no son más que manifestaciones normales según el entorno geográfico donde nos encontremos (Ministerio de Salud, 2007). El Perú no es una excepción ante estos fenómenos ya que se encuentra dentro del círculo de fuego del pacífico, zona en la que se producen la mayoría de sismos en el mundo. La mayoría de sismos en el país ocurren por la convergencia tectónica de la placa Oceánica Nazca y la placa Sudamericana, esta interacción de placas se da en una zona de subducción, pues estas placas se acercan y se meten una debajo de otra ocasionando liberación de energía en forma de ondas sísmicas (Mosqueira, 2012).

Trujillo es una ciudad ubicada en la zona norte del Perú y según la zonificación sísmica de la norma E.030, la ciudad se encuentra en la zona sísmica 4 considerada una zona de alta actividad sísmica, por lo tanto, en el diseño y construcción de sus edificaciones se deben contemplar estos eventos.

Las causas para que las estructuras fallen ante un evento sísmico son: como primer punto, el personal no calificado y malos materiales que no cumplen con las licitaciones del proyecto; en segundo lugar, los errores en la arquitectura e ingeniería como el

efecto de columna corta, confinamiento deficiente, mala conexión entre elementos estructurales, irregularidades en planta y altura, poco espacio para la oscilación de las edificaciones, entre otros hacen que las estructuras fallen.

Ante la alta sismicidad existente del país se debe asegurar un desempeño adecuado de las estructuras ante estos eventos. Es por ello que para el correcto diseño de las estructuras existen dos formas: la primera sería realizar un diseño convencional, es decir, crear estructuras lo suficientemente rígidas y a la vez dúctiles, que sean capaces de trabajar en el rango inelástico. En este enfoque se espera que las estructuras sometidas a sismos de altas magnitudes presenten un comportamiento inelástico. La segunda forma y en lo cual se centra esta investigación, es realizar un diseño sismo-resistente incorporando dispositivos de disipación de energía para que incrementen el amortiguamiento, reduciendo desplazamientos laterales, velocidades y aceleraciones (Villareal, 2016).

Los daños en una estructura a causa de un sismo son variables y dependen del tipo de material y de la estructura; sin embargo, los daños que más generan preocupación son los conocidos como cortantes, que se caracterizan por grietas inclinadas en los muros o en las columnas y que pueden conducir al colapso estructural. Es por ello que esta investigación consistirá en determinar el desempeño sísmico de una edificación con disipadores de energía, para luego ver si cumple con los parámetros de la norma sismo-resistente E.030 y con las disposiciones del ASCE/SEI 7.

El edificio que se analizará en esta investigación, será de concreto armado con nueve niveles y estará ubicado en la ciudad de Trujillo. Como el proyecto se encuentra en una zona sísmica, se realizará el diseño sismo-resistente incorporándole en su estructura disipadores de energía. Para evaluar su comportamiento se aplicarán cargas triangulares; para ello se utilizará el espectro escalado de la norma peruana de diseño sismo-resistente E.030 y así poder realizar el análisis no lineal estático para determinar

la capacidad de la estructura y su punto de desempeño. Para este análisis se hará uso del programa computacional ETABS 2016, en donde se escalarán registros de aceleraciones para poder aproximar teóricamente el comportamiento de la estructura frente a una demanda sísmica.

Otro punto importante de esta investigación es compartir conocimientos y metodologías, para que profesionales o personas dedicadas al sector constructivo, tengan una base y conozcan más sobre el diseño de edificaciones resistentes a sismos.

1.1.2. ANTECEDENTES

TÍTULO: “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO ENTRE UN SISTEMA DUAL Y EL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO PARA UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE VÍCTOR LARCO HERRERA APLICANDO ETABS 2013.”

Corpus & Morales (2015) realiza el análisis sísmico comparativo entre un sistema de muros estructurales y el sistema de reforzamiento con disipadores de fluido viscoso para un edificio en el Distrito de Víctor Larco Herrera, este realizó el diseño estructural de sistemas de muros estructurales y sistema dual (pórtico – placa), para después hacer el análisis sísmico y así poder determinar cuál de ambos tiene el mejor comportamiento estructural ante un sismo. Con la incorporación de los disipadores, la estructura reduce los desplazamientos de piso en un rango de entre 34 a 36%. Se determinó que al implementar los disipadores se mantienen iguales los periodos y las frecuencias, no sufrieron variación alguna, con esto se comprueba que la adición de estos dispositivos no altera la rigidez estructural.

Este estudio servirá para analizar el comportamiento de un sistema dual frente al reforzamiento con disipadores, y a su vez servirá de base para ver el desempeño de los disipadores y ayudará a entender mejor la aplicación de la norma de diseño sismo resistente E-030.

TÍTULO: “EVUALACION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y OPTIMIZACION DEL DISEÑO CON DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS TAYLOR PARA UNA EDIFICACION ESENCIAL DE 6 PISOS.” (Villareal, 2016)

Díaz La Rosa (2014) evaluó el diseño estructural inicialmente planteado para una clínica, analizando los principales parámetros como derivas de entrepiso, excentricidad torsional, para así optimizar el diseño incorporando disipadores de energía viscosos Taylor. Se evaluó la estructura a través de un análisis dinámico para verificar su cumplimiento con los parámetros de la norma; por otro lado, se realizó cambios en los elementos de corte con el fin de reducir la excentricidad torsional y por último se hizo un análisis tiempo historia para determinar las propiedades de los disipadores viscosos. Con la incorporación de los disipadores a la estructura, se reduce los desplazamientos de piso en un rango de 38 a 41%. A su vez se produce una disminución de los desplazamientos máximos presentados en el sexto nivel en un 41.87%, así como la reducción de las derivas de entrepiso desde un 38.57% hasta un 51.10%.

Este estudio ayudará a comprender el desempeño de estos dispositivos para reducir fuerzas sísmicas en una edificación, servirá de base para comprender las propiedades de los disipadores tipo Taylor y apoyo en la comparación del comportamiento de la edificación frente a lo expuesto en dicho trabajo.

TÍTULO: “DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA METÁLICO PARA UNA EDIFICACIÓN DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO.”

Segovia (2016), diseñó los disipadores de energía metálico tipo ADAS para reducir daños estructurales en una edificación existente de concreto armado de baja altura, se revisó las propiedades y principios del disipador, posteriormente se modeló los elementos de concreto armado con propiedades no lineales basadas en la metodología FEMA 365 y ASCE 41-06. Los resultados mostraron que la estructura con disipadores

ADAS tiene una reducción variable de los desplazamientos laterales llegando a ser un 53% (ultimo nivel). Se verificó que el diseño de la edificación de baja altura cumpla con las normas peruanas E.030 y E.060 del 2009 y no colapsara frente a un sismo severo (0.5G PGA); se presentará un comportamiento inelástico por corte y falla por flexión en algunos muros de concreto; lo cual produce daño estructural.

Este estudio nos ayudará a entender mejor el comportamiento de los disipadores de tipo ADAS y su inclusión a una estructura de concreto armado, también servirá de base para comprender cómo actúan las edificaciones ante un sismo severo, así como corroborar las propiedades mecánicas del disipador diseñado.

TÍTULO:" ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO PROVISTAS DE DISIPADORES DE ENERGIA TIPO"SLOTTED BOLDET CONNECTION."

Falk (2010) analizó el comportamiento dinámico de un edificio de acero de 10 pisos equipado con disipadores friccionales de energía tipo Slotted bottled connection y diseñado según un proyecto de norma en preparación, al ser sometido a sismos de gran intensidad. Se analizó la estructura con los disipadores SBC con la ayuda del programa SAP2000 y así poder determinar su desempeño. Se obtuvo que los desplazamientos en la estructura con respecto a la base varían desde 32.6 hasta 55.8% según los registros escogidos. Se determinó que los disipadores friccionales de energía SBC, reducen efectivamente aceleraciones, desplazamientos, velocidades y esfuerzos de corte, en las estructuras sometidas a un sismo de gran intensidad.

Este estudio nos ayudará a entender mejor el comportamiento de los disipadores SBC ante sismos de gran intensidad, también servirá de base para corroborar la eficacia de estos dispositivos, así como el porcentaje que tienen para reducir energía sísmica.

TÍTULO: “ESTUDIO ANÁLITICO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA REFORZADA CON DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA.”

Espejel (2013) tiene como objetivo reducir la respuesta estructural debido a cargas de sismo y/o viento por medio de dispositivos de control (disipadores pasivos de energía), para ello se realizó el análisis tridimensional de la estructura con el programa SAP2000 y un análisis no lineal riguroso en el programa CANNY para verificar el comportamiento de la estructura; el análisis llevado a cabo nos muestra que la solución de refuerzo fue adecuada, mejorando sustancialmente el desempeño del edificio al incrementar su amortiguamiento y la consecuente reducción de fuerzas sísmicas. El incremento de amortiguamiento en la estructura generado por los disipadores, conlleva a que los niveles de deformación en la estructura sean reducidos significativamente, por lo que cumplen con el límite establecido por el RCDF de $0.012H$ en todos los niveles. Es evidente que, si los disipadores desarrollan ductilidades más bajas a las obtenidas en este análisis, las deformaciones de la estructura serán mayores, aunque por los resultados obtenidos se espera que estas no sobrepasen la deformación permisible.

Este estudio nos ayudará a entender cómo trabajan los disipadores pasivos de energía, así como su comportamiento ante un evento sísmico, también servirá de base para comprender los parámetros y condiciones que se tiene al momento de realizar un análisis estructural en México.

TÍTULO: “REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA Y REFORZAMIENTO CLÁSICO APLICADO A UNA ESTRUCTURA DE LA ESCUELA SUCRE.”

Topón, Aguiar & Cando (2014) realizan un estudio descriptivo y analítico de diferentes tipos de disipadores de energía durante eventos sísmicos empleados en las edificaciones, recopilados en las literaturas técnicas; para ello se hizo un análisis

tiempo historia, en donde la estructura es sometida a una excitación basal correspondiente al componente NS del registro sísmico de la ciudad chilena. Al realizar el análisis se obtuvo que el efecto del aislador en la base, hace que se incrementen los periodos fundamentales de vibración y se produzca una variación considerable de la curva de ingresos energético versus el tiempo. Se determinó que el valor del periodo en los reforzamientos con diagonales de acero y con BPR son similares, mientras que en el reforzamiento con disipadores visco elásticos los periodos aumentan entre 8% a 10%.

Este estudio nos ayudará a ampliar los conocimientos sobre la disipación de la energía a través de disipadores viscoelásticos; también, servirá de base para ampliar los conocimientos sobre el comportamiento de estos dispositivos.

1.1.3. BASES TEÓRICAS

1.1.3.1. Diseño sismorresistente convencional.

El desempeño de los sistemas estructurales a través de este enfoque, se basa en la capacidad propia de la estructura para disipar la energía introducida por un sismo a través de la combinación de propiedades conocidas como ductilidad, resistencia y rigidez. La estructura tiene un comportamiento elástico ante sismos leves e inelástico cuando esté sujeto a sismos moderados o raros. Este último, se caracteriza por disipar energía a través de deformaciones no recuperables que se agravan conforme la distorsión de entrepiso incrementa, trayendo como consecuencia daño estructural y no estructural (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

Este enfoque ha llevado a los ingenieros a dotar a las edificaciones con suficiente ductilidad para prevenir fallas repentinas y catastróficas conforme la estructura va entrando en el rango inelástico. La Figura 1 muestra la curva capacidad de una

estructura y sus correspondientes niveles de desempeño conforme aumenta el desplazamiento del ultimo nivel (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

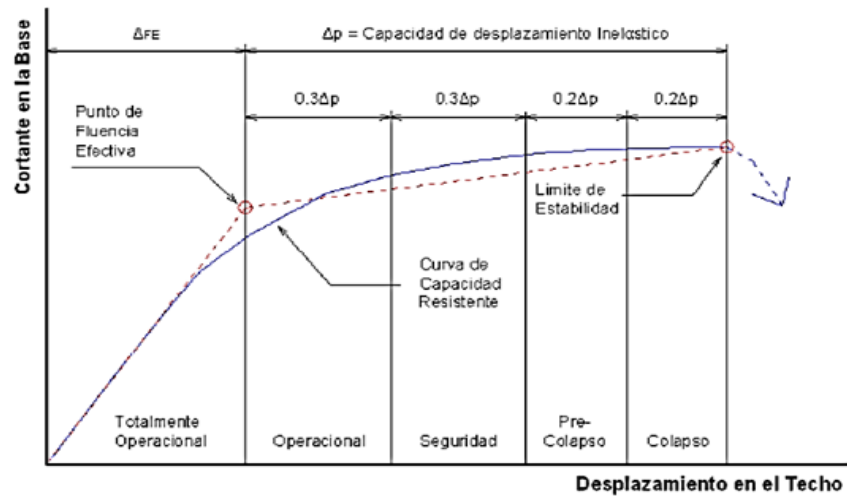


Figura 1: Curva capacidad y niveles de desempeño propuestos por SEAOC-Vision 2000 Committee.

Fuente: Comité VISION 2000.

Existen edificios esenciales como estaciones de bomberos, estaciones de policía y hospitales, que deben continuar operativos después de un sismo severo. Este hecho exige que tales edificios se diseñen con suficiente resistencia para que las deformaciones inelásticas sean mínimas o reparables inmediatamente (Genner & La Rosa Sánchez, 2016). Una alta resistencia, significa una alta inversión en términos económicos como se aprecia en la Figura 2.

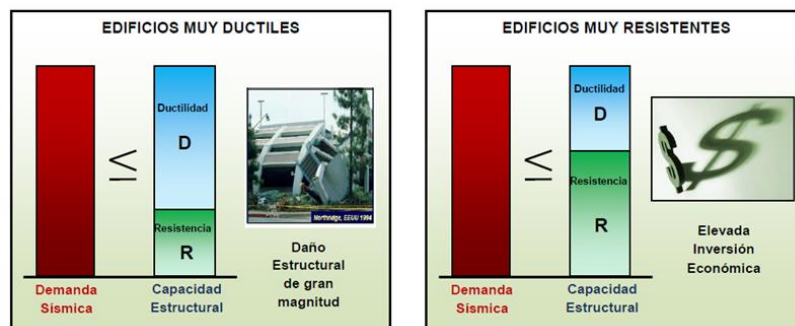


Figura 2: Relación de la ductilidad y la resistencia con el costo de la estructura.

Fuente: Boza & Galán 2013.

1.1.3.2. Diseño sismorresistente con sistemas de protección sísmica.

Otra forma de hacer frente a las amenazas sísmicas es realizar un diseño sismorresistente con sistemas de protección sísmica. Estos sistemas tienen como finalidad reducir los desplazamientos relativos de entrepiso, y por lo tanto aminorar el daño estructural; esto se logra mediante un incremento de la participación del amortiguamiento viscoso para disipar la energía de entrada. Cuando el edificio no posee dispositivos de amortiguamiento, la energía total ingresada a través del movimiento sísmico es disipada en su gran mayoría mediante energía de deformación elástica e inelástica de los elementos estructurales (también llamada histerética).

El incremento del amortiguamiento genera una reducción del espectro de pseudoaceleraciones, y, por lo tanto, una disminución de la resistencia demandada, como se ilustra en la figura 3 (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

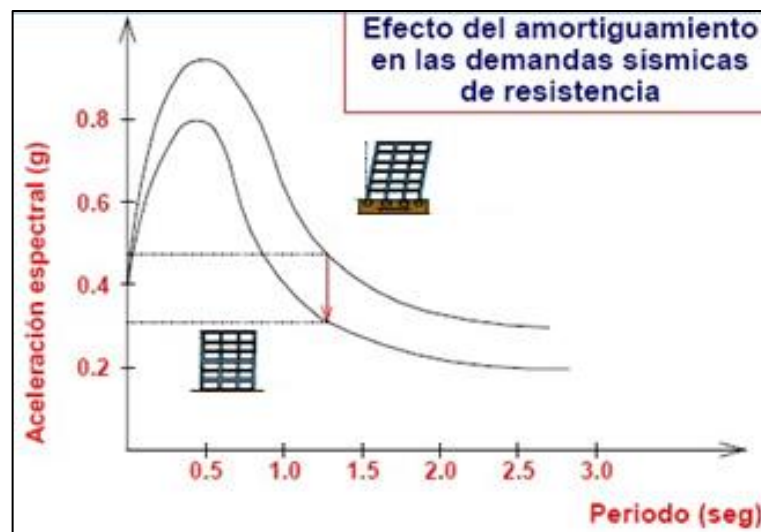


Figura 3: Reducción en las demandas de resistencia debido al incremento de amortiguamiento.

Fuente: Guevara & Torres 2012.

1.1.3.3. Balance Energético.

La ecuación 1 muestra la relación de la conservación de la energía en un sistema estructural expuesto a una excitación sísmica (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

$$E_L = E_K + E_S + E_A + E_D \quad (Ec. 1)$$

Donde:

E_L = Energía absoluta de entrada del movimiento sísmico.

E_K = Energía cinética.

E_S = Energía de deformación elástica recuperable.

E_A = Energía de amortiguamiento.

E_D = Energía irrecuperable disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad.

Para que el sistema estructural soporte diferentes solicitaciones sísmicas, la energía de entrada (E_L) debe ser disipada por la suma de la energía cinética (E_K), elástica (E_S), de amortiguamiento (E_A) e inelástica (E_D). En la figura 4 se muestra el balance energético de una edificación sin sistema de disipación de energía y en la figura 5 se observa la distribución de energía para la misma edificación, pero esta vez considerando dispositivos de disipación de energía. La energía de ingreso es de color verde, la energía que absorbe el disipador es de color rojo, la energía cinética con el color amarillo y la energía potencial de color azul (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

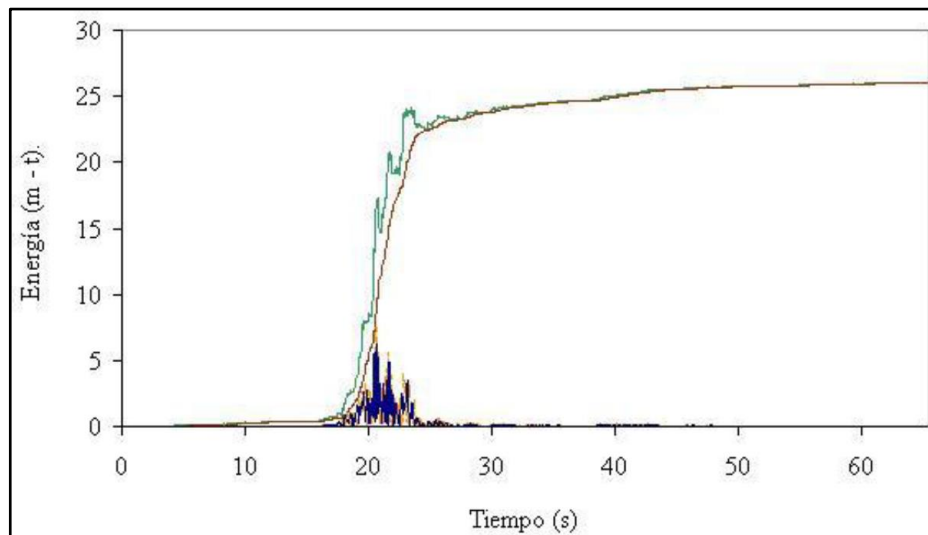


Figura 4: Balance energético de un edificio sin disipadores.

Fuente: Edificaciones con disipadores de energía – Villareal & Oviedo.

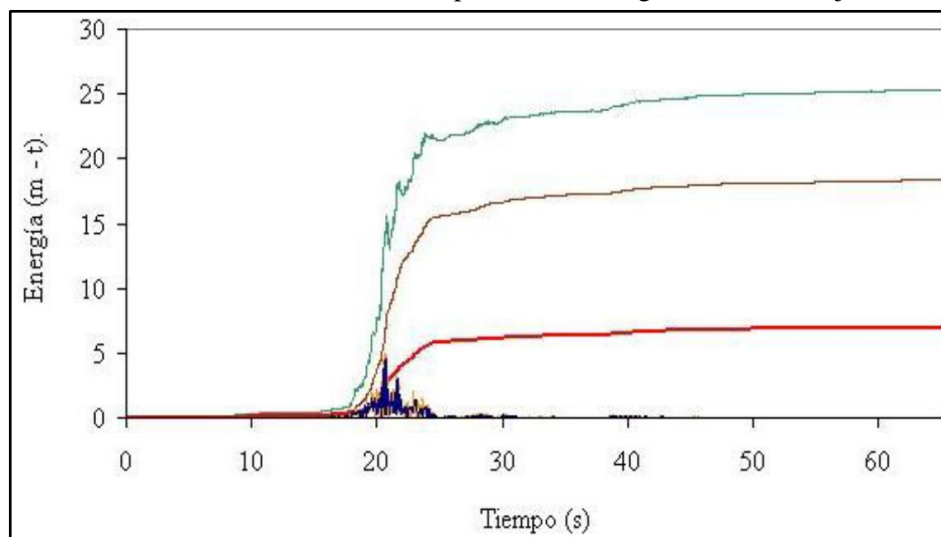


Figura 5: Balance energético de un edificio con disipadores.
 Fuente: Edificaciones con disipadores de energía – Villareal & Oviedo.

1.1.3.4. Sistemas de protección sísmica.

Los sistemas de protección sísmica tienen como objetivo controlar la respuesta de la estructura con el fin de disminuir los efectos que las cargas dinámicas ejercen sobre ella, garantizando así, comportamientos adecuados en resistencia, rigidez y ductilidad. En la Figura 6 se puede apreciar la clasificación de estos sistemas de protección (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

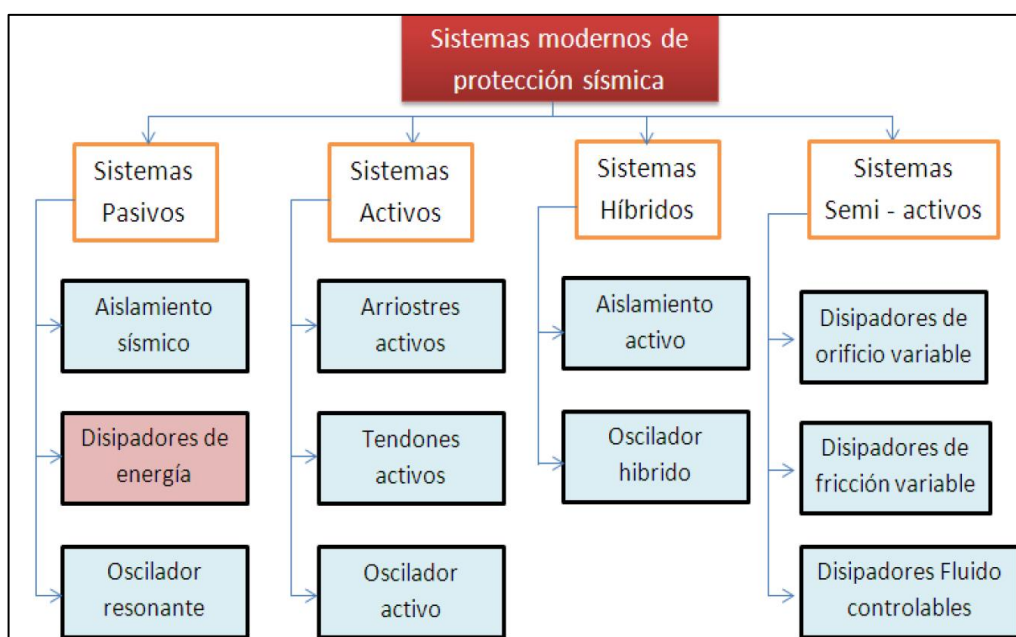


Figura 6: Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica.
 Fuente: Edificaciones con disipadores de energía – Villareal & Oviedo.

1.1.3.5. Disipadores de energía.

Los disipadores de energía son dispositivos que disipan grandes cantidades de energía, asegurando de esta manera, que otros elementos estructurales no sean sobre exigidos; evitando así ocasionar importantes daños a la estructura. Estos dispositivos captan la fuerza sísmica a través del comportamiento plástico de metales dúctiles, la fricción entre superficies en contacto bajo presión, las deformaciones de corte de polímeros, la pérdida de energía en fluidos viscosos circulando a través de orificios, entre otros. Con todo lo antes mencionado, estos evitan que el edificio reciba todo el impacto, generando una reducción en las deformaciones de la estructura (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

El ASCE 7-10 en su capítulo 18 señala que estos dispositivos se clasifican según su comportamiento en 3 categorías diferentes: dependientes del desplazamiento, dependientes de la velocidad y dependientes del desplazamiento y de la velocidad (Genner & La Rosa Sánchez, 2016).

1.1.3.5.1 Disipadores Dependientes del Desplazamiento.

Son aquellos dispositivos que inician la disipación de energía con el movimiento relativo de entrepiso. Esto se refleja como un incremento en la rigidez de la estructura modificando de esta manera el periodo de la misma.

✚ Disipadores de fluencia metálica

Estos, disipan la energía plastificando el componente de acero que hay en su interior mediante esfuerzos de flexión o cortante. Entre los más usados tenemos el llamado dispositivo ADAS y una de sus principales desventajas de este dispositivo es que no puede ser ensayado antes de ser colocado ya que al enfocar la disipación de energía en las deformaciones; el dispositivo incursiona a un rango inelástico que va

degenerándolo. Por este motivo, los disipadores ADAS, requerirán mantenimiento o incluso reemplazo total tras un sismo (Boza & Galán, 2013).



Figura 7: Disipador de fluencia metálica.

Fuente: Protección Sísmica de Estructuras – Corporación de desarrollo Tecnol.

✚ Disipadores por fricción

Estos dispositivos disipan energía utilizando la fricción entre dos superficies en contacto sometidas a presión. La desventaja de este tipo de dispositivo es la incertidumbre del coeficiente de fricción, debido a que no se mantiene constante durante el movimiento, sino que depende de la velocidad, la presión normal y las condiciones de contacto (Boza & Galán, 2013).

Estos dispositivos inician la disipación de energía a través de la velocidad relativa de entrepiso; y a su vez, estos no generan ningún efecto en la rigidez de la estructura por lo que el periodo no cambia.

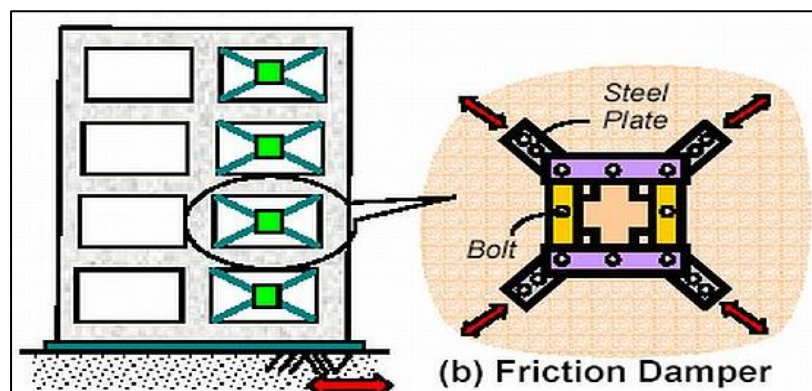


Figura 8: Disipadores por fricción.

Fuente: Energy Dissipation Devices for Earthquake Resistant Building Design.

1.1.3.5.2 Disipadores dependientes del desplazamiento y de la velocidad.

✚ Disipadores viscoelásticos

Pueden iniciar su acción al mínimo desplazamiento y/o velocidad. El período de vibración del dispositivo es invariable, lo cual permite linealizar su acción, obteniéndose un modelo más sencillo. Uno de los inconvenientes de estos materiales es la sensibilidad a la variación de temperatura y frecuencia; asimismo, se necesitan varios entre ellos para lograr un amortiguamiento significativo (Guevara & Torres, 2012).



Figura 9: Disipadores viscoelásticos.
Fuente: (Guevara & Torres, 2012).

1.1.3.5.3 Disipadores Dependientes de la Velocidad.

Estos no aportan mayor rigidez ni resistencia al sistema, ni añaden fuerzas a este debido a su comportamiento fuera de fase con la estructura. En el comportamiento de un disipador de fluido viscoso, la fuerza es aumentada cuando la velocidad con la que es comprimida crece. Estos dispositivos permiten disminuir simultáneamente las deformaciones y esfuerzos en la estructura (Guevara & Torres, 2012).

✚ Disipadores Fluido Viscosos

Estos dispositivos al contrario de los anteriores no alteran la energía de entrada, más bien manifiestan su eficacia absorbiendo parte importante de la energía sísmica, evitando así que sea disipada por deformaciones inelásticas en los elementos

estructurales. Las ventajas de estos dispositivos son numerosas ya que reducen el nivel de daño estructural y concentran la energía en los dispositivos adicionados. Asu vez, estos son fáciles de remplazar y su mantenimiento es sencillo; en el caso de los disipadores de fluido viscoso no necesitan ser reemplazados (Guevara & Torres, 2012).

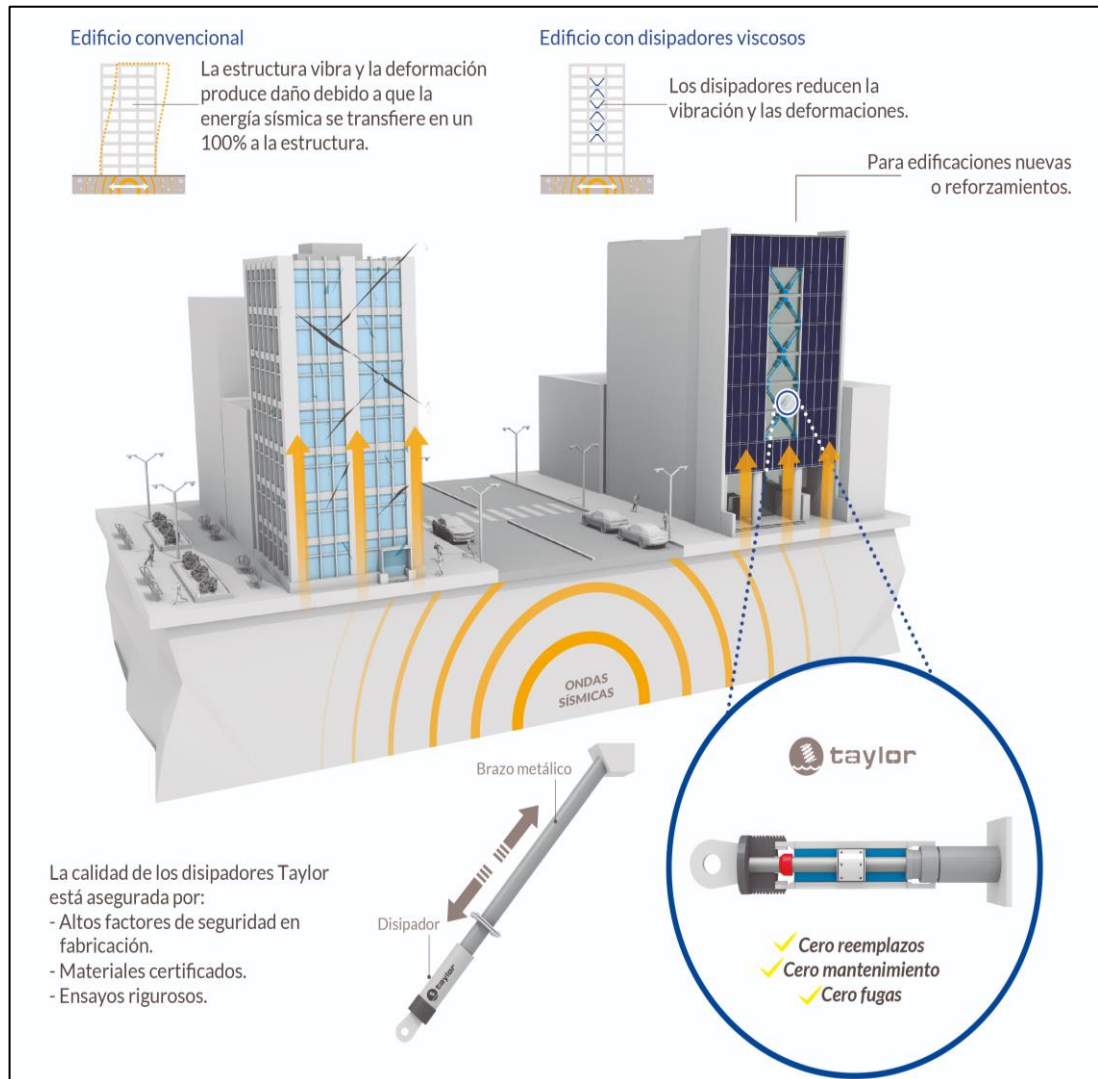


Figura 10: Disipadores de fluido viscoso.
Fuente: CDV ingeniería antisísmica.

Este dispositivo consiste básicamente de dos elementos: un cilindro y un pistón de acero inoxidable en su interior. Este disipador contiene silicona inerte el cual permite que el sistema de amortiguamiento se mantenga estable dentro de un rango considerable de variaciones de temperatura.

Los disipadores de fluido viscoso son clasificados como elementos pasivos porque necesitan de energía externa para su activación, en este caso de velocidad, para iniciar su desplazamiento interno. La disipación de la energía se produce por la conversión de energía cinética en calor. A continuación, se presenta en la Figura 11 un esquema general de un disipador de energía fluido viscoso.

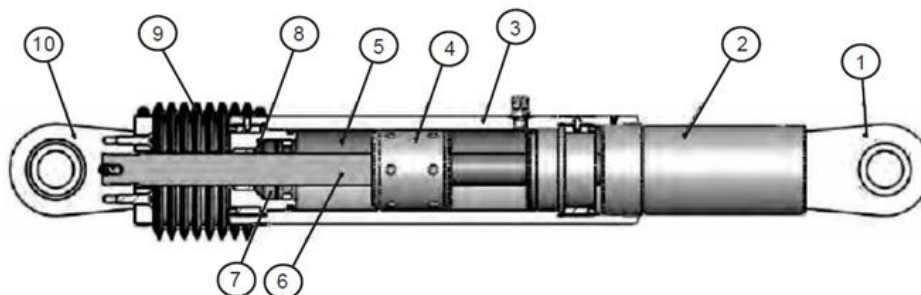


Figura 11: Componentes del disipador de fluido viscoso.

Fuente: Edificaciones con disipadores de energía – Villareal & La Rosa Sánchez.

Donde:

1. Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero con protección contra la corrosión.
2. Acero al carbono forjado en aluminio con protección contra la corrosión.
3. Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas o pintura.
4. Cabeza del pistón de acero sólido o de bronce.
5. Fluido viscoso, silicona incompresible.
6. Vástago de acero inoxidable.
7. Sellos / rodamientos de sello, juntas dinámicas.
8. Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas o pintura.
9. Muelle, nylon reforzado de neopreno.
10. Cojinete esférico forjado con aleación de calidad aeronáutica.

1.1.3.6. Modelado del sistema de amortiguamiento.

Al introducir disipadores de energía a una edificación. Este se divide en dos sistemas interdependientes: el sistema estructural, compuesto por los elementos de concreto armado o acero que componen la estructura, y el sistema de amortiguamiento, compuesto por los amortiguadores y elementos de concreto o acero que estén conectados directamente a ellos (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

1.1.3.6.1 Representación física del sistema con disipadores.

La rigidez axial del sistema es gobernada por la rigidez del elemento que contiene el disipador, llamado brazo metálico. La rigidez de este es mucho mayor que la del dispositivo de amortiguamiento; por esta razón, los brazos pueden ser asumidos como elementos infinitamente rígidos. Esta suposición y las condiciones de equilibrio nos permiten definir la ecuación del movimiento de la estructura con un sistema de amortiguamiento de un grado de libertad, la cual se muestra a continuación (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + D + Q = -m\ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 2})$$

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + P \cos \varphi = -m\ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

m = Masa de la estructura concentrada a nivel de piso.

C = Coeficiente de amortiguamiento.

Q = Expresión general que considera el comportamiento no lineal.

P = Fuerza definida a lo largo del movimiento del sistema de disipación.

D = Componente horizontal de la fuerza.

φ = Ángulo que depende de la configuración del sistema de disipación.

$x(t)$ = Desplazamiento de entrepiso.

\dot{x} = Velocidad estructural.

\ddot{x} = Aceleración estructural.

\ddot{x}_g = Aceleración del suelo.

Esta ecuación representa de manera general el comportamiento de una estructura con dispositivos de amortiguamiento sometida a una fuerza sísmica. Para este modelo de un grado de libertad se consideran las disposiciones Chevron y Diagonal tal como se ilustra en la Figura 12. Finalmente cabe resaltar que la expresión que representa la fuerza en el dispositivo (P) es única para cada tipo de disipador; debido a que cada uno presenta propiedades y características distintas (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

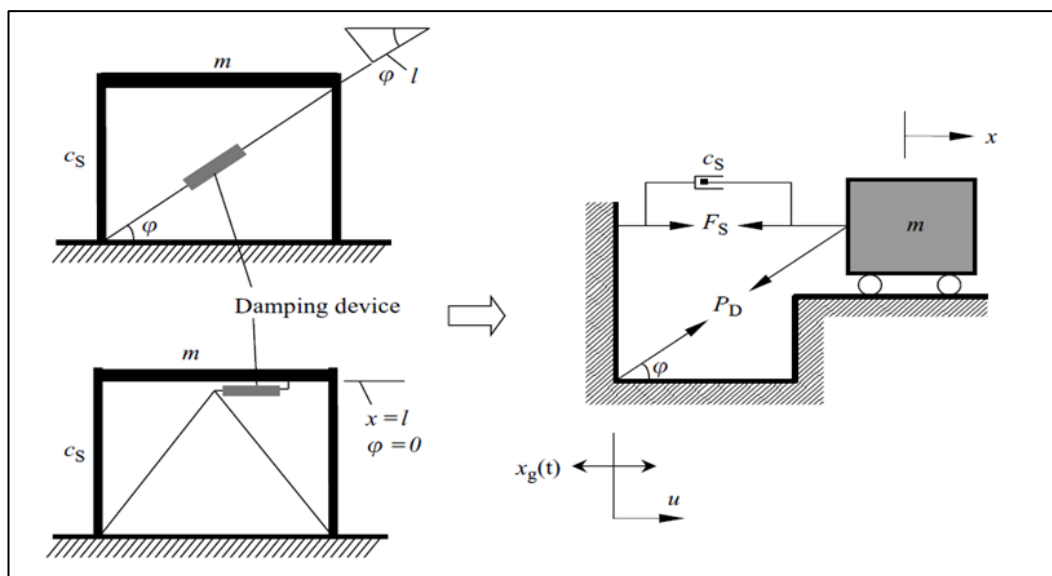


Figura 12: Disposiciones Chevron y Diagonal de un modelo de un grado de libertad.
Fuente: SMART STRUCTURES "Innovative Systems for Seismic Response Control".

1.1.3.6.2 Representación de un amortiguador individual.

La forma más sencilla de representar un amortiguador individual en la estructura es a través del modelo Maxwell. En este modelo se considera un resorte lineal (Driver) en serie con un amortiguador puramente viscoso (Damper). La Fig. 13 presenta el modelo Maxwell (Guevara & Torres, 2012).

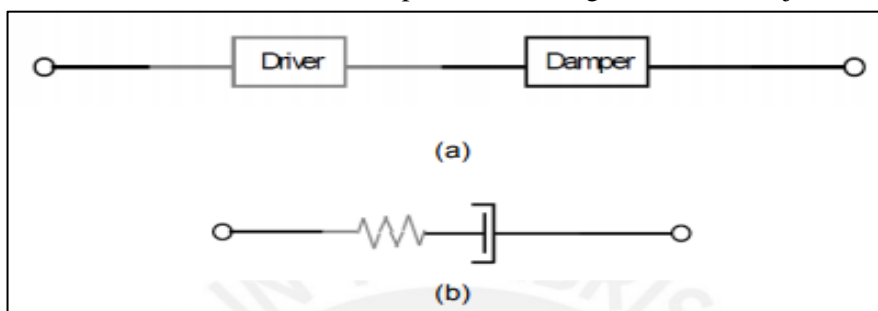


Figura 13: Diagrama de bloques (a) y Representación Matemática (b).
Fuente: (Guevara & Torres, 2012).

En el software de cálculo estructural ETABS, el modelo del disipador es del tipo Maxwell. Así, el amortiguador puede modelarse como elemento tipo “Link”, para después asignarle propiedades “Damper” del tipo lineal o no lineal. La expresión que representa la relación fuerza-desplazamiento con la velocidad del modelo Maxwell es:

$$F = K_D u = C [\text{sgn}(v)] v^\alpha \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

F = Fuerza en el amortiguador

K_D = Rigidez elástica del resorte

C = Coeficiente de velocidad del amortiguador

α = Exponente de velocidad

u = Deformación axial

$[\text{sgn}(v)]$ = Función signo

v = Velocidad axial

1.1.3.7. Requisitos de ASCE para estructuras con sistemas de amortiguación.

Para el diseño de estructuras con un sistema de amortiguación, se debe consultar la normativa americana del ASCE 7-16 específicamente, el capítulo 18 denominado “Requisitos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de amortiguación”.

1.1.3.7.1 Procedimientos de análisis.

Existen cuatro procedimientos para el análisis de estructuras con sistema de disipación de energía, estos son: análisis de respuesta espectral, análisis de fuerza lateral equivalente, análisis no lineal estático o análisis Pushover y análisis no lineal de respuesta tiempo- historia. Los procedimientos más recomendados para estructuras con sistemas de amortiguamiento son en general los métodos no lineales y procedimientos como la respuesta espectral y fuerza lateral equivalente pueden usarse siempre y cuando el edificio sea modelado linealmente y bajo ciertas restricciones (ASCE 7-16, 2016).

1.1.3.7.2 Requisitos generales de diseño.

Para el diseño de las estructuras, se debe considerar los requisitos básicos para el sistema resistente a fuerzas sísmicas y el sistema de amortiguación.

- **Sistema resistente a fuerzas sísmicas.**

Las estructuras que contienen un sistema de amortiguación están obligadas a tener un sistema que resiste fuerzas sísmicas en cada dirección, en lo cual debe ser ajustado a lo siguiente (ASCE 7-16, 2016).

- 1) El cortante basal sísmico utilizado para el diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas no podrá ser inferior a “ V_{min} ”, donde V_{min} se determina como el mayor de los valores calculados utilizando las ecuaciones las siguientes:

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad (Ec. 5)$$

$$V_{min} = 0.75V \quad (Ec. 6)$$

Donde:

V = Cortante basal sísmica en la dirección de interés.

B_{V+1} = Coeficiente numérico para la amortiguación efectiva que es igual a la suma de amortiguamiento viscoso y amortiguación inherente (Tabla 1).

Excepto cuando la cortante basal sísmica utilizada para el diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas no podrá tomarse como menos de $1,0 V$; si se cumple cualquiera de las condiciones siguientes. (a) En la dirección de interés, el sistema de amortiguación tiene por lo menos dos dispositivos de amortiguación en cada nivel del suelo, configurados para resistir la torsión, (b) el sistema resistente a fuerzas sísmicas tiene irregularidad horizontal tipo 1a (Irregularidad torsional extrema) o vertical irregularidad tipo 1b (Irregularidad de Rigidez-Blanda Extrema).

- 2) Los requisitos mínimos de la fuerza para los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas que son también elementos del sistema de amortiguación, están obligados a resistir las fuerzas de dispositivos de amortiguación (ASCE 7-16, 2016).

▪ **Coeficiente de amortiguamiento efectivo.**

Cuando el período de la estructura es mayor o igual a T_0 , el coeficiente de amortiguamiento, será el establecido en la Tabla 2. Cuando el período de la estructura es menor que T_0 , el coeficiente de amortiguamiento se interpola linealmente entre un valor de cero a un segundo (ASCE 7-16, 2016).

Tabla 1: *Coficiente de amortiguamiento, $B_{V+1}, B_{1D}, B_R, B_{1M}, B_{mD}, B_{mM}$ (cuando el periodo de la estructura $\geq T_0$)*

Effective Damping, β (percentage of critical)	$B_{V+1}, B_{1D}, B_{1E}, B_R, B_{1M}, B_{mD}, B_{mM}$ (where period of the structure $\geq T_0$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

Fuente: ASCE 7-16.

1.1.3.8. Modelado del comportamiento de los materiales.

1.1.3.8.1 Modelos de esfuerzo deformación para el acero.

La propiedad más importante del acero de refuerzo para los miembros de concreto armado es la deformación del acero que sufre ante los distintos niveles de carga axial. Esta propiedad es estudiada mediante el uso de diagramas esfuerzo deformación, en el cual se grafica la deformación unitaria que sufre una barra de acero corrugado para una fuerza unitaria denominado esfuerzo, en esta curva se presenta distintas zonas de comportamiento del acero dependiendo de la intensidad de la carga aplicada (Tocto, 2019). La Figura 14 presenta un diagrama de esfuerzo deformación para el acero.

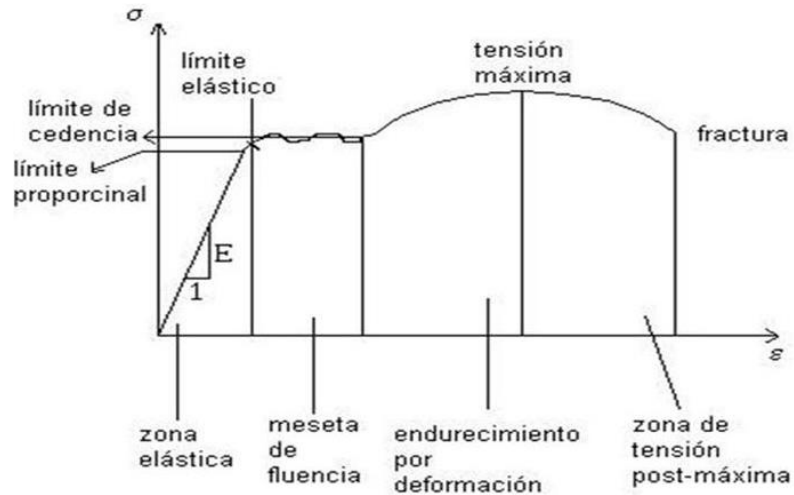


Figura 14: Diagrama de esfuerzo deformación para el acero.
Fuente: (Hans Topo, 2013).

▪ **Modelo Elastoplástico.**

La curva del diagrama esfuerzo deformación es simplificada como dos líneas rectas tal como se muestra en la figura 15, en este modelo bilineal también llamado modelo elastoplástico se desprecia la resistencia superior a la fluencia y el aumento del esfuerzo debido al endurecimiento por deformación (Tocto, 2019).

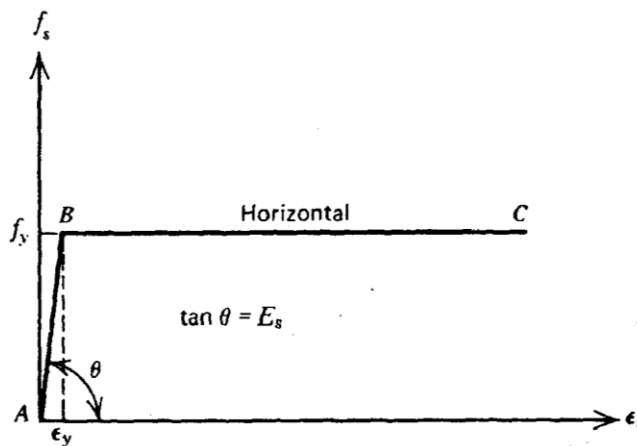


Figura 15: Modelo bilineal del comportamiento del acero
Fuente: (Park & Paulay, 1980).

▪ **Modelo trilineal.**

En este modelo es aplicado en los aceros que presentan resistencias mayores que al límite de fluencia máxima, esto mediante un incremento lineal de dicha fuerza sobre su resistencia, tal como se muestra en la Figura 16 (Santana , 2012).

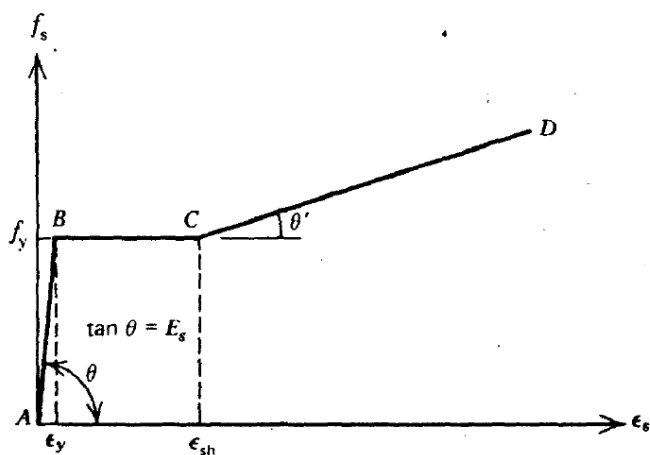


Figura 16: Modelo trilineal del comportamiento del acero.
Fuente: (Park & Paulay, 1980).

▪ **Modelo elastoplástico con endurecimiento plástico.**

En el siguiente modelo del acero, el rango elástico y la zona de fluencia se representa por dos líneas rectas (rectas AB y BC) y las parábolas de 2° o 3° orden, representan la zona de endurecimiento. La Figura 17 muestra este hecho (Santana , 2012).

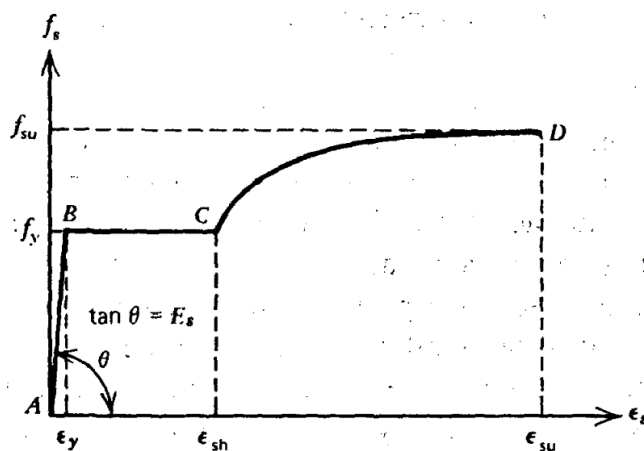


Figura 17: Modelo elastoplástico con endurecimiento plástico.
Fuente: (Park & Paulay, 1980).

1.1.3.8.2 Modelos de esfuerzo deformación para el concreto.

▪ Modelo de Hognestad, concreto sin confinar.

El modelo de Hognestad representado en la Figura 18 se compone de un tramo lineal y un segundo tramo en forma de parábola (Santana , 2012, pág. 24).

$$f_c = f_c'' * \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (Ec. 7)$$

El esfuerzo máximo del concreto, f_c'' , está asociado con la deformación unitaria del mismo, para calcular este esfuerzo se emplea la ecuación (Ec. 8).

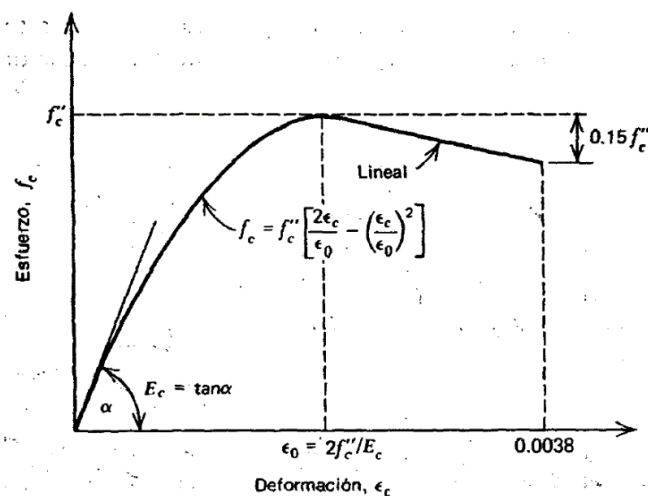


Figura 18: Modelo de Hognestad para el concreto sin confinar.
Fuente: (Park & Paulay, 1980).

$$\varepsilon_0 = 2f_c''/E_c \quad (Ec. 8)$$

▪ Modelo de Kent y Park, concreto confinado.

En la Figura 19 se muestra la curva de esfuerzo deformación para el concreto confinado por estribos rectangulares, propuesto por Kent y Park. En el primer tramo de la curva esfuerzo deformación (tramo A-B), la deformación unitaria del concreto es menor a 0.002 y su resistencia se calcula con la ecuación (Ec. 9); este tramo se representa por una parábola de segundo grado y se considera que el acero de confinamiento no afecta la forma de la curva en esta zona.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (Ec. 9)$$

En el tramo B-C la deformación unitaria del concreto se encuentra en un rango que va desde 0.002 hasta ε_{20c} , así mismo la resistencia del concreto decrece desde su máxima capacidad hasta alcanzar un valor del 20% del f'_c , el valor de la resistencia a la compresión para esta zona está dada por la ecuación (Ec. 10), en el cual intervienen la resistencia del cilíndrica de concreto, f'_c ; por otro lado también intervienen la relación del volumen del refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto medido desde el exterior de los estribos, ρ_s ; el ancho del núcleo confinado medio desde el exterior de los estribos, b ; y el espaciamiento de los aros, s_h . El parámetro Z, define la pendiente de la recta descendente (Park & Paulay, 1980, pág. 30).

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (Ec. 10)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002} \quad (Ec. 11)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (Ec. 12)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad (Ec. 13)$$

El tramo C-D de la curva esfuerzo deformación representada en la Figura 19 muestra que la deformación unitaria final del concreto puede superar la deformación del 20% de la resistencia a la compresión y a su vez el esfuerzo a la compresión para esta zona también alcanza un valor del 20% del esfuerzo máximo como se muestra en la Figura 19, sin embargo, estos valores no se toman en cuenta para el análisis estructural del edificio (Park & Paulay, 1980, pág. 30).

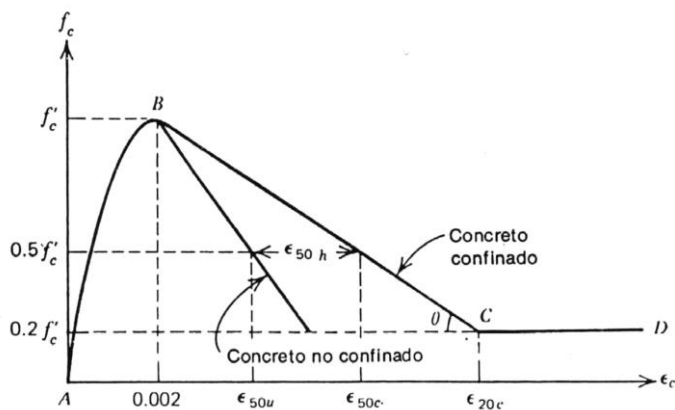


Figura 19: Modelo de Kent y Park para el concreto confinado.

Fuente: (Park & Paulay, 1980).

1.1.3.8.3 Diagramas de momento curvatura.

La curvatura en la siguiente figura, es la variación del perfil de deformaciones en el elemento y este varía físicamente a lo largo del miembro debido a las fluctuaciones de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas (Park & Paulay, 1980).

De acuerdo con la Figura 20, el diagrama momento - curvatura se constituye de tres segmentos; el primero segmento pertenece a la sección no agrietada, el segundo segmento pertenece al rango que va desde el primer agrietamiento hasta la fluencia del refuerzo y el tercer segmento corresponde al límite de la deformación útil en el concreto (Park & Paulay, 1980).

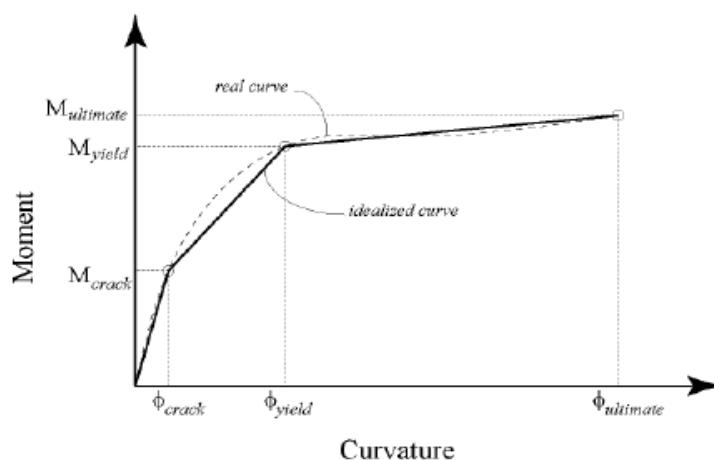


Figura 20: Modelo trilineal del diagrama momento - curvatura.

Fuente: (Park & Paulay, 1980)

En los países donde hay frecuentes sismos, un factor muy importante para el diseño estructural es la ductilidad de la estructura cuando está sometida a fuerzas sísmicas, ya que, a través de esta propiedad, la estructura disipa energía por medio de deformaciones inelásticas (Park & Paulay, 1980).

$$u\varphi = \frac{\varphi u}{\varphi y} \quad (\text{Ec. 14})$$

1.1.3.8.4 Rotulas plásticas.

Una rótula plástica se genera cuando el material de una determinada sección, alcanza las deformaciones plásticas, este mecanismo permite grandes deformaciones que se expresan en forma de rotación sin un aumento considerable de los momentos actuantes para cada elemento, es decir los momentos se mantienen constantes; por otro lado, las rótulas plásticas permiten transferir momentos a otros elementos adyacentes que aún no han alcanzado su capacidad máxima, este proceso es conocido como “Redistribución de momentos” (Tocto, 2019).

Parametrización simplificada de las rotulas plásticas.

Existen distintas metodologías para definir la no linealidad de los materiales, sin embargo, para esta investigación se empleará el modelo de una rotula plástica concentrada, para ello se debe construir diagramas esfuerzo deformación simplificados que sirven para representar la formación de las rótulas plásticas en los elementos de concreto armado (ASCE 41-13, 2014).

La Figura 21 muestra el modelo simplificado propuesto por el ASCE 41-13, para la construcción del diagrama se emplean los datos propuestos en las Tabla 3 y Tabla 4 del ASCE 41-13. El punto A representa el estado de la sección cuando no actúan sobre ella carga alguna, es decir en el rango elástico, el punto B representa el punto donde la sección de concreto armado inicia la fluencia, el

tramo comprendido entre los puntos B y C representa la degradación de la rigidez de la sección y el punto D representa la pérdida repentina de la rigidez de la sección, después de este punto la sección experimenta una deformación continua sin la necesidad de la aplicación de cargas adicionales hasta llegar al punto E en donde se llega a la falla total o parcial de la sección (Tocto, 2019).

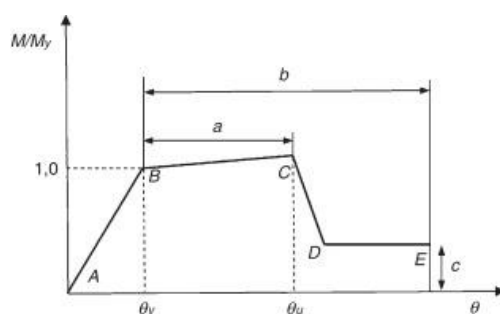


Figura 21: Parametrización simplificada de la relación esfuerzo deformación de los elementos de concreto armado.

Fuente: (ASCE 41-13, 2014).

La formación de rotulas en las vigas permite mayores niveles de deformación antes del colapso estructural; por el contrario, las rotulas en las columnas generan sistemas estructurales frágiles, la Figura 22 muestra la curva de capacidad de una estructura, en el cual se muestra el punto de colapso debido a una falla.

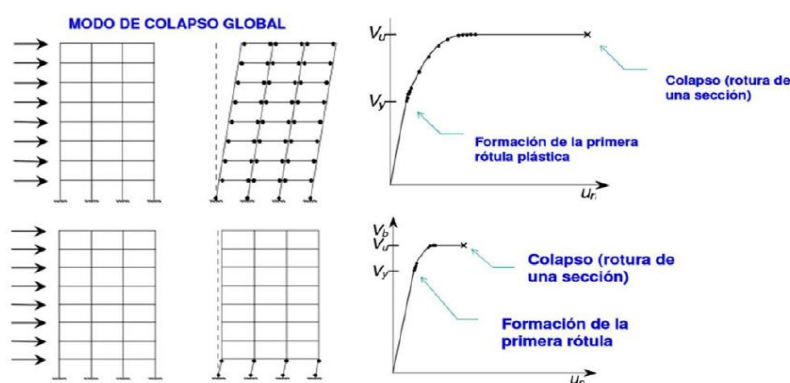



Figura 22: Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.

Fuente: (Rodríguez S. , 2015).

En las Tablas 3 y 4 se muestran los parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para vigas y columnas concreto armado.

Tabla 2: *Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las vigas de concreto armado.*

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

 ASCE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

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

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.


^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^dV is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13.

Tabla 3: Parámetros numéricos para la elaboración del diagrama fuerza deformación simplificada para las columnas de concreto armado.

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

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

Fuente: ASCE 41-13.

1.1.3.9. Desempeño sísmico de la estructura.

El diseño basado en el desempeño consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límites. Por otro lado, el desempeño de una estructura se cuantifica en términos de la cantidad de daño afectado por un movimiento sísmico y también el impacto que tienen estos en las actividades normales de la edificación. Este concepto no es solo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Villanueva, 2009).

1.1.3.10. Niveles de desempeño.

Existen diversos códigos que definen los niveles de desempeño de las estructuras tales como el SEAOC VISION 2000 Committee, 1995, el ATC, 1996 y el FEMA 356, 2000, tanto para edificaciones nuevas como existentes. La metodología de catalogar los diferentes niveles de desempeño varía levemente de un código a otro, pero el concepto es el mismo. En esta sección se presentan los niveles de desempeño estructural propuestos por el código ATC-40, "Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificaciones de Concreto". Este código presenta el desempeño para los elementos estructurales y no estructurales (Villanueva, 2009).

1.1.3.10.1 Niveles de desempeño para elementos estructurales.

Se definen tres niveles o estados de daño: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos permiten estudiar, de una forma

más adecuada, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Los niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de “Structural Performance”) y n, donde este es un número que varía entre 1 y 6) según el ATC-40 (Villanueva, 2009).

Ocupación inmediata SP-1:

Los daños que presentan este nivel son limitados o casi nulos, esto quiere decir que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia después de ocurrido el sismo. El riesgo de pérdida de vidas es inexistente y la estructura es segura para su ocupación inmediata (Villanueva, 2009).

Daño controlado SP-2:

Este estado no se categoriza como un nivel de desempeño, sino que se considera como un rango de estado de daño comprendido entre Ocupación inmediata, SP-1, y Seguridad de vida, SP-3. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.

Seguridad de vida SP-3:

El daño a la estructura después de un sismo puede ser significativo, sin embargo, existe bajo riesgo de colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo a la seguridad de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada nuevamente, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico (Villanueva, 2009).

Seguridad limitada SP-4:

Este límite corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural, aunque en algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

Estabilidad estructural SP-5:

En este nivel el sistema estructural está muy cerca de un colapso parcial o total después de ocurrido el sismo. Se producen daños importantes, como pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que al sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables (Villanueva, 2009).

No considerado SP-4:

Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento (Villanueva, 2009).

1.1.3.10.2 Niveles de desempeño para elementos no estructurales.

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n, en el ATC-40 (NP son las siglas de “Nonstructural Performance” y n es una letra que toma valores entre A y E) (Villanueva, 2009).

Operacional NP-A:

Los elementos no estructurales, maquinarias, equipos y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después de un evento sísmico (Villanueva, 2009).

Ocupación inmediata NP-B:

A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de los equipos y maquinarias. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

Seguridad de vida NP-C:

En este nivel pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que este llegue al colapso, Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados. La seguridad de los ocupantes no se ve afectado.

Amenaza reducida NP-D:

Existe un elevado daño a los sistemas y componentes no estructurales, pero no se produce el colapso o falla de elementos grandes y pesados que podrían causar lesiones a las personas, con esto nos referimos a los parapetos, muros exteriores de mampostería, recubrimientos, tarrajeo o grandes y pesados sistemas de cielo raso (Villanueva, 2009).

✚ No considerado NP-E:

No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural (Villanueva, 2009).

1.1.3.10.3 Niveles de desempeño global de las estructuras.

Para determinar el nivel de desempeño de la edificación de manera global se debe hacer una combinación de los niveles de desempeño tanto de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio (Villanueva, 2009).

✚ Operacional 1-A:

Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad (Villanueva, 2009).

✚ Ocupación inmediata 1-B:

Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes (Villanueva, 2009).

✚ Seguridad de vida 3-C:

La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación

de los códigos. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, estos pueden fallar, pero no pone en peligro la seguridad de los ocupantes.

✚ Estabilidad estructural 5-E:

El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Tabla 4: Niveles de desempeño sísmico para las edificaciones.

COMPONENTES NO ESTRUCTURALES	COMPONENTES ESTRUCTURALES					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
	Ocupación inmediata	Daño controlado	Seguridad de vida	Seguridad limitada	Estabilidad estructural	No considerado
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B OCUPACIÓN INMEDIATA	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD DE VIDA	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6-C
NP-D PELIGRO REDUCIDO	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	3-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURA	NO CONSIDERADO
LEYENDA						
	Niveles de desempeño fundamentales para las edificaciones					
	Combinaciones alternas de desempeño SP-NP					
NR	Combinaciones no recomendadas para SP-NP					

Fuente: ATC-40.

1.1.3.11. Objetivos del diseño por desempeño.

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y el sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake” (Villanueva, 2009).

1.1.3.11.1 Sismo de servicio (SE):

Representa a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas (Villanueva, 2009).

1.1.3.11.2 Sismo de diseño (SD):

Corresponde a un movimiento sísmico que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales (Villanueva, 2009).

1.1.3.11.3 Sismo Máximo (SM):

Corresponde al máximo movimiento sísmico que tiene una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales (Villanueva, 2009).

Tabla 5: Niveles de Desempeño para las edificaciones.

Nivel de sismo de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
SE	✓	NA	NA	NA
SD		✓	✓	
SM		✓	✓	✓

Fuente: ATC,1996.

1.1.3.12. Capacidad estructural.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de los elementos que la componen. Para determinar su comportamiento más allá del límite elástico, es necesario utilizar un análisis no lineal tal como el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento consta de una serie de análisis elásticos secuenciales que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (V) y los desplazamientos (Dt) en el nivel superior de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima como se muestra en la Figura 23 (Villanueva, 2009).

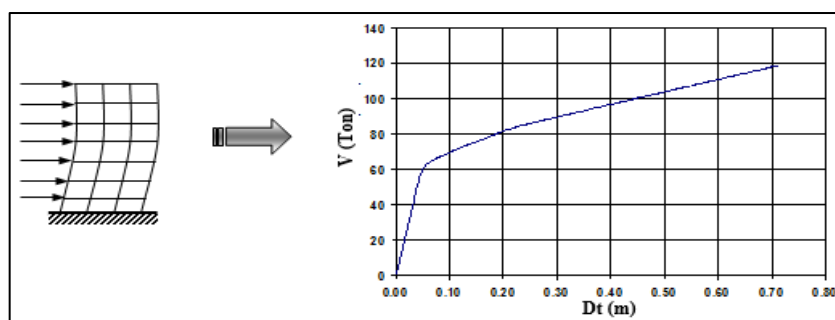


Figura 23: Curva de capacidad de una estructura.

Fuente: (Villanueva, 2009).

1.1.3.12.1 Análisis estático no lineal Pushover.

El análisis estático no lineal es una técnica eficaz para estudiar la capacidad (resistencia-deformación), de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales “ F_i ” que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes estructurales, así como los estados límites de servicio, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (ver Figura 24) (Villanueva, 2009).

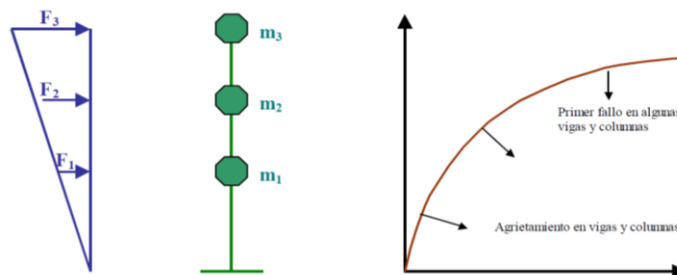


Figura 24: Curva de capacidad de una estructura de 1GDL.
Fuente: (Villanueva, 2009)

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, puede ser constante, lineal, parabólica, etc. Esto aplicado a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones.

1.1.3.12.2 Representación bilineal de la curva de capacidad.

La representación bilineal de la curva de capacidad, se utiliza para estimar el espectro de capacidad. Para obtener esta representación idealizada, es necesario

definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Algunos de los modelos más usados son:

- Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal.
- Criterio de las Rigideces Tangentes.
- Criterio de las Áreas Iguales.
- Ajuste por Mínimos Cuadrados.

El procedimiento propuesto en FEMA 356 (2000), ha sido ampliamente utilizado a nivel internacional, para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, y esto corresponde al criterio de las áreas iguales. Esta idealización se basa específicamente en que la energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva real o del pushover sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico. La curva bilineal se aprecia mejor en la figura 25 (Villanueva, 2009).

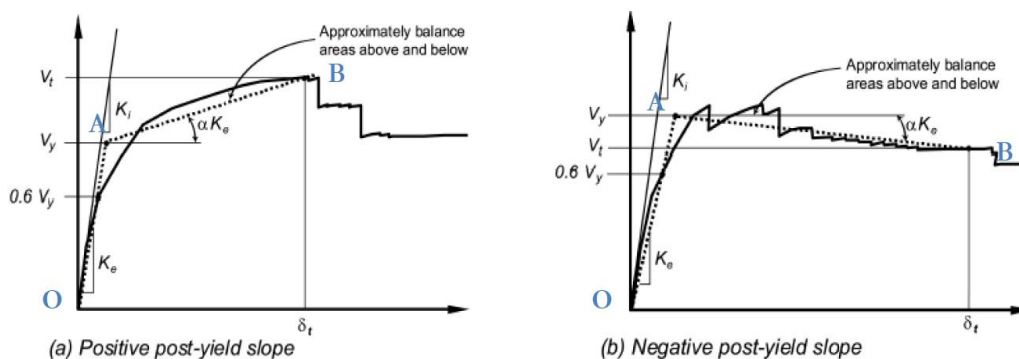


Figura 25. Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 356 (2000).

Fuente: (Villanueva, 2009).

1.1.3.13. Demanda sísmica.

Los desplazamientos del suelo durante un movimiento sísmico producen complejos patrones de desplazamientos horizontales en la estructura, donde pueden variar con paso del tiempo. Los métodos tradicionales de análisis no lineal usan fuerzas laterales para representar una fuerza de diseño. Para los métodos no lineales es más fácil y más directo emplear un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura y un movimiento del suelo dado, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada de un edificio durante un movimiento sísmico (ATC-40, 1996).

La demanda sísmica se construye en función de la aceleración espectral y del periodo fundamental de la estructura, de este modo el espectro de respuesta permite conocer la respuesta máxima para un conjunto de sistemas de 1 grado de libertad con diferentes periodos de vibración.

1.1.3.13.1 Conversión de espectro formato ADRS.

Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones en función del periodo para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato ADRS (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico. La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura.

$$S_{di} = \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2} \right) * S_{ai} \quad (Ec. 15)$$

1.1.3.14. Punto de desempeño estructural.

1.1.3.14.1 Método del espectro de capacidad (MEC).

El método del espectro de capacidad fue propuesto inicialmente por Freeman (1975), con posterioridad fue adoptado por el ATC-40 (1996), donde se explica en detalle el procedimiento para obtener el punto de desempeño de estructuras nuevas y existentes. El punto de desempeño se obtiene de la combinación de las curvas del espectro de capacidad y del espectro de demanda, donde se dé la intersección de ambas curvas se establece el punto de desempeño. Este concepto se ejemplifica de mejor manera en la Figura 26.

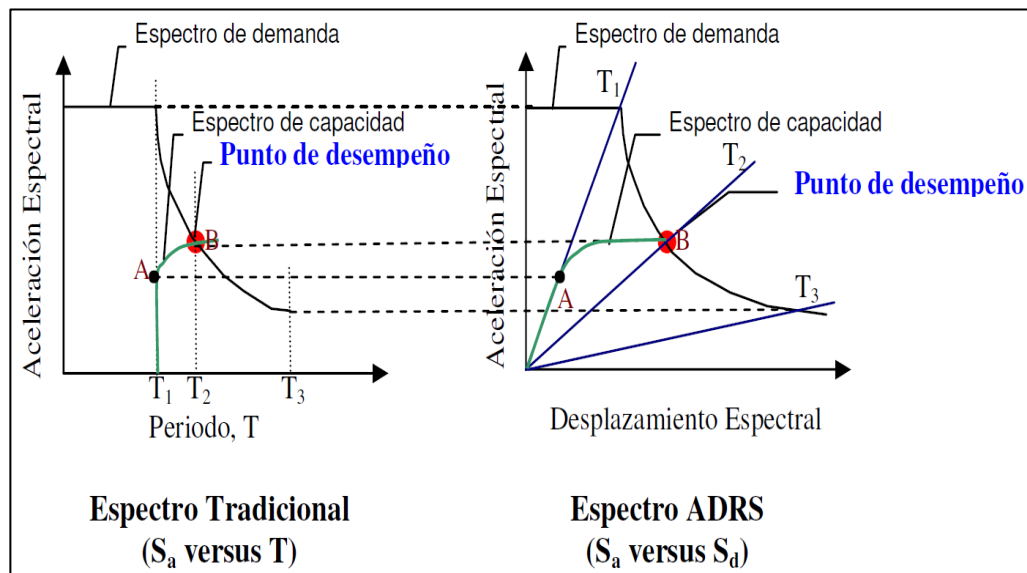


Figura 26: Determinación del punto de desempeño, por el método gráfico.
Fuente: (Burgos Manuche, 2007).

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía viscosos en la ciudad de Trujillo?

JUSTIFICACIÓN:

El Perú al estar ubicado en una zona altamente sísmica, la presente investigación se centrará en analizar el comportamiento de un edificio de concreto armado de nueve

niveles con disipadores de energía, para luego determinar el punto de desempeño que alcanza la estructura con la incorporación de dichos dispositivos.

Este estudio se realiza con el fin de investigar y dar a conocer cuál es el comportamiento que tiene el edificio con la incorporación de disipadores de fluido viscoso, buscando que los usos de estos elementos ayuden a las estructuras a resistir los movimientos telúricos, y así poder recomendar el uso de ellos en la construcción de edificios.

En este estudio se determinará el nivel de desempeño que tienen los disipadores para reducir la energía sísmica, se verificará si con el uso de estos dispositivos mejora el comportamiento del edificio frente a un sismo, así como ahorrar en costos de reparación, evitar pérdidas de vidas humanas y así proporcionar seguridad a la población cercana.

Este estudio tiene el propósito de buscar soluciones para los frecuentes problemas y desastres que se tiene cuando se produce un sismo, esto se logrará analizando cómo actuaría una estructura con la incorporación de disipadores, ya que es de mucha importancia evaluar soluciones para los principales problemas que acontecen en la actualidad en cuanto a seguridad estructural.

La presente investigación busca proporcionar una metodología adecuada para el análisis y diseño de disipadores viscosos, realizándolo paso a paso y verificando su cumplimiento con los parámetros de la norma sismo-resistente E.030, así como las disposiciones de Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE/SEI 7) para el diseño de estructuras con disipadores.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Determinar el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de nueve niveles con disipadores de energía viscosos en la ciudad de Trujillo.

1.3.2. Objetivos específicos

- ✚ Realizar el modelado y el análisis lineal del edificio sin la incorporación de disipadores de fluido viscoso.
- ✚ Obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales y del sistema de disipación mediante un análisis no lineal tiempo historia.
- ✚ Definir los objetivos de desempeño y los niveles de demanda sísmica a la que será expuesto la edificación en análisis.
- ✚ Diseñar los disipadores viscosos (Link) asignándoles las propiedades no lineales siguiendo las recomendaciones del instituto de ingeniería de la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE/SEI 7).
- ✚ Verificar si la deriva de la estructura cumple con la deriva objetivo propuesta por el HAZUS, así como la deriva máxima permitida por la norma E.030.
- ✚ Realizar el diseño de los elementos estructurales (vigas-columnas) siguiendo los parámetros de la norma E.060 de concreto armado.
- ✚ Definir las propiedades no lineales de los elementos estructurales.
- ✚ Determinar el punto de desempeño de la estructura para distintos niveles de amenaza sísmica.
- ✚ Comparar los resultados obtenidos del edificio convencional con la incorporación de disipadores de energía viscosos.

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA

2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

2.1.1. Operacionalización de variables

Variable

Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía viscosos, Trujillo 2019.

Concepto de variable.

El diseño por desempeño es una forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos (Botas & Espinoza, 2013).

Clasificación de la variable.

- **Por su relación:**

Variable independiente, porque la variable en mención no depende de otra.

- **Por su naturaleza:**

Cualitativa, porque el desempeño de la estructura se relaciona con los niveles propuestos por el ATC-40.

- **Por su escala de medición:**

Ordinal, porque se evaluarán categorías.

- **Por sus dimensiones:**

Multidimensional, porque analizaremos varias características con respecto a la variable ya mencionada.

- **Por su forma de medición:**

Variable indirecta, ya que el comportamiento del edificio va a variar según la intensidad de sismo.

Operacionalización de la variable.

Tabla 6: Operacionalización de la variable.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	MEDICIÓN
Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía viscosos.	El desempeño una estructura, es una forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos	El desempeño sísmico ayuda a la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para los distintos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite. (Bertero, 1997)	Nivel de desempeño	Desempeño de la Edificación.	Punto de desempeño (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Desempeño de los componentes estructurales	Nivel de desempeño estructural (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Desempeño de los componentes no estructurales	Nivel de desempeño no estructural (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Capacidad de la estructura	Fuerza Cortante vs Desplazamiento (Cualitativo)	Tablas ATC - ASCE - FEMA
				Demanda Sísmica	Intensidad sísmica	Tablas ATC - ASCE - FEMA
			Estados límite	Distorsiones de entrepiso	Análisis sísmico	Software de cálculo estructural ETABS.

Fuente: Elaboración propia.

2.1.2. Diseño de investigación

Investigación No experimental - Transversal.

- La presente investigación es de diseño no experimental ya que no manipula deliberadamente la variable que se está investigando. Cabe resaltar también que solo se extraerán muestras de dicha variable en estado natural para luego ser analizadas.
- Esta es una investigación transversal ya que la recolección de datos necesarios para describir y analizar la variable se tomará en un mismo tiempo y no a través de él.
- Esta investigación es del tipo descriptiva porque se tomarán muestras de la variable en estado natural para luego analizarlas y describirlas tal cual fueron encontradas.

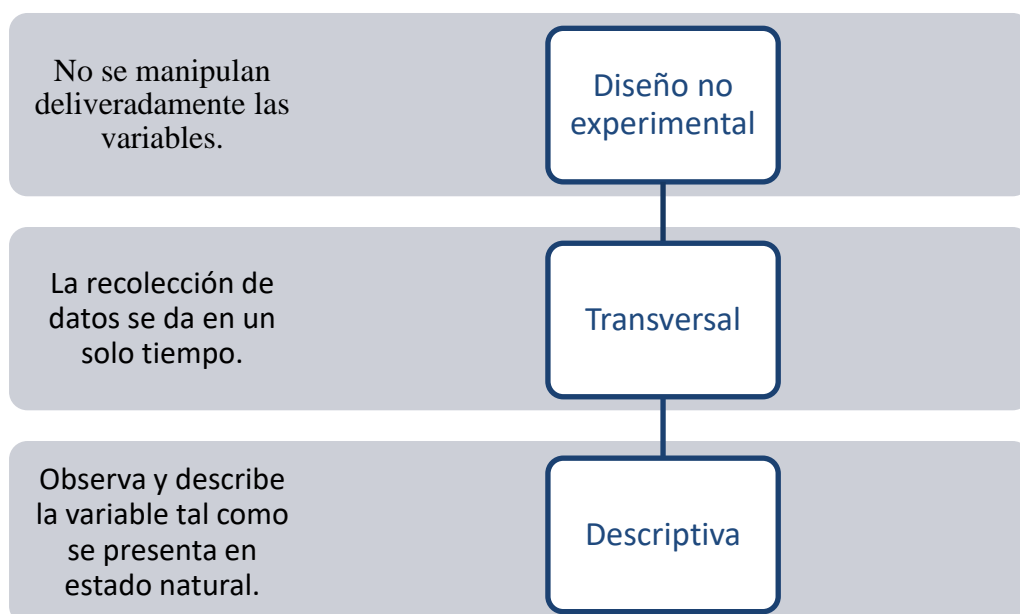


Figura 27: Diseño de la investigación
Fuente: Elaboración propia.

2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.2.1. Población:

La población son los edificios de concreto armado de uso para oficinas en la ciudad de Trujillo región La libertad categorizado para un uso común según la norma E.030 de diseño sismo resistente, la zona sísmica a la cual pertenece la muestra es la zona 4.

2.2.2. Muestra:

La muestra es un edificio de concreto armado de nueve niveles de uso para oficinas en la ciudad de Trujillo, La libertad categorizado para un uso común según la norma E.030 de diseño sismo-resistente, la zona sísmica a la cual pertenece la muestra corresponde a la zona 4.

2.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

2.3.1. Técnicas

Para la presente investigación se utilizará la técnica de revisión documental. Debido a la cantidad de información teórica necesaria para explicar el comportamiento y desempeño sísmico del edificio. Para ello se recolectará información de diversas normas tales como la N.T.P - E.030 del 2018 (Diseño Sismorresistente), N.T.P - E.060 (Diseño de Concreto Armado) y normas extranjeras como ATC 40 y ASCE 7-16 (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles). Posteriormente usando la información recabada en las normas anteriormente mencionadas se realizará un análisis estático no lineal con la finalidad de constatar la información sobre el desempeño estructural del edificio.

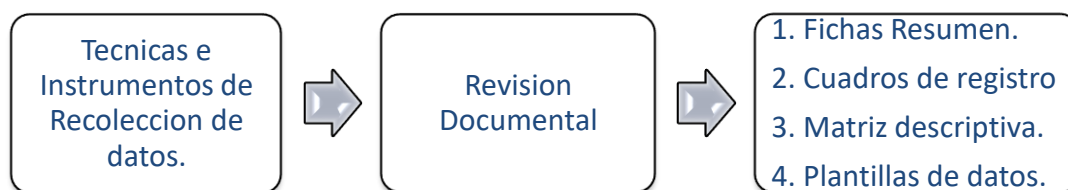


Figura 28: Técnicas para la recolección de datos.
Fuente: Elaboración propia.

2.3.2. Instrumentos:

Los instrumentos que se usaron para la recolección de datos fueron las fichas de resumen, los cuadros de registro, las matrices descriptivas y las plantillas de datos. Mediante estos instrumentos se procesó la información obtenida de la revisión documental como: normas, códigos de diseño, trabajos de investigación, fichas técnicas y los resultados numéricos que se obtenga de los programas de cómputo.

Tabla 7: Cuadro para el registro de información.

DESCRIPCIÓN	SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES
CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES		
Tipo de edificación.		
Uso de la edificación – U		
Sistema Estructural		
Coefficiente de reducción sísmica – R		
Tipo de Suelo – S		
Zona sísmica – Z		
ANÁLISIS ESTRUCTURAL		
Espectro Objetivo		
Acelero-gramas Sísmicos		
Derivas Máxima		
Periodos		
Fuerza Cortante Máxima		
Momento Flector Máximo		
DISEÑO ESTRUCTURAL		
Acero por flexión en Vigas		
Acero por cortante		
Ductilidad de la viga		
Acero por flexión en columnas		
Ductilidad de las columnas		
RESPUESTA ESTRUCTURAL		
Balance energético		
Curva histérica		
Capacidad estructural		
Punto de Desempeño		

Fuente: Elaboración propia.

2.3.3. Métodos y procedimientos de análisis de datos

La investigación por ser del tipo descriptivo, los datos se analizan con el método de estadística descriptiva y se utilizará como instrumento de análisis los gráficos estadísticos como los gráficos lineales, los cuales se emplearán para representar la distribución de las distorsiones de entrepiso en la edificación, la capacidad estructural, acelerogramas sísmicos, propiedades de los materiales. Para la construcción de estos gráficos se debe tener la información numérica de ambos ejes locales, es decir los valores para el eje “X” y el eje “Y”, la Figura 29 y Figura 30 muestran los gráficos típicos que se usaran para representar los resultados obtenidos en la investigación.

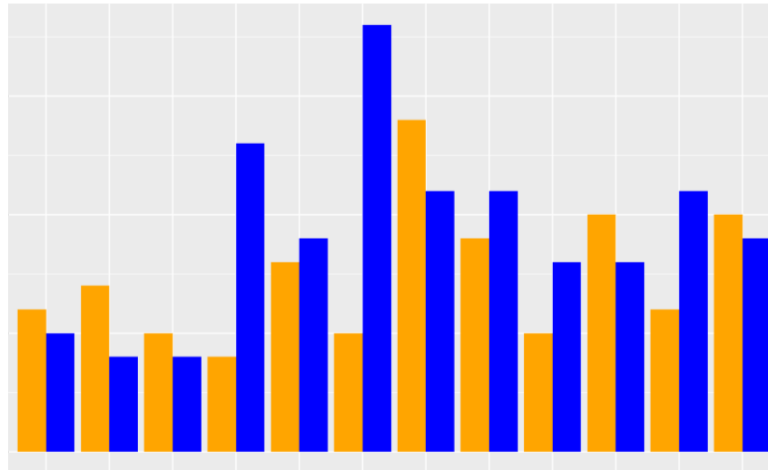


Figura 29: Angelo Santana & Carmen Nieves Hernández, Departamento de Matemáticas, ULPGC.

Fuente: Soporte de minitab.

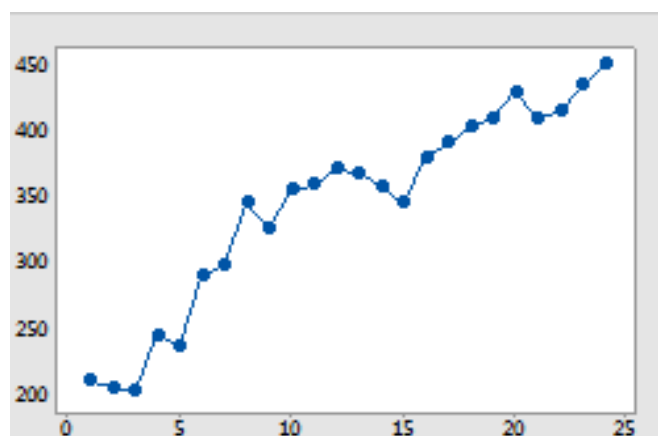
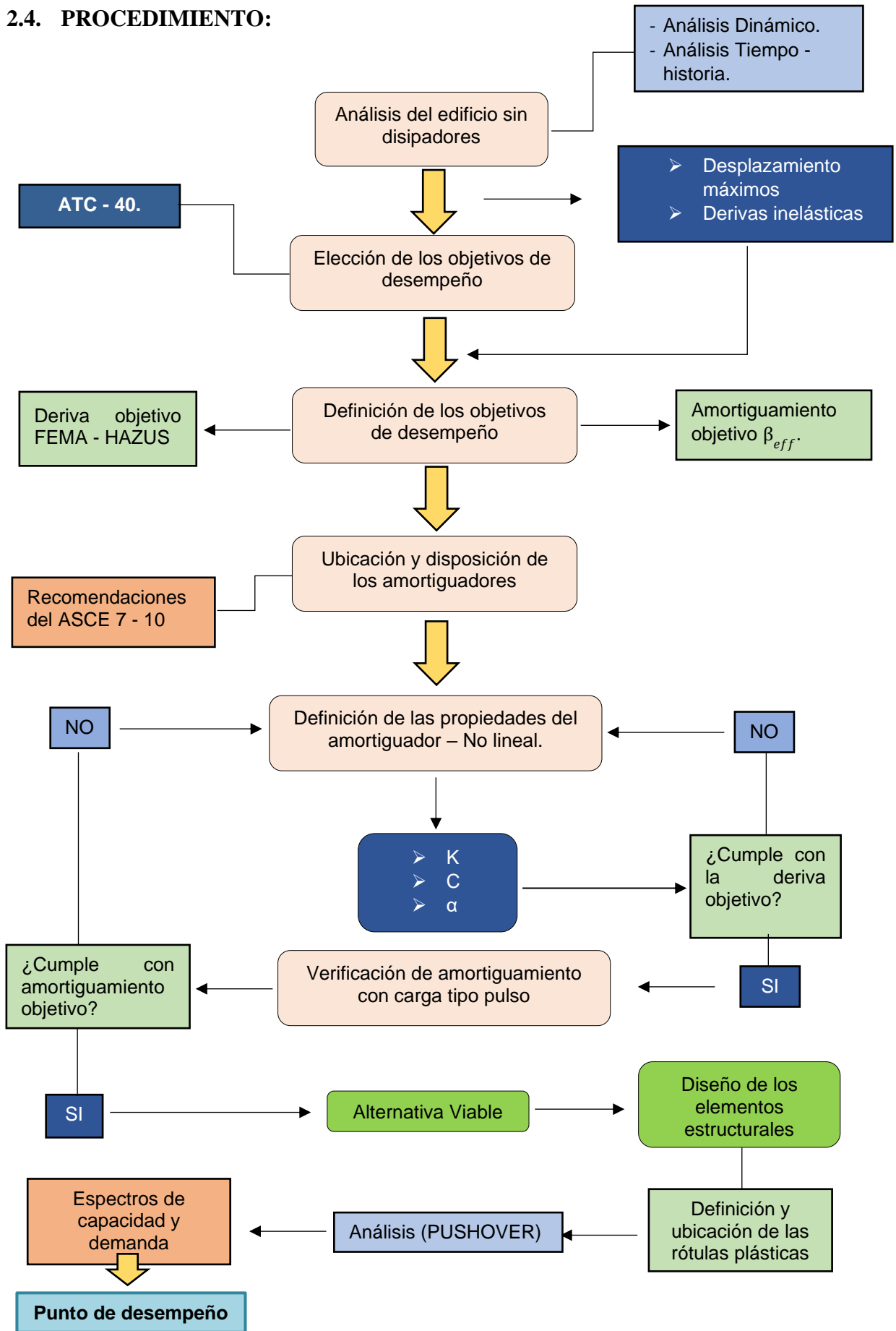


Figura 30: Diagrama de dispersión con líneas.

Fuente: Soporte de minitab.

2.4. PROCEDIMIENTO:



El esquema anterior muestra el procedimiento que se siguió para el desarrollo de esta investigación. En primer lugar, se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, posteriormente se realizó los análisis lineales dinámico y tiempo historia para obtener las distorsiones máximas, luego se dimensionaron los disipadores de fluido viscoso, fijando los objetivos de desempeño, así como la deriva objetivo propuesta por el documento HAZUS, todo ello siguiendo y cumpliendo con los criterios del capítulo 18 del código ASCE 7-16. Seguidamente se realizó un análisis modal espectral de la edificación para obtener patrones de comparación (modal espectral con tiempo historia), luego se realizó un análisis no lineal tiempo historia para determinar la respuesta de la estructura y realizar un diseño de los disipadores de fluido viscoso, después, empleando el análisis no lineal estático, también denominado PUSHOVER se determinó la capacidad estructural de la edificación y finalmente mediante la curva de capacidad y la demanda sísmica se llegó a determinar el punto de desempeño global de la edificación.

2.4.1. Predimensionamiento de elementos estructurales.

2.4.1.1. Predimensionamiento de losa aligerada

Para determinar el espesor de la losa aligerada se suele emplear la siguiente fórmula:

$$h = \frac{ln}{25} \quad (Ec. 16)$$

Donde “h” es el peralte de la losa aligerada y “ln” la luz menor entre caras de columnas. La altura h incluye los 5cm de concreto en la parte superior de la losa aligerada y a su vez esta puede tomar valores de 17cm, 20cm, 25cm y 30cm.

2.4.1.2. Predimensionamiento de vigas.

Para el predimensionamiento de estos elementos de sección rectangular se tomó la longitud más desfavorable y para su dimensionamiento se utilizó la siguiente fórmula:

$$h = \frac{l_n}{\alpha} \quad b = \frac{h}{2} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

h = Espesor de viga

l_n = Longitud más desfavorable en sentido del aligerado.

b = Ancho de viga

α = Factor que depende de la sobrecarga y del uso de la estructura.

Para la determinación del peralte en vigas secundarias se recomienda usar la ecuación anterior, puesto que la edificación se encuentra en una zona 4.

2.4.1.3. Predimensionamiento de columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas, se utilizarán las fórmulas brindadas por el Dr. Antonio Blasco Blasto, en el cual se dimensionan dependiendo de su ubicación y área tributaria.

Para columnas centradas (CT1) el área requerida con la siguiente fórmula:

$$A_c = \frac{P_s}{0.45f'_c} \quad ; \quad P_s = P \cdot A \cdot N \quad (\text{Ec. 18})$$

Para columnas CT2, CT3 y CT4 se calculará con:

$$A_c = \frac{P_s}{0.35f'_c} \quad ; \quad P_s = P \cdot A \cdot N \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

P_s = Peso de servicio de la edificación

P = Peso generado por gravedad en (kg/m²).

N = Número de pisos de la edificación

A = Área tributaria

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión.

2.4.2. Análisis modal espectral.

Se realizó un análisis modal espectral, para tener una base de comparación con el análisis de historia de respuesta, también conocido como “Tiempo Historia”. Para este análisis se usaron los parámetros brindados por la norma E.030 de diseño sismo resistente con la única excepción que el coeficiente de reducción, R , se tomó con un valor de 1 para tener resultados equivalentes y comparables con el análisis de historia de respuesta. En esta investigación no se verificará la irregularidad que presenta la estructura ya que se analizará el edificio con la incorporación de disipadores ante los diferentes niveles de demanda sísmica.

2.4.3. Análisis lineal de historia de respuesta (Tiempo historia).

Para el análisis estructural de la edificación sin disipadores, se empleó el análisis elástico de historia de respuesta; con este análisis se obtiene las distorsiones máximas de entrepiso para cada registro sísmico. Para ello, se utilizaron 3 pares de registros sísmicos ocurridos en nuestro país y se realizó el diseño de los disipadores con el que generó mayores distorsiones en la estructura; se escaló los acelerogramas con la finalidad de obtener señales de diferentes intensidades y así poder evaluar el mejor comportamiento de la edificación.

2.4.4. Diseño de los disipadores de fluido viscoso.

Para dimensionar estos dispositivos se tomó en cuenta la metodología planteada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16), específicamente del capítulo 18 denominado “Requisitos de Diseño Sísmico para Estructuras con Sistemas de Amortiguación”.

2.4.4.1. Ecuación General de los Disipadores de Fluido Viscoso

La fuerza generada en cada disipador viscoso se caracteriza por la siguiente ecuación (Villareal & La Rosa Sánchez, 2016):

$$F = CV^\alpha \quad (Ec. 20)$$

Donde:

F = Fuerza en el disipador

C = Constante de Amortiguamiento

V = Velocidad Relativa en el amortiguador

α = Coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones

2.4.4.2. Reducción de la Respuesta (B).

El factor de reducción de respuesta sísmica (B) se obtiene dividiendo la deriva máxima obtenida del análisis del edificio sin disipadores (D_{\max}) entre la deriva de diseño (D_{objetivo}). Mediante la siguiente fórmula.

$$B = \frac{D_{\max}}{D_{\text{objetivo}}} \quad (Ec. 21)$$

- ✓ **Deriva máxima (D_{\max}):** La distorsión máxima se obtiene del análisis tiempo historia de la estructura sin disipadores.
- ✓ **Deriva Objetivo (D_{objetivo}):** La relación existente entre distorsión y daño estructural, ha sido estudiada y cuantificada por el FEMA (Mitigation Division del gobierno estadounidense) en su documento “Multihazard Loss Estimation Methodology” HAZUS. Este documento presenta los estados de daño y sus correspondientes derivas características de diversos sistemas estructurales.

Tabla 8: *Clasificación de la estructura según su altura.*

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ($\leq 5,000$ sq. ft.)		1 - 2	1	14
2	W2			All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120

Fuente: "Multihazard Loss Estimation Methodology"- HAZUS.

En la parte final del capítulo 5 de HAZUS se encuentran tablas que relacionan el estado de daño y su deriva característica para cada tipo de edificio, las tablas 8 y 9 muestran estas relaciones. La tabla 8 selecciona una etiqueta según el tipo de sistema estructural, por ejemplo, una etiqueta C1H corresponde a edificios de concreto armado que tengan 8 pisos o más. La tabla 9 relaciona el tipo de sistema estructural con una deriva objetivo según el daño que sufrirá el edificio.

Tabla 9: *Relación Daño-Deriva según el tipo de estructura.*

Building Properties Type	Height (inches)		Interstory Drift at Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
	W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262
S5L						
S5M						
S5H						
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300

Fuente: "Multihazard Loss Estimation Methodology"- HAZUS.

Por ejemplo, para una etiqueta C1H le corresponde una deriva objetivo de 0.0043 si se quiere alcanzar un daño moderado en la edificación.

2.4.4.3. Amortiguamiento Efectivo (β_{eff}).

El valor del amortiguamiento efectivo se determinará por medio de la siguiente ecuación (Villareal & La Rosa Sánchez, 2016).

$$B = \frac{2.31 - 0.41\ln(\beta_0)}{2.31 - 0.41\ln(\beta_{eff})} \quad (Ec. 22)$$

Donde (β_0) es el amortiguamiento inherente de la estructura que usualmente se fija en 5% para estructuras de concreto armado. De esta manera se obtiene el amortiguamiento efectivo (β_{eff}).

2.4.4.4. Amortiguamiento Viscoso Objetivo ($\beta_{visc.}$).

El amortiguamiento viscoso objetivo ($\beta_{visc.}$) se obtiene de la diferencia del amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y del amortiguamiento inherente (β_0) que usualmente se fija en 5% para estructuras de concreto armado.

$$\beta_{visc.} = \beta_{eff} - \beta_0 \quad (Ec. 23)$$

2.4.4.5. Coeficiente de Amortiguamiento (C).

Para estimar el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) para dispositivos no lineales se puede emplear la siguiente ecuación del FEMA 274.

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \rightarrow \sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \quad (Ec. 24)$$

Donde:

β_H = Amortiguamiento viscoso de la estructura.

λ = Parámetro Lambda.

C_j = Coeficiente de amortiguamiento del disipador.

ϕ_{rj} = Desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador (j) en la dirección horizontal (con nuestro sismo de diseño).

θ_j = Ángulo de inclinación del disipador (j).

A = Amplitud de desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal de la losa del ultimo nivel).

ω = Frecuencia angular.

m_i = Masa del nivel (i).

ϕ_i = Desplazamiento del nivel (i) (con nuestro sismo de diseño).

α = Exponente de velocidad.

2.4.4.5.1. Amplitud de desplazamiento del modo fundamental (A).

Para determinar el valor de la amplitud para el sismo más desfavorable se emplea la siguiente fórmula:

$$A = \frac{10gr_1S_{d1}T_1}{4B_{1D}\pi^2} \quad (Ec. 25)$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad.

r_1 = Factor de participación modal.

S_{d1} = Aceleración espectral máxima del sismo de diseño.

T_1 = Periodo del primer modo de vibración.

B_{1D} = Coeficiente de amortiguamiento

2.4.4.5.2. Exponente de velocidad (α).

Este exponente describe el comportamiento histórico de los disipadores, para el caso de edificaciones se recomienda un $\alpha < 1$ que varía de 0.4 a 0.5, ya que han demostrado experimentalmente un buen comportamiento para el diseño de edificaciones. Sin embargo, no se suele emplear un $\alpha > 1$ ya que requiere grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza del disipador. En la figura 31 se ilustra el comportamiento del amortiguador al variar el valor de α .

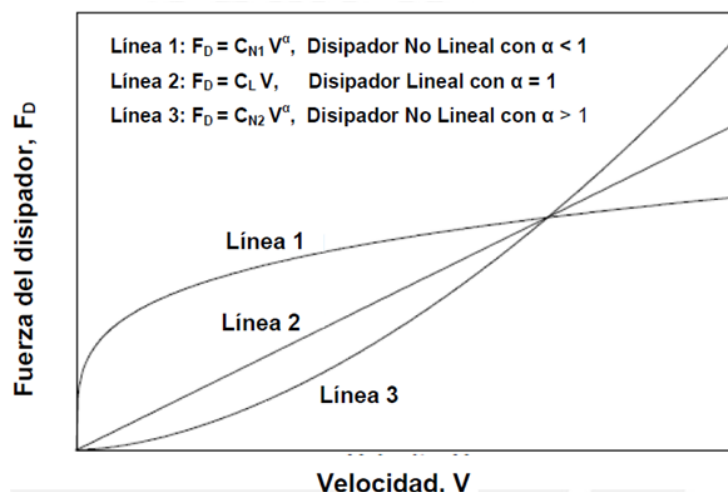


Figura 31. Relación fuerza – velocidad de disipadores viscosos.
Fuente: Shin, Hwang. Seismic Desing of Structures with Viscous Dampers.

2.4.4.5.3. Parámetro lambda (λ).

El FEMA 274 facilita una tabla que permite obtener el parámetro lambda directamente con el valor del exponente de velocidad α .

Tabla 10: Parámetro lambda que depende del valor del exponente (α).

Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Fuente: FEMA 274.

2.4.4.6. Rigidez del Brazo Metálico

La rigidez del dispositivo es la rigidez del brazo metálico que lo conecta a la estructura principal. Esto se debe a que la rigidez axial del dispositivo es mucho menor a la del brazo metálico, cuyo valor se determina por la siguiente expresión:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (Ec. 26)$$

Donde:

K = Rigidez del dispositivo (kip/in).

E = Coeficiente de elasticidad del acero (ksi).

A = Área de la sección del brazo metálico.

L = Longitud del brazo metálico.

En la actualidad es muy común el uso de perfiles HSS o PIPE, por razones de estética y facilidad de instalación. Para los perfiles antes mencionados, se deben validar las siguientes expresiones en el diseño del brazo metálico.

$$\phi T_n = \phi F_y A_g > T_u \text{ (Tensión)} \quad (Ec. 27)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción (0.90).

T_n = Tensión nominal (kips).

F_y = Esfuerzo de fluencia (ksi).

A_g = Área bruta de la sección del brazo metálico (in^2).

T_u = Tensión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador (kips).

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g > P_u \text{ (Compresión)} \quad (Ec. 28)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción (0.90).

P_n = Compresión nominal (kips).

F_{cr} = Esfuerzo crítico (ksi).

A_g = Área bruta de la sección del brazo metálico (in^2).

P_u = Compresión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador (kips).

Para el cálculo del esfuerzo crítico (F_{cr}) se utilizará las siguientes expresiones (AISC 2005).

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \quad (\text{Ec. 29})$$

Ecuación del límite de pandeo inelástico.

Si:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (\text{Ec. 30})$$

Ecuación del límite de pandeo elástico.

En el cual:

$$F_e = \frac{E \cdot \pi^2}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero (ksi).

k = Factor de longitud efectiva, se considera como la unidad.

Fe = Esfuerzo critico de pandeo elástico, Euler (ksi).

L = Longitud del brazo metálico (in).

r = Radio de giro (in).

2.4.4.7. Modelamiento del sistema de amortiguamiento.

El modelo del sistema estructural inicialmente será del tipo lineal, mientras que los dispositivos de amortiguación corresponderán a elementos no lineales.

En cuanto a los dispositivos de amortiguamiento, la Figura 32 muestra la manera de introducir las propiedades expuestas en el acápite 3.5.4 en adelante en el software de análisis estructural ETABS v16.0.2.

Una vez ingresado las propiedades de los elementos “link” se procede con la ubicación y disposición de los dispositivos para realizar el análisis del edificio.

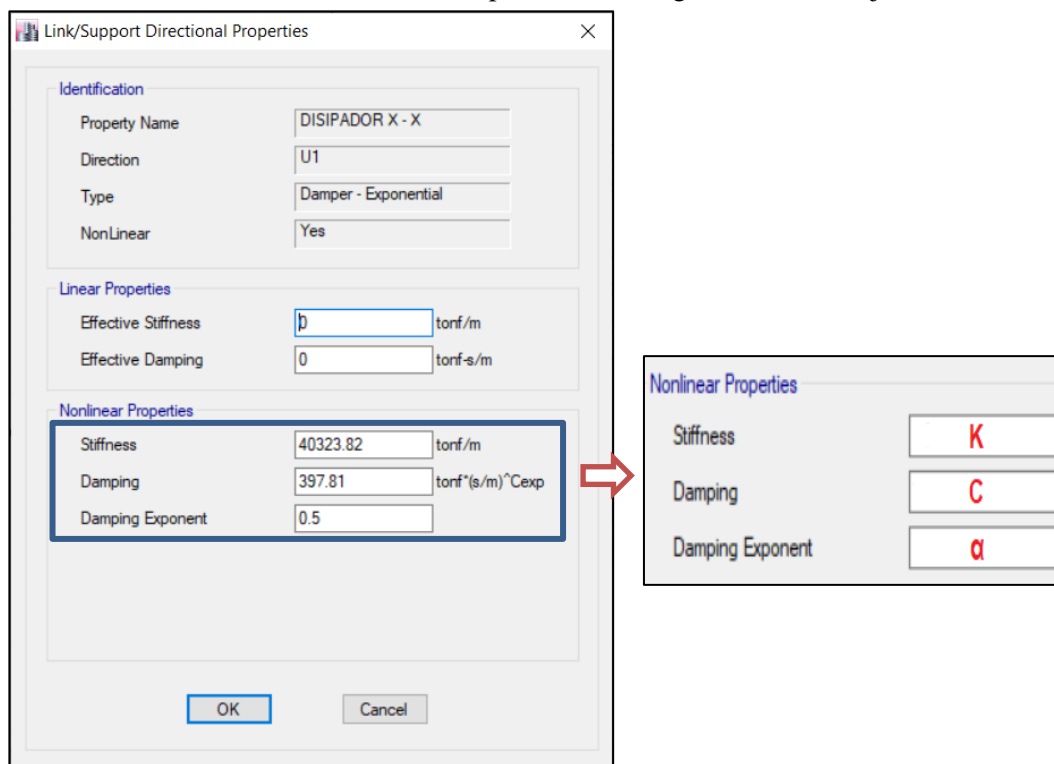


Figura 32: Propiedades del disipador a ingresar en el software ETABS.
Fuente: Elaboración propia.

2.4.5. Respuesta de la estructura con sistema de amortiguamiento.

2.4.5.1. Derivas.

Se verifica si la deriva máxima de entrepiso usando el sistema de amortiguamiento cumple con la deriva objetivo propuesta por el HAZUS. Si no fuera el caso, se procede a iterar el valor de las constantes (C), (α), la cantidad de dispositivos e inclusive la posición o disposición de los mismos; en este orden de importancia hasta alcanzar la deriva objetivo.

2.4.5.2. Comportamiento Fuerza Desplazamiento.

Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto se da porque la fuerza del disipador presenta un comportamiento fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura (CDV, 2014).

Esto comportamiento solo se cumple en los disipadores fluido viscosos, donde la fuerza del disipador varía con la velocidad. Cuando la estructura alcanza su máximo desplazamiento, su velocidad es cero; por lo tanto, la fuerza en el disipador también es cero y cuando el desplazamiento de la estructura es mínimo, la fuerza en el disipador es máxima. En la Figura 33, se puede ver el comportamiento fuera de fase de los disipadores (CDV, 2014).

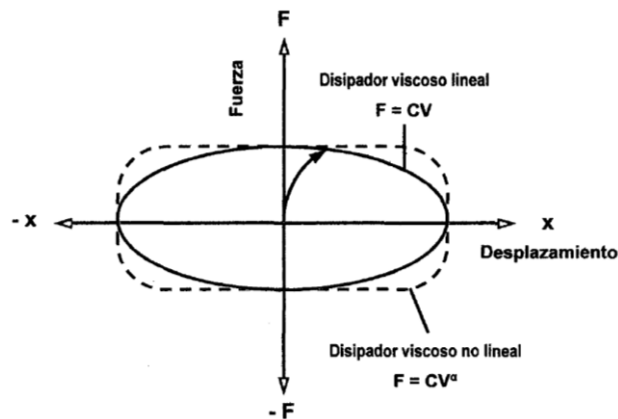


Figura 33. Comportamiento histérico de los disipadores fluido viscoso
Fuente: SMART STRUCTURES "Innovative Systems for Seismic Response Control".

2.4.5.3. Balance energético.

Se evalúa el balance energético de la estructura con el sistema de amortiguamiento. Un balance energético gráfico permite apreciar la participación de los amortiguadores y de la estructura en la disipación de la energía total. Además, puede evaluarse la efectividad de la ubicación y disposición de los amortiguadores.

2.4.5.4. Verificación de amortiguamiento objetivo.

Con el propósito de verificar si el amortiguamiento añadido por los disipadores alcanza al amortiguamiento objetivo, se somete al edificio a una prueba de vibración libre. Para ello se usará una función Pulso (Guevara & Torres, 2012).

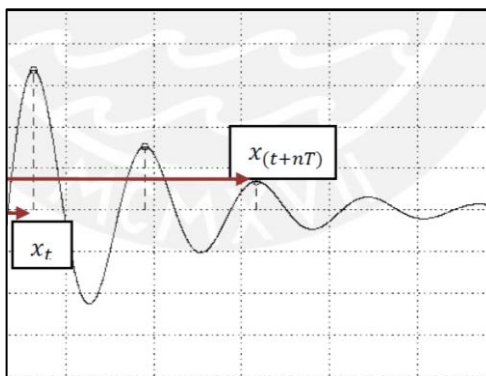


Figura 34: Respuesta de una estructura amortiguada sometida a un Pulso.
Fuente: Imágenes de Google.

El grado de amortiguamiento se comprobará mediante la fórmula del decremento logarítmico:

$$\ln \left(\frac{x_t}{x_{(t+nT)}} \right) \cong \frac{2n\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

ξ = Amortiguamiento alcanzado por la estructura bajo las propiedades del disipador.

x_t = Desplazamiento en el tiempo “t” de vibración.

$x_{(t+nT)}$ = Desplazamiento en el tiempo “t+nT” de vibración.

n = Número de ciclos.

2.4.6. Diseño de los elementos estructurales.

2.4.6.1. Fuerzas de Diseño.

Las fuerzas a usar para el diseño de vigas se obtienen de la condición más desfavorable de las siguientes combinaciones de cargas dadas por la norma E.060 - 2009.

$$W_U = 1.4CM + 1.7CV \quad (\text{Ec. 33})$$

$$W_U = 1.25(CM + CV \mp SISMO) \quad (\text{Ec. 34})$$

$$W_U = 0.9CM \mp 1.25 SISMO \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

W_U : Carga ultima.

CM : Carga muerta.

CV : Carga viva.

2.4.6.2. Diseño a flexión.

El objetivo de este diseño es dotar a los elementos estructurales, de tal forma que cumplan con la siguiente condición.

$$\phi * Mn \geq Mu \quad (Ec. 36)$$

Esta expresión quiere decir que la resistencia de una sección de la viga no debe ser menor que el momento actuante en los elementos estructurales. Para el diseño por flexión, la norma E-060 indica que se debe usar un factor de reducción $\phi = 0.9$. Para calcular el acero de refuerzo se tiene en cuenta el momento flector actuante en la sección, la resistencia a la compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia y las dimensiones de la sección, tal como se muestra a continuación.

$$As = \frac{0.85 * f'c * b_w}{fy} * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{4 * Mu}{1.7 * \phi * f'c * b_w}} \right) \quad (Ec. 37)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto.

b_w : Ancho de la viga.

fy : Esfuerzo de fluencia del acero.

d : Peralte efectivo de la sección.

Mu : Momento ultimo actuante en la sección.

ϕ : Factor de reducción de capacidad.

Para calcular la cuantía mínima se tomará el mayor de los tres valores calculados en las siguientes ecuaciones:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (Ec. 38)$$

$$\rho_{min} = 0.8 * \frac{f'_c}{f_y} \quad (Ec. 39)$$

$$\rho_{min} = 0.0033 \quad (Ec. 40)$$

Posteriormente se determina la profundidad del bloque de compresiones (c), mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b_w * \beta_1} \quad (Ec. 41)$$

Donde:

β_1 : Factor relacionado con la resistencia a la compresión del concreto, el cual se toma como 0.85 para valores menores a 28 MPa y decrece en 0.05 por cada 70 MPa que aumenta la resistencia a la compresión del concreto.

Finalmente se verifica que la relación entre la profundidad del bloque de compresiones y el peralte efectivo sea menor que 0.42 para aceros de refuerzo con esfuerzos de fluencia de 420 MPa, para asegurar que la falla de la sección sea dúctil.

$$c/d \leq 0.42 \quad (Ec. 42)$$

Donde:

c : Profundidad del bloque de compresiones.

d : Altura del peralte efectivo de la sección de la viga.

2.4.6.3. Diseño de vigas por fuerza cortante.

Según la norma E.060 (2009) el diseño por fuerza cortante debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (Ec. 43)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (Ec. 44)$$

Donde:

V_n : Cortante resistente de la viga.

V_u : Cortante último amplificado.

V_c : Resistencia al cortante del concreto.

V_s : Resistencia al cortante del acero de refuerzo.

ϕ : Factor de reducción de capacidad.

La resistencia del concreto a la cortante se determina en función a la resistencia del concreto, el ancho de la sección y el peralte efectivo, tal como sigue:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (\text{Ec. 45})$$

La resistencia cortante del acero se determina en función de:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde:

A_v : Área transversal de los elementos de refuerzo a cortante, tomando en cuenta el número de ramas del refuerzo.

f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero.

s : Espaciamiento de los estribos.

2.4.6.4. Diseño de columnas.

Para el diseño de las columnas se debe asignar una determinada cantidad de acero de refuerzo a la sección de acuerdo al criterio del diseñador, una recomendación para la determinación del acero de refuerzo preliminar es diseñar por flexión al igual que la sección de una viga. Luego se tiene que elaborar un diagrama de interacción de la sección y verificar que los pares formados por las fuerzas axiales y momentos para todas las combinaciones de carga que se indicaron en las ecuaciones, estén contenidos dentro del diagrama de iteración.

2.4.7. Desempeño de la estructura.

Una vez diseñado los elementos estructurales y su asignación de rotulas plásticas al modelo estructural, se determina la capacidad de la estructura para incursionar en el rango inelástico. Esto se logra realizando el análisis no lineal Pushover para hallar la curva de capacidad de la estructura y así poder determinar el punto de desempeño para las distintas demandas sísmicas (Sismo de servicio, Sismo de diseño y sismo máximo). En la Figura 35 se muestra la curva de capacidad, la demanda sísmica y el punto de desempeño de una estructura.

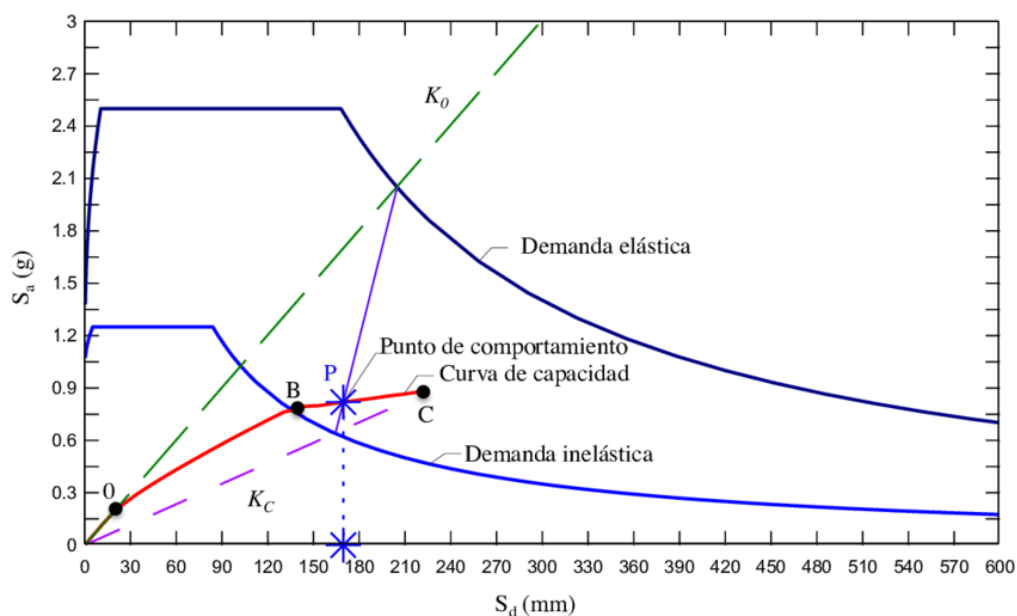


Figura 35: Representación gráfica del punto de desempeño.

Fuente: www.researchgate.net.

CAPÍTULO 3. RESULTADOS

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El edificio en análisis será de concreto armado con un sistema estructural constituido por pórticos al cual se le incorporarán disipadores de fluido viscoso. Por otro lado, la edificación cuenta con nueve pisos, la altura del primer piso es de 3.00 m y del segundo al noveno piso cuentan con una altura de 2.70 m, la dimensión en planta más larga es de 25 m y en la más corta de 15 m. El edificio también cuenta con un ascensor y escaleras de emergencia; el ascensor llegará solo hasta el octavo piso y tendrá una capacidad de 5 personas, las escaleras llegarán hasta la azotea. Estas dos estructuras estarán desacopladas a la estructura principal, es decir al edificio; es por ello que para realizar el modelado 3D en el programa ETABS estas no serán consideradas.

Esta edificación está destinada para uso de oficinas en la cual se asume que el proyectista no quiere que haya daños relevantes en la edificación tanto en elementos estructurales y no estructurales. Según los planos de arquitectura, el edificio cuenta con una zona de parqueo a los alrededores del edificio y también con un solo ducto de ventilación de 8.0 m². El edificio en el primer piso cuenta con dos oficinas, un área de trabajo, una sala de juntas, un área destinada para la recepción, tres baños y un área destinada para la gerencia. Para los demás niveles tiene la misma configuración con excepción de la ubicación de los mobiliarios.

Para el modelado se consideró únicamente losas aligeradas en una dirección, así como columnas y vigas rectangulares. Para obtener las propiedades del disipador se consultó a la empresa Taylor Devices Inc, el cuál es el principal distribuidor de disipadores de fluido viscoso en el país y Latinoamérica. En la figura 34 se muestra el plano del edificio para el primer nivel visto en planta y en la Figura 35 se muestra el plano del edificio típico que va desde el piso 2 hasta el piso 9.

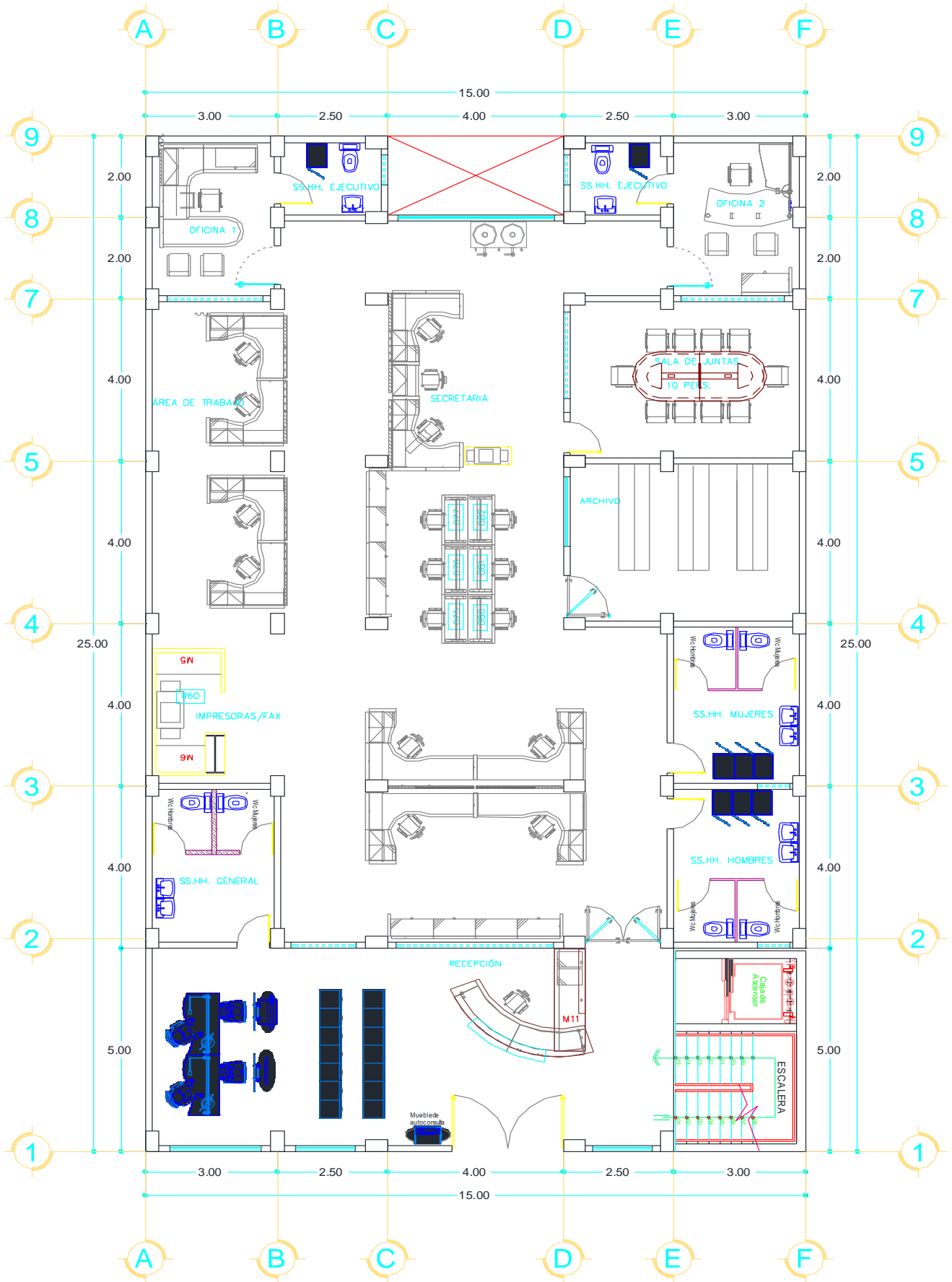


Figura 36: Plano en planta del primer nivel del edificio aparcado.

Fuente: Imágenes de Google.

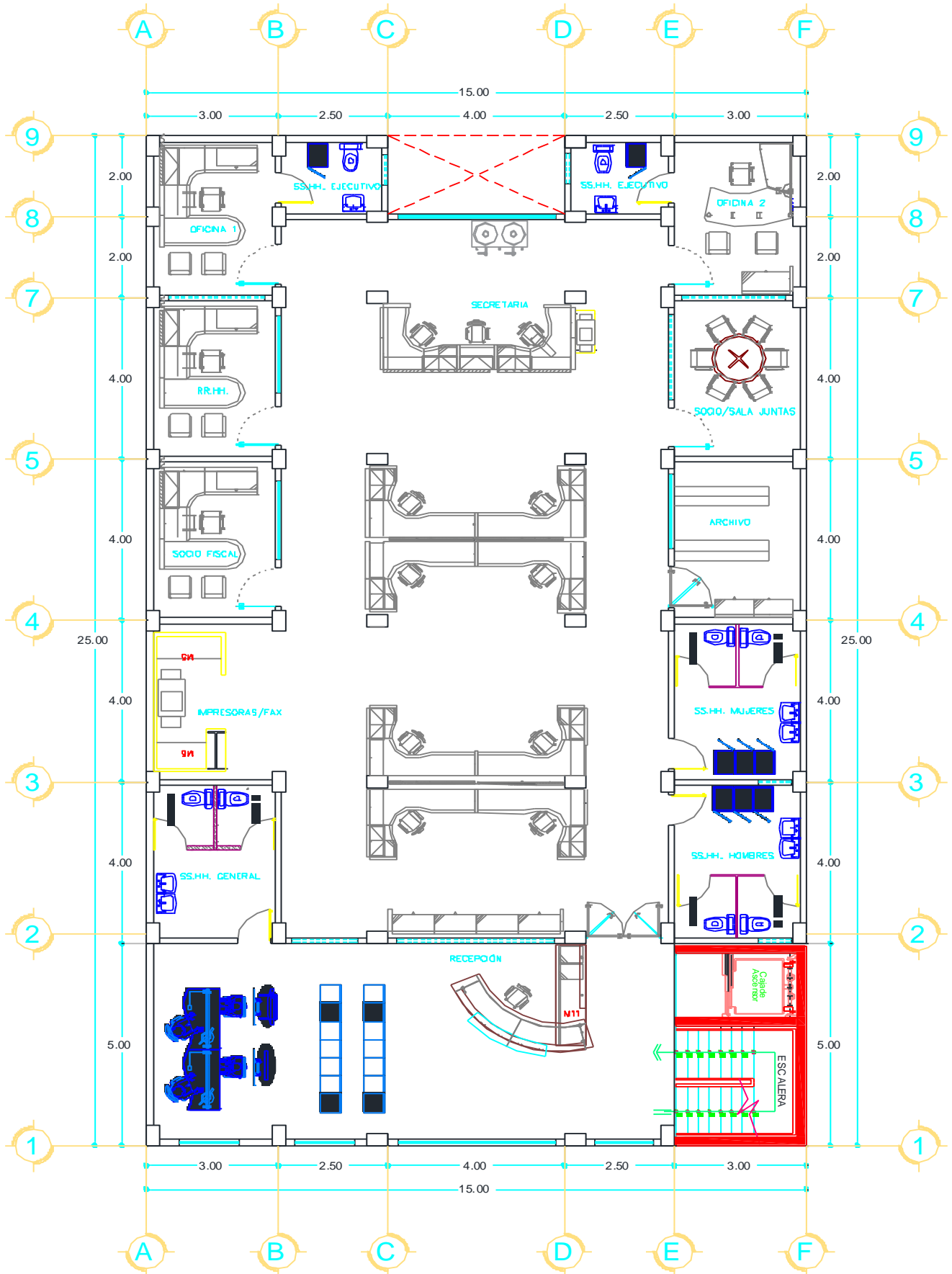


Figura 37: Plano en planta del edificio que va desde el piso dos hasta el piso nueve.
Fuente: Elaboración propia.

3.2. MODELADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El modelo y análisis se realizó en el programa computacional ETABS, y solo se consideró el uso de vigas y columnas rectangulares como se muestra en la figura 38.

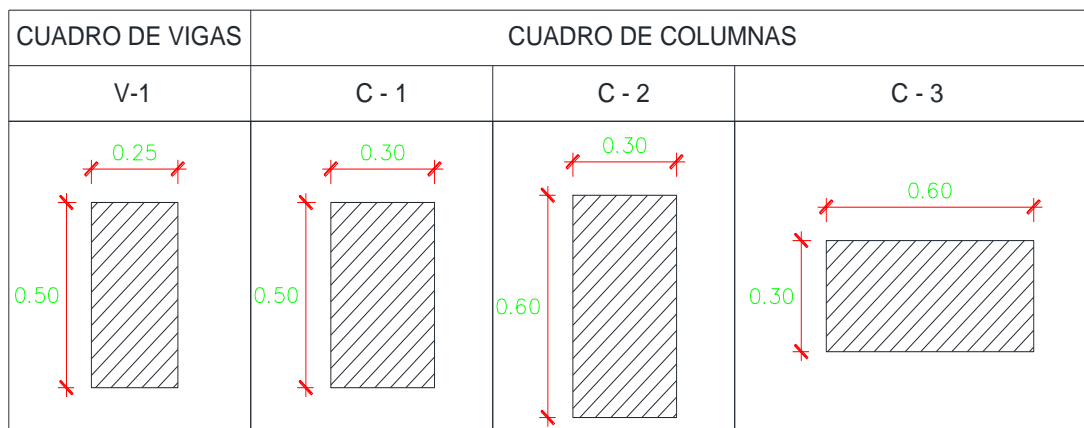


Figura 38: Secciones de vigas y columnas usadas para el modelado estructural.

Fuente: Elaboración propia.

3.2.1. Propiedades de los materiales.

Los materiales y sus propiedades mecánicas que se emplearon para la elaboración del modelo estructural se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 11: *Propiedades de los materiales empleados para el modelado estructural.*

PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO		
Resistencia a la compresión	$f'c$	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_c	217370.65 kg/cm ²
Peso Especifico	γ	2400 kg/cm ³
Módulo de poisson	μ	0.2
PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO		
Esfuerzo de fluencia	f_y	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E_s	2100000 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

3.2.2. Cargas de diseño.

Las cargas de gravedad utilizadas para el análisis se obtuvieron de la norma E.020 la cual nos brinda las cargas vivas dependiendo del uso que se le dé al edificio.

Carga Muerta:

- Peso del Aligerado (0.20m) = 0.30 Ton/m²
- Acabados = 0.10 Ton/m²

Carga Viva:

- S/C oficinas = 0.25 Ton/m²
- S/C pasadizos y corredores = 0.30 Ton/m²
- S/C tabiquería móvil = 0.10 Ton/m²
- S/C techo = 0.1Ton/m²

3.2.3. Categoría y sistema estructural del edificio.

3.2.3.1. Zonificación (Z).

El proyecto por estar ubicado en la ciudad de Trujillo, la norma lo caracteriza como zona 4, por lo que “Z” toma un valor ($Z = 0.45$). Este valor se puede verificar en la figura N°1 de la norma E.030.

3.2.3.2. Factor de uso (U).

El edificio será utilizado exclusivamente para oficinas, por lo que la norma E.030 en la tabla N°5, lo caracteriza como común, por lo tanto, $U = 1.00$.

3.2.3.3. Periodo fundamental de vibración (Tn).

Con la ecuación N°4 de la norma E.030, nos permite estimar el periodo fundamental de la estructura.

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

T = Periodo fundamental de la estructura

Hn = Altura total de la edificación

Ct = Factor que depende del tipo de edificación.

Pero para tener una mayor exactitud del periodo fundamental de la estructura, este será tomado del análisis estructural, correspondiendo los periodos del modo 1 para la dirección X y el modo 2 para la dirección Y.

3.2.3.4. Parámetros de sitio (S, T_P , T_L).

El edificio se edificará sobre grava arenosa medianamente densa, para este tipo de suelos la norma los caracteriza como suelos rígidos (Tipo S1); correspondiendo, así un factor de amplificación $S = 1.00$. Los valores de los periodos T_P y T_L se determinan de la Tabla N°4 de la norma E.030.

$$T_P = 0.4$$

$$T_L = 2.5$$

3.2.3.5. Factor de amplificación sísmica (C).

Este valor depende del periodo fundamental de la estructura y de los periodos T_P y T_L antes encontrados. Y para calcular su valor se emplea las fórmulas del artículo 14 de la norma E.030.

3.2.3.6. Coeficiente de reducción sísmica (R).

Para hallar el valor de R, la norma determina su valor dependiendo del tipo de sistema estructural que tendrá el edificio. El edificio por ser aporticado, R tomaría un valor de ($R=8$). Para este caso el valor asumido es de ($R=1$) con la finalidad de dotar a la edificación con una funcionalidad continua luego de un evento sísmico.

Las irregularidades tanto en planta como en altura no se analizarán en esta investigación, debido a que al edificio se le incorporarán disipadores de fluido viscoso y será analizado con registros sísmicos que son escalados a una aceleración de 0.45g. Esto con el motivo de evaluar su comportamiento, capacidad y desempeño ante los distintos niveles de demanda sísmica.

3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN DISIPADORES.

3.3.1. Modelado estructural del edificio.

Para realizar el modelado tridimensional se utilizó el programa computacional ETABS en su versión 2016. Como método de comparación se analizó la estructura con la base empotrada con el fin de evaluar su comportamiento y después compararla con la estructura en la cual se incorpora los disipadores fluido - viscoso. La Figura 39 muestra una vista tridimensional del modelo estructural de la edificación con la base empotrada al suelo de fundación.

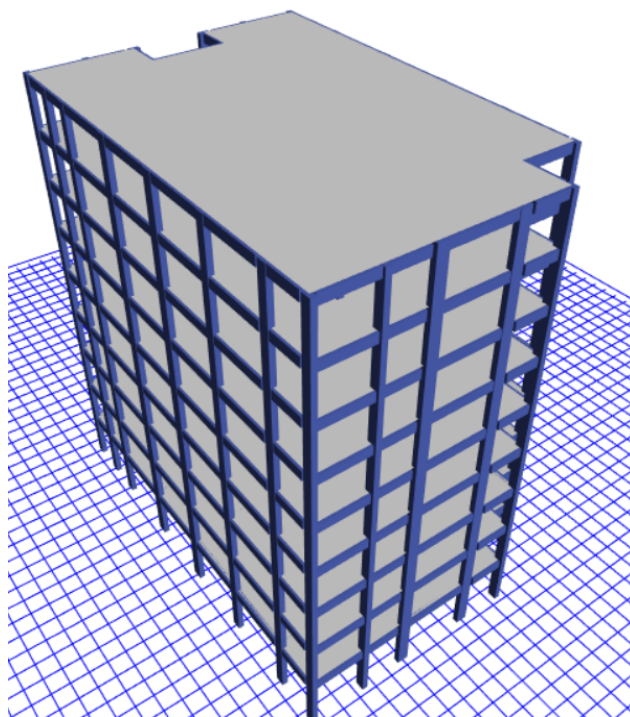


Figura 39: Modelo estructural 3D del edificio sin disipadores fluido-viscoso.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2. Análisis dinámico modal espectral.

Este tipo de análisis consta de una combinación modal – espectral, determinando las frecuencias propias de la estructura y aplicando una fuerza excitadora denominado espectro de respuesta. Para este análisis se consideró 27 modos de vibración y se usará los parámetros sísmicos antes calculados para construir el espectro de pseudo - aceleraciones definido por la ecuación del ítem 29.2.1 de la norma E.030.

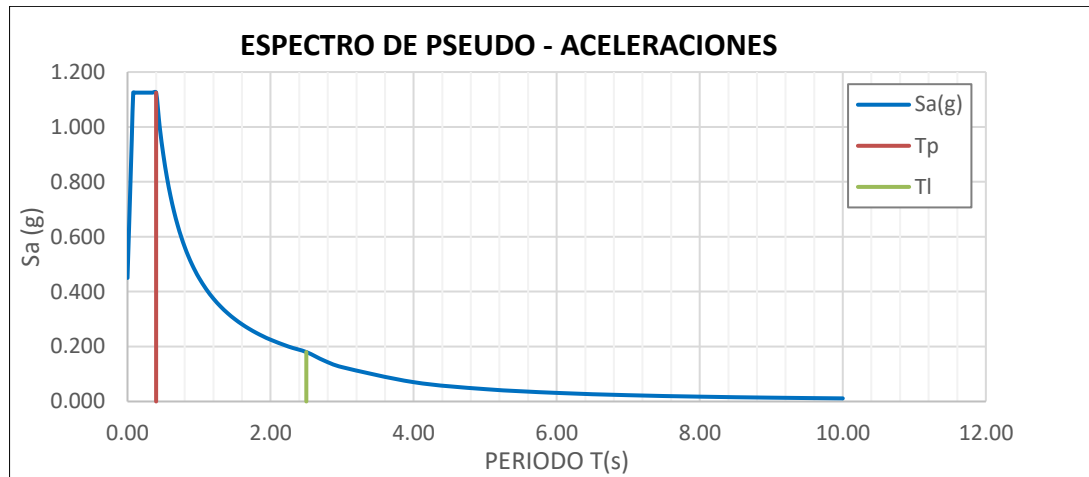


Figura 40: Espectro de pseudo aceleraciones con $R=1$.
Fuente: Elaboración propia.

3.3.2.1. Distorsiones máximas de entrepiso.

Luego de construir el espectro y realizar el análisis, se calcularon las derivas de entrepiso. La estructura muestra que al incursionar en el rango inelástico algunos niveles de la edificación la deriva sobrepasa los límites permisibles dados por la norma E.030 (ver Tabla 12), la cual indica que para estructuras de concreto armado la distorsión máxima de entrepiso debe ser de 7‰.

Tabla 12: Derivas de entrepiso para el edificio sin disipadores de fluido viscoso.

Piso	Caso de carga	Deriva X - X	¿Cumple?	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	SIS_DIN	0.00211	Si	0.00204	Si
8	SIS_DIN	0.00367	Si	0.00320	Si
7	SIS_DIN	0.00505	Si	0.00421	Si
6	SIS_DIN	0.00615	Si	0.00503	Si
5	SIS_DIN	0.00706	No	0.00567	Si
4	SIS_DIN	0.00781	No	0.00617	Si
3	SIS_DIN	0.00842	No	0.00652	Si
2	SIS_DIN	0.00877	No	0.00668	Si
1	SIS_DIN	0.00703	No	0.00567	Si

Fuente: Elaboración propia.

Ya no es necesario multiplicar a las distorsiones por $0.85R$ ya que las derivas obtenidas son de un análisis con $R=1$. Es por ello que se hace necesario el empleo de sistemas de protección sísmica para alcanzar no solo las derivas objetivo, sino

también para mantener la funcionalidad y su operación correcta del edificio luego de un evento sísmico.

3.3.2.2. Masa participativa.

La estructura en análisis en las dos direcciones, tendrá que cumplir con los parámetros de la norma E.030, con un número determinado de modos de vibración, en la cual participe mínimo el 90% de la masa total del edificio, considerándose para el análisis el mínimo o los tres primeros modos. Como observamos en la tabla siguiente, solo bastaría para el eje “X” analizar con 4 modos y para el eje “Y” con 5 modos (ver tabla 13), ya que en cada uno de ellos se logró sobrepasar el mínimo del 90% de masa participativa por parte de la estructura en análisis.

Tabla 13: *Formas modales y masa participativa de la estructura sin disipadores.*

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.839	0.826	0.000	0.826	0.000	0.005	0.005
2	0.751	0.000	0.827	0.827	0.827	0.001	0.005
3	0.691	0.004	0.001	0.831	0.828	0.826	0.831
4	0.275	0.101	0.000	0.932	0.828	0.001	0.832
5	0.245	0.000	0.110	0.932	0.937	0.000	0.832
6	0.226	0.001	0.000	0.933	0.938	0.102	0.934
7	0.158	0.033	0.000	0.966	0.938	0.000	0.934
8	0.140	0.000	0.033	0.966	0.971	0.000	0.934
9	0.130	0.000	0.000	0.966	0.971	0.033	0.967
10	0.109	0.016	0.000	0.983	0.971	0.000	0.968

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3. Análisis dinámico lineal tiempo-historia.

Para el análisis tiempo historia se usaron las señales sísmicas de tres terremotos ocurrido en nuestro país (1966, 1970, 1974). Todos estos registros serán normalizados y escalados con una aceleración máxima de 0.45g, es decir con R=1 propuesto por la norma E.030. Los datos más relevantes de cada registro, se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14: *Características de los registros sísmicos utilizados para el análisis estructural.*

SISMO	UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN	NOMBRE DE ARCHIVO
17 de Octubre 1966	Parque de la reserva (Lima)	PRQ_19661017164100
31 de Mayo 1970	Parque de la reserva (Lima)	PRQ_19700531152300
3 de Octubre de 1974	Parque de la reserva (Lima)	PRQ_19741003092100

Localización	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/s ²)	Duración (s)
Lima	17 de Octubre 1966	E - W	-180.56	65.64
		N - S	-268.24	
Chimbote	31 de Mayo 1970	E - W	-105.05	45.08
		N - S	-97.81	
Lima	3 de Octubre 1974	E - W	-194.21	97.96
		N - S	180.09	

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.1. Escalamiento de señales sísmicas.

Para escalar las señales sísmicas se usó el espectro de pseudo-aceleraciones; para la determinación del factor R el código (ASCE 7-16, 2016) indica que el factor de reducción sísmica debe ser tomado como $R_I = 3/8 * R$, donde R , es el factor de reducción indicado por la norma E.030, la cual indica que para edificaciones de concreto armado se debe toma un $R=8$; sin embargo, para la presente investigación se usó un factor $R = 1$, debido a que se busca preservar la funcionalidad continua de la edificación luego de un terremoto. Los registros sísmicos se encuentran en unidades (cm/s²) y para escalarlos se optó por usar el SEISMOSIGNAL para realizar la corrección por línea base y filtrado, y el SEISMOMATCH para realizar el escalamiento respectivo al espectro de diseño (espectro objetivo). Como forma de ejemplo se muestra el escalamiento de la señal perteneciente a Lima 1966 en las componentes N-S y E-W (Ver Figura 41).

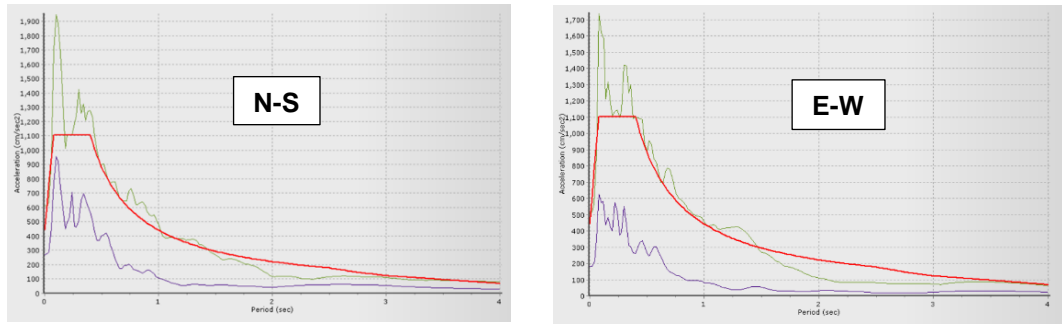


Figura 41: Escalamiento del sismo Lima del año 1966, Componente N-S y E-W.
Fuente: SeismoMatch.

las señales sísmicas escaladas para cada dirección ortogonal que se ingresarán al programa ETABS se muestran más adelante, Se puede visualizar que las aceleraciones sobrepasan a la aceleración de 0.40g, esto comprueba que el escalamiento es correcto (ver Figura 42).

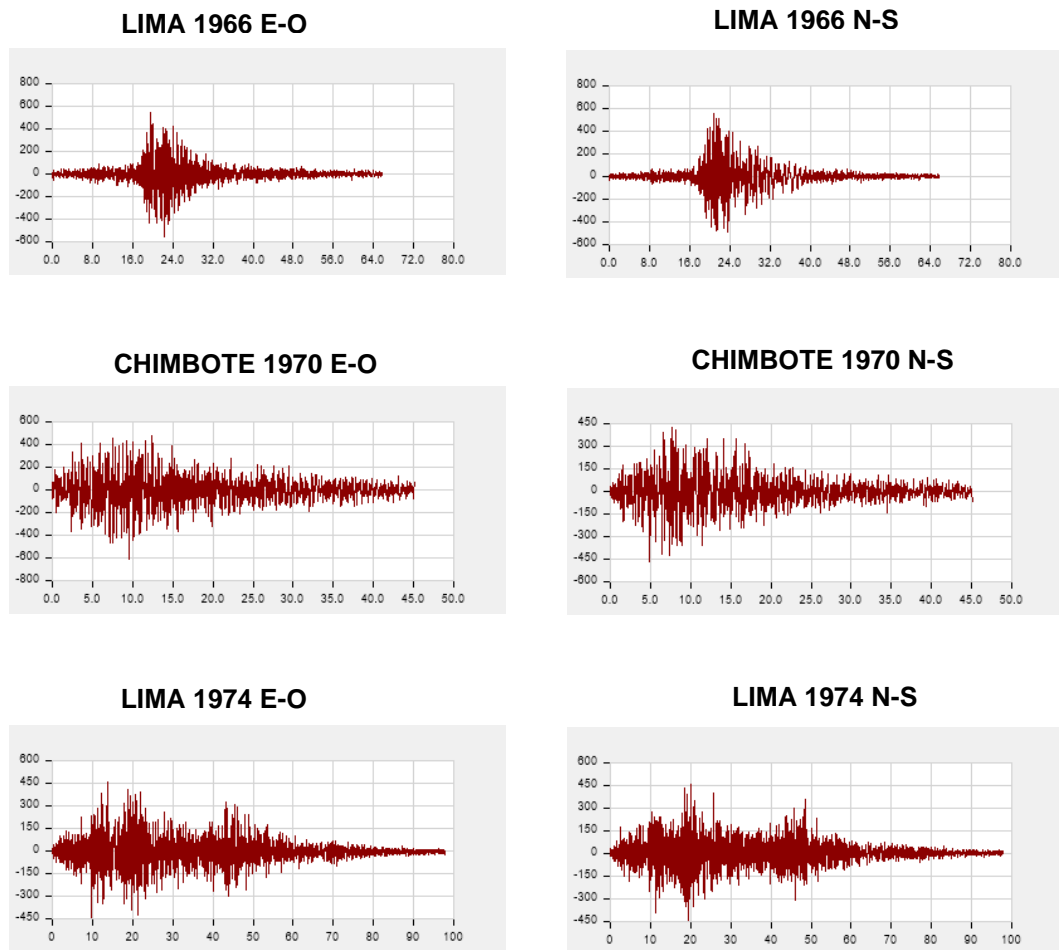


Figura 42: Señales sísmicas normalizadas y escaladas.
Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.2. Respuesta de la estructura sin disipadores.

Como los registros sísmicos han sido tomados en dos componentes ortogonales, la estructura debe analizarse en dos casos separados. Para el Caso 1, cuando la componente E-W del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X de la estructura; la dirección Y-Y lo hace la componente N-S. Para el Caso 2, la componente N-S del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente E-W.

3.3.3.3. Distorsiones máximas de entrepiso.

Luego de realizar el análisis, se calcularon las derivas de entrepiso. En las tablas siguientes muestran que en algunos niveles de la edificación la deriva sobrepasa los límites permisibles dados por la norma E.030, esto en cada señal sísmica.

✚ Sismo de Lima del año 1966.

Según el análisis, el CASO 1 alcanza una deriva máxima de 7.38‰ en la dirección X y 7.93‰ en la dirección Y, sobrepasando la deriva máxima establecido por la norma E.030.

Tabla 15: Sismo de Lima del 17 de octubre de año 1966 – CASO 1.

Piso	Caso de carga	Deriva X - X	¿Cumple?	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	1966_CASO1	0.00208	Si	0.00227	Si
8	1966_CASO1	0.00367	Si	0.00353	Si
7	1966_CASO1	0.00524	Si	0.00466	Si
6	1966_CASO1	0.00655	Si	0.00568	Si
5	1966_CASO1	0.00729	No	0.00648	Si
4	1966_CASO1	0.00738	No	0.00724	No
3	1966_CASO1	0.00747	No	0.00774	No
2	1966_CASO1	0.00706	No	0.00793	No
1	1966_CASO1	0.00556	Si	0.00673	Si

Fuente: Elaboración propia.

Para el CASO 2, la deriva máxima alcanzada es de 9.11‰ en la dirección X y 6.20‰ en la dirección Y, sobrepasando la deriva solo en una dirección “X”. Pero no es muy relevante ya que no cumple con la deriva objetivo de esta investigación.

Tabla 16: Sismo de Lima del 17 de octubre del año 1966 – CASO 2.

Piso	Caso de carga	Deriva X - X	¿Cumple?	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	1966_CASO2	0.00200	Si	0.00217	Si
8	1966_CASO2	0.00354	Si	0.00344	Si
7	1966_CASO2	0.00508	Si	0.00464	Si
6	1966_CASO2	0.00645	Si	0.00555	Si
5	1966_CASO2	0.00748	No	0.00606	Si
4	1966_CASO2	0.00822	No	0.00620	Si
3	1966_CASO2	0.00882	No	0.00605	Si
2	1966_CASO2	0.00911	No	0.00609	Si
1	1966_CASO2	0.00723	No	0.00517	Si

Fuente: Elaboración propia.

✚ Sismo de Chimbote del año 1970.

Según el análisis, el CASO 1 alcanza una deriva máxima de 7.63% en la dirección X y 7.13% en la dirección Y.

Tabla 17: Sismo de Chimbote del 31 de mayo del año 1970 – CASO 1.

Piso	Caso de carga	Deriva X - X	¿Cumple?	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	1970_CASO1	0.00225	Si	0.00294	Si
8	1970_CASO1	0.00385	Si	0.00476	Si
7	1970_CASO1	0.00509	Si	0.00603	Si
6	1970_CASO1	0.00624	Si	0.00666	Si
5	1970_CASO1	0.00709	No	0.00683	Si
4	1970_CASO1	0.00720	No	0.00686	Si
3	1970_CASO1	0.00740	No	0.00713	No
2	1970_CASO1	0.00763	No	0.00705	No
1	1970_CASO1	0.00624	Si	0.00571	Si

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18: Sismo de Chimbote del 31 de mayo del año 1970 – CASO 2.

Piso	Caso de carga	Deriva X - X	¿Cumple?	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	1970_CASO2	0.00219	Si	0.00262	Si
8	1970_CASO2	0.00385	Si	0.00411	Si
7	1970_CASO2	0.00539	Si	0.00546	Si
6	1970_CASO2	0.00665	Si	0.00648	Si
5	1970_CASO2	0.00752	No	0.00701	No
4	1970_CASO2	0.00806	No	0.00730	No
3	1970_CASO2	0.00853	No	0.00790	No
2	1970_CASO2	0.00895	No	0.00830	No
1	1970_CASO2	0.00718	No	0.00724	No

Fuente: Elaboración propia.

Para el CASO 2, la deriva máxima alcanzada es de 8.95‰ en la dirección X y 8.30‰ en la dirección Y sobrepasando la deriva máxima establecido por la norma en ambos casos de análisis.

Sismo de Lima del año 1974.

Según el análisis, el CASO 1 alcanza una deriva máxima de 8.00‰ en la dirección X y 6.20‰ en la dirección Y, sobrepasando la deriva máxima establecida por la norma E.030.

Tabla 19: Sismo de Lima del 03 de octubre del año 1974 – CASO 1.

Piso	Caso de carga	Deriva X - X	¿Cumple?	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	1974_CASO1	0.00194	Si	0.00212	Si
8	1974_CASO1	0.00335	Si	0.00333	Si
7	1974_CASO1	0.00467	Si	0.00421	Si
6	1974_CASO1	0.00580	Si	0.00499	Si
5	1974_CASO1	0.00681	Si	0.00565	Si
4	1974_CASO1	0.00760	No	0.00600	Si
3	1974_CASO1	0.00800	No	0.00610	Si
2	1974_CASO1	0.00795	No	0.00620	Si
1	1974_CASO1	0.00619	Si	0.00536	Si

Fuente: Elaboración propia.

Para el CASO 2, la deriva máxima alcanzada es de 8.18‰ en la dirección X y 7.53‰ en la dirección Y, sobrepasando la deriva máxima establecido por la norma.

Tabla 20: Sismo de Lima del 03 de octubre del año 1974 – CASO 2.

Piso	Caso de carga	¿Cumple?	Condición	Deriva Y - Y	¿Cumple?
9	1974_CASO2	0.00205	Si	0.00225	Si
8	1974_CASO2	0.00347	Si	0.00349	Si
7	1974_CASO2	0.00416	Si	0.00459	Si
6	1974_CASO2	0.00470	Si	0.00553	Si
5	1974_CASO2	0.00563	Si	0.00637	Si
4	1974_CASO2	0.00661	Si	0.00703	No
3	1974_CASO2	0.00745	No	0.00745	No
2	1974_CASO2	0.00818	No	0.00753	No
1	1974_CASO2	0.00701	No	0.00644	Si

Fuente: Elaboración propia.

Realizando el análisis dinámico de historia de respuesta en las dos direcciones ortogonales, se tienen las siguientes tablas; en el cual se muestra el resumen de las derivas inelásticas máximas generadas por las 3 señales sísmicas. La Tabla 21 muestra las derivas en la dirección “X” y la Tabla 22 las derivas en “Y”.

Tabla 21: *Distorsiones obtenidas en X-X (Dinámico Espectral y Tiempo-Historia).*

Piso	A.D. Espectral	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	0.0021	0.0021	0.0020	0.0022	0.0022	0.0019	0.0021
8	0.0037	0.0037	0.0035	0.0039	0.0039	0.0033	0.0035
7	0.0050	0.0052	0.0051	0.0051	0.0054	0.0047	0.0042
6	0.0062	0.0066	0.0064	0.0062	0.0066	0.0058	0.0047
5	0.0071	0.0073	0.0075	0.0071	0.0075	0.0068	0.0056
4	0.0078	0.0074	0.0082	0.0072	0.0081	0.0076	0.0066
3	0.0084	0.0075	0.0088	0.0074	0.0085	0.0080	0.0075
2	0.0088	0.0071	0.0091	0.0076	0.0089	0.0080	0.0082
1	0.0070	0.0056	0.0072	0.0062	0.0072	0.0062	0.0070

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22: *Distorsiones obtenidas en Y-Y (Dinámico Espectral y Tiempo-Historia).*

Piso	A.D. Espectral	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	0.0020	0.0023	0.0022	0.0029	0.0026	0.0021	0.0023
8	0.0032	0.0035	0.0034	0.0048	0.0041	0.0033	0.0035
7	0.0042	0.0047	0.0046	0.0060	0.0055	0.0042	0.0046
6	0.0050	0.0057	0.0056	0.0067	0.0065	0.0050	0.0055
5	0.0057	0.0065	0.0061	0.0068	0.0070	0.0057	0.0064
4	0.0062	0.0072	0.0062	0.0069	0.0073	0.0060	0.0070
3	0.0065	0.0077	0.0061	0.0071	0.0079	0.0061	0.0074
2	0.0067	0.0079	0.0061	0.0071	0.0083	0.0062	0.0075
1	0.0057	0.0067	0.0052	0.0057	0.0072	0.0054	0.0064

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.4. Determinación del sismo de diseño.

En las siguientes tablas se muestran las variaciones que presentan las distorsiones calculadas en cada caso de análisis con respecto a las distorsiones obtenidas del análisis dinámico espectral. Para determinar el sismo de diseño se recomienda descartar aquellos casos en los cuales las variaciones sean mayor o igual a 1.5(%) en cualquiera de las direcciones de análisis. En la Tablas 23 y 24 se muestran las variaciones para las 3 señales sísmicas.

Tabla 23: Variación entre las distorsiones obtenidas del análisis en la dirección X-X.

PISO	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	0.0001
8	0.0000	0.0001	0.0002	0.0002	0.0003	0.0002
7	0.0002	0.0000	0.0000	0.0003	0.0004	0.0009
6	0.0004	0.0003	0.0001	0.0005	0.0004	0.0015
5	0.0002	0.0004	0.0000	0.0005	0.0002	0.0014
4	0.0004	0.0004	0.0006	0.0003	0.0002	0.0012
3	0.0010	0.0004	0.0010	0.0001	0.0004	0.0010
2	0.0017	0.0003	0.0011	0.0002	0.0008	0.0006
1	0.0015	0.0002	0.0008	0.0002	0.0008	0.0000

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24: Variación entre las distorsiones obtenidas del análisis en la dirección Y-Y.

PISO	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	0.00023	0.00014	0.00090	0.00058	0.00008	0.00021
8	0.00033	0.00024	0.00156	0.00092	0.00013	0.00030
7	0.00045	0.00042	0.00182	0.00125	0.00001	0.00038
6	0.00065	0.00052	0.00163	0.00145	0.00004	0.00050
5	0.00081	0.00039	0.00116	0.00134	0.00002	0.00070
4	0.00107	0.00003	0.00069	0.00114	0.00016	0.00087
3	0.00122	0.00047	0.00061	0.00138	0.00042	0.00093
2	0.00125	0.00059	0.00037	0.00162	0.00048	0.00084
1	0.00106	0.00050	0.00004	0.00158	0.00031	0.00078

Fuente: Elaboración propia.

Como observamos el caso 1 del sismo de Lima del año 1966 se descarta por presentar variaciones mayores al 0.15%, como también los casos 1 y 2 del sismo de Chimbote del año 1970. Por lo que se consideró como sismo de diseño el sismo de Lima del año 1966 caso 2 para X por presentar menores variaciones con respecto al comportamiento esperado. Para Y se consideró el sismo de Chimbote del año 1970 caso 2, pese a que presenta variaciones mayores a 0.15%, esta señal se consideró por que presenta mayores efectos en la estructura. Con los sismos antes mencionados se analizará y calculará las propiedades de los disipadores de fluido viscoso.

3.4. ELECCIÓN DEL DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.

3.4.1. Nivel de desempeño.

Como la edificación será usada para oficinas, los equipos costosos que están en su interior, no se desea que sufran daños por motivos de sismo, por ello se establece como nivel de desempeño la ocupación inmediata establecida por el código ATC-40, el cual indica que los espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después de un evento sísmico, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños leves en los contenidos. Los niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales se mencionan en los anteriores ítems.

3.4.2. Objetivos del diseño por desempeño.

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y el sismo máximo. Se espera que el edificio se mantenga operativo y no sufra daños (ocupación inmediata), para ello será analizado ante los 3 niveles de demanda sísmica.

3.4.3. Deriva objetivo.

La deriva objetivo se determinó de las tablas 8 y 9 mencionadas anteriormente. La edificación por ser de concreto armado y contar con nueve niveles, le corresponde una clasificación C1H según la tabla 8. Para esta clasificación, la metodología HAZUS indica que para presentar un daño moderado de la estructura se debe llegar a una deriva máxima de 4.30%. Esto se realiza a fin de no agrandar los costos exageradamente, para ello diseñará los elementos estructurales de tal manera que se logre llegar al nivel de ocupación inmediata fijado anteriormente.

3.5. DISEÑO DE LOS DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO.

3.5.1. Factor de reducción de respuesta (B).

Es necesario calcular el factor de reducción de respuesta ya que la deriva máxima obtenida en la dirección X es de 9.11‰ y 8.30‰ para la dirección Y. Para el cálculo se emplea la Ec. 21 mencionada anteriormente.

$$B_X = 2.116 ; B_Y = 1.930$$

3.5.2. Amortiguamiento Efectivo (β_{eff}).

El valor del amortiguamiento efectivo se determinará por medio de la Ec. 22.

$$\beta_{eff X} = 41.78\% ; \beta_{eff Y} = 34.78\%$$

3.5.3. Amortiguamiento Viscoso Objetivo (β_{visc}).

Este valor se obtiene de la diferencia del amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y del amortiguamiento inherente (β_0) que usualmente se fija en 5% para estructuras de concreto armado.

$$B_{visc X} = 36.78\% ; B_{visc Y} = 29.78\%$$

$$B_{visc X} = 40.00\% ; B_{visc Y} = 30.00\%$$

Para mantener un margen de seguridad y asegurar que se logre un amortiguamiento viscoso del 36.78 y 29.78% los cálculos se redondearon al 40 y 30%. Según los fabricantes, es recomendable que los disipadores tengan un amortiguamiento viscoso entre el 20% y 40%.

3.5.4. Ubicación de los dispositivos de amortiguación.

El ASCE 7-10 exige como mínimo 2 dispositivos por dirección de análisis en cada piso y en arreglo tal que no genere torsión. Considerando un margen razonable de seguridad proponemos 8 dispositivos por piso en arreglo Chevron, ubicados en los pórticos exteriores del edificio. Esta ubicación y disposición de los amortiguadores puede observarse en las elevaciones del edificio (ver Figuras 43) y la vista 3D en la Figura 44.

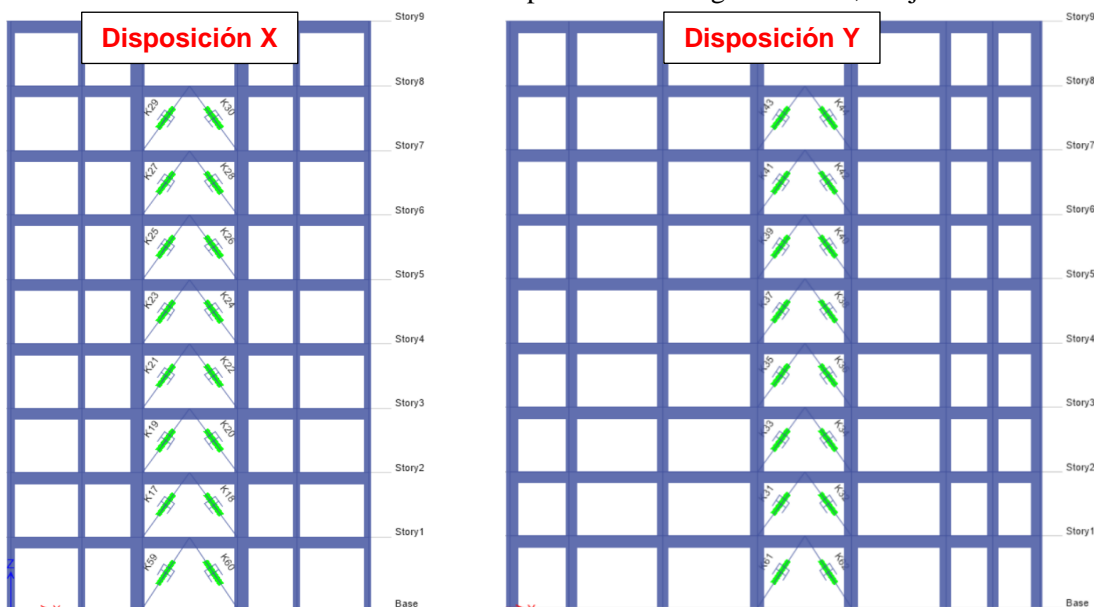


Figura 43: Ubicación de los disipadores de fluido viscoso en las elevaciones X e Y.
 Fuente: Elaboración propia.

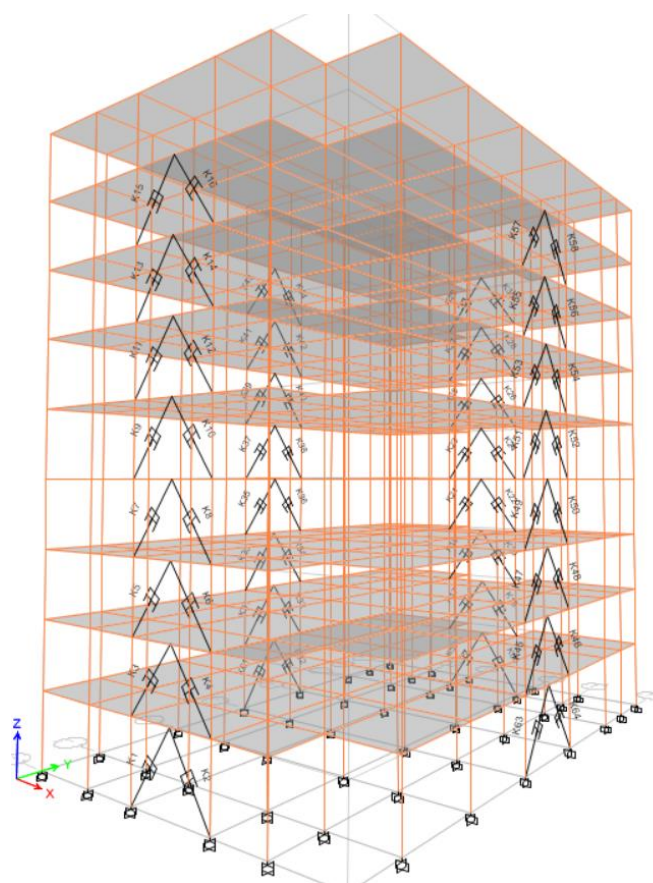


Figura 44: Vista tridimensional del edificio de 9 niveles con disipadores.
 Fuente: Elaboración propia.

3.5.5. Cálculo preliminar de la rigidez del brazo metálico (K).

Se inicia la interacción considerando un perfil metálico estándar HSS o PIPE STD, para la presente tesis se partió de un perfil del tipo HSS 7.50 X 0.50, el cual presenta las siguientes características.

Tabla 25: Dimensiones del perfil HSS

PERFIL HSS 7.50 x 0.50				
D ext. (in)	D int. (in)	Espesor (in)	Área (in ²)	Inercia (in ⁴)
7.5	7.035	0.465	10.3	63.9

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la rigidez del brazo metálico, empleamos la Ec. 26:

Donde:

$$E = 29000 \text{ ksi} = 24.4 \times 10^6 \text{ ton/m}$$

$$A = 10.30 \text{ in}^2 = 66.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Para determinar el valor de “L” se considera la longitud del brazo metálico más la longitud mínima del disipador ($L_{\text{disipador}} = 0.79\text{m}$) como se muestra en la Figura 45.

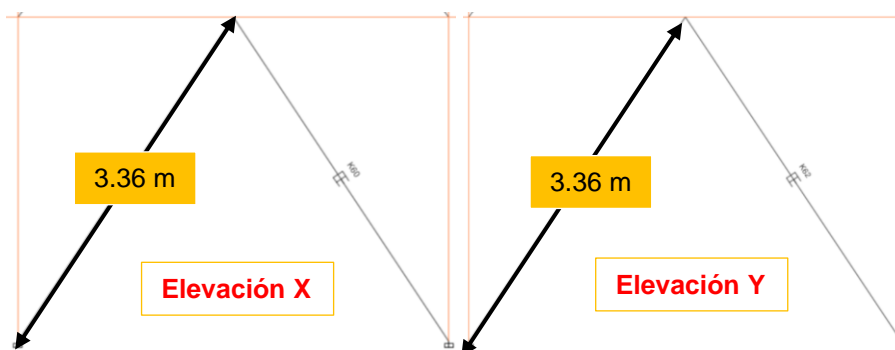


Figura 45: Longitud del brazo metálico.

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto:

$$L_1 = 3.36 \text{ m} ; L_2 = 3.36 \text{ m}$$

$$K_X = 4323.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}} ; K_Y = 4323.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

3.5.6. Estimación del coeficiente (C).

El primer paso corresponde a la definición del exponente de velocidad “ α ”. Para este caso se asumirá un $\alpha=0.5$ por tratarse de dispositivos no lineales. Los disipadores han demostrado experimentalmente un buen comportamiento con este valor para el diseño de edificaciones. Luego de ello se calcula la frecuencia angular y el parámetro lambda.

3.5.6.1. Frecuencia angular (ω):

La frecuencia angular se calcula con la (Ec. 48) en base a los periodos de la estructura. En la tabla 28 se muestran los resultados en las direcciones X e Y.

$$\omega = \frac{2\pi}{T_n} \quad (\text{Ec. 48})$$

Tabla 26: Frecuencias angulares en las dos direcciones ortogonales.

Dirección	T (s)	ω (rad/s)
X - X	0.839	7.489
Y - Y	0.751	8.37

Fuente: Elaboración propia.

3.5.6.2. Parámetro lambda (λ):

El FEMA 274 facilita el valor de lambda relacionándolo con el exponente “ α ”. Por lo que (λ) toma un valor de 3.5 según la Tabla 11.

Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Figura 46: Imagen de la Tabla 11.

Fuente: FEMA 274.

3.5.6.3. Amplitud de desplazamiento del modo fundamental (A).

Para calcular este valor se utiliza la Ec. 25 de esta investigación:

$$A_X = 0.143 \text{ m}; A_Y = 0.128 \text{ m}$$

3.5.6.4. Ángulo de inclinación del disipador (θ).

El ángulo de inclinación de los disipadores en arreglo Chevron es:

$$\theta_X = 53.471; \theta_Y = 53.471$$

Una vez culminado la elección de los parámetros se procede a calcular el coeficiente (C) con la Ec. 24. En la Tabla 27 se determina el valor de (C) para los disipadores viscosos en la dirección X, y en la Tabla 28 en la dirección Y.

Tabla 27: Coeficiente de amortiguamiento en la dirección X.

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ_j	$\cos\theta_j$	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \times \cos^{1+\alpha}\theta_j$	$m_i \cdot \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	28.61	53.47	0.595	0.0197	0.020	0.0013	0.011
2	28.32	53.47	0.595	0.0422	0.023	0.0016	0.051
3	28.32	53.47	0.595	0.0642	0.022	0.0015	0.117
4	28.32	53.47	0.595	0.0847	0.021	0.0014	0.203
5	28.32	53.47	0.595	0.1034	0.019	0.0012	0.303
6	28.32	53.47	0.595	0.1197	0.016	0.0010	0.406
7	28.32	53.47	0.595	0.1327	0.013	0.0007	0.498
8	28.32	53.47	0.595	0.1418	0.009	0.0004	0.569
9	19.69	53.47	0.595	0.1470	0.005	0.0002	0.426
SUMATORIA						0.0090	2.583
				$\theta =$	53.471		
				$\alpha =$	0.5		
				$\lambda =$	3.5		
				$\omega^{2-\alpha} =$	20.49		
				A =	0.143 m		
				$A^{1-\alpha} =$	0.379		
				$\Sigma C_j =$	1591.22 ton.s/m		
				número de disipadores por piso =	4		
				C1 x - x =	397.81 ton.s/m		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28: Coeficiente de amortiguamiento en la dirección Y.

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ_j	$\cos\theta_j$	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \times \cos^{1+\alpha}\theta_j$	$m_i \cdot \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	28.61	53.47	0.595	0.0207	0.021	0.0014	0.012
2	28.32	53.47	0.595	0.0421	0.021	0.0014	0.050
3	28.32	53.47	0.595	0.0625	0.020	0.0013	0.111
4	28.32	53.47	0.595	0.0812	0.019	0.0012	0.187
5	28.32	53.47	0.595	0.0974	0.016	0.0009	0.269
6	28.32	53.47	0.595	0.1110	0.014	0.0007	0.349
7	28.32	53.47	0.595	0.1239	0.013	0.0007	0.435
8	28.32	53.47	0.595	0.1338	0.010	0.0005	0.507
9	19.69	53.47	0.595	0.1403	0.006	0.0002	0.388
SUMATORIA						0.0084	2.307

$$\theta = 53.471$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\lambda = 3.5$$

$$\omega^{2-\alpha} = 24.20$$

$$A = 0.128 \text{ m}$$

$$A^{1-\alpha} = 0.358$$

$$\Sigma C_j = 1287.47 \text{ ton.s/m}$$

$$\text{número de disipadores por piso} = 4$$

$$C_{y-y} = 321.87 \text{ ton.s/m}$$

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, el resultado del coeficiente de amortiguamiento, rigidez y exponente de amortiguamiento que se ingresarán al programa en las dos direcciones de análisis se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29: Valores de rigidez, exponente alfa y amortiguamiento ingresados al programa.

Dirección	Rigidez (K) - tn/m	Coef. Amort. (C) - Tn*s/m	Exp. Amort. (α)	β_H óptimo (%)
X - X	40323.82	397.81	0.50	40.00
Y - Y	40323.82	321.87	0.50	30.00

Fuente: Elaboración propia.

Una vez definidas las propiedades de los elementos “link” se procede con la ubicación y disposición de los dispositivos para realizar el análisis del estructural del edificio.

3.6. ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON DISIPADORES VISCOSOS.

3.6.1. Distorsiones máximas de entrepiso.

Luego de realizar el análisis, se calcularon las derivas de entrepiso de los sismos de 1966, 1970 y 1974. En la tabla 30 se muestra el resumen de las distorsiones para el eje X y en la Tabla 31 para el eje Y.

Tabla 30: Control de derivas en la dirección X con disipadores.

Piso	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	0.0010	0.0008	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009
8	0.0014	0.0012	0.0011	0.0012	0.0012	0.0013
7	0.0020	0.0017	0.0017	0.0018	0.0018	0.0019
6	0.0026	0.0022	0.0023	0.0023	0.0025	0.0025
5	0.0032	0.0027	0.0028	0.0026	0.0031	0.0031
4	0.0036	0.0032	0.0031	0.0029	0.0036	0.0035
3	0.0039	0.0035	0.0034	0.0031	0.0039	0.0037
2	0.0040	0.0036	0.0037	0.0034	0.0041	0.0038
1	0.0032	0.0028	0.0030	0.0028	0.0034	0.0030

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31: Control de derivas en la dirección Y con disipadores.

Piso	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0011	0.0011
8	0.0013	0.0013	0.0014	0.0013	0.0015	0.0015
7	0.0018	0.0018	0.0019	0.0018	0.0020	0.0020
6	0.0023	0.0023	0.0022	0.0022	0.0025	0.0026
5	0.0028	0.0028	0.0025	0.0026	0.0030	0.0031
4	0.0031	0.0031	0.0027	0.0030	0.0033	0.0035
3	0.0033	0.0033	0.0028	0.0033	0.0035	0.0037
2	0.0034	0.0034	0.0030	0.0035	0.0035	0.0038
1	0.0029	0.0030	0.0027	0.0031	0.0030	0.0033

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar la distorsión máxima en la dirección X es de 4.10‰ y en la dirección Y de 3.80‰, Estos valores son menores al valor de la deriva objetivo (D_{objetivo}) de 4.30‰, verificándose así que este diseño es correcto ya que cumple con la deriva objetivo.

3.6.2. Respuesta fuerza desplazamiento.

La curva histórica tiene que tener una tendencia elíptica, esto comprueba que aportan significativamente en el incremento del amortiguamiento y en la reducción de las distorsiones. En la Figura 47 muestra el disipador elegido y las figuras 48, 49 y 50 la respuesta histerética del disipador K33 para los 3 sismos.

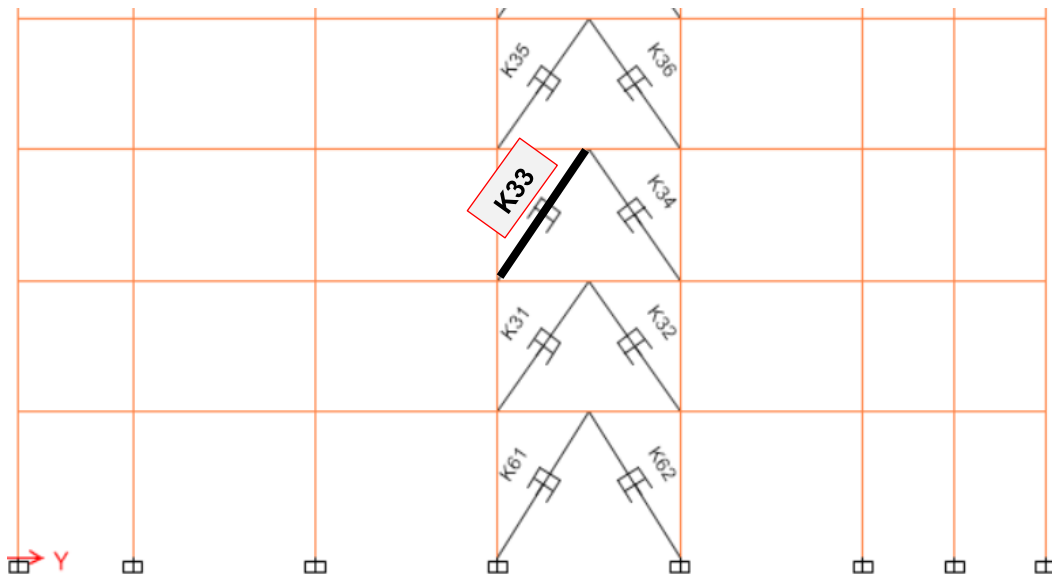


Figura 47: Análisis de las curvas histeréticas para el disipador K33.

Fuente: Elaboración propia.

En las siguientes figuras, se muestran las curvas fuerza-desplazamiento para los 3 registros sísmicos.

SISMO DE LIMA DEL AÑO 1966

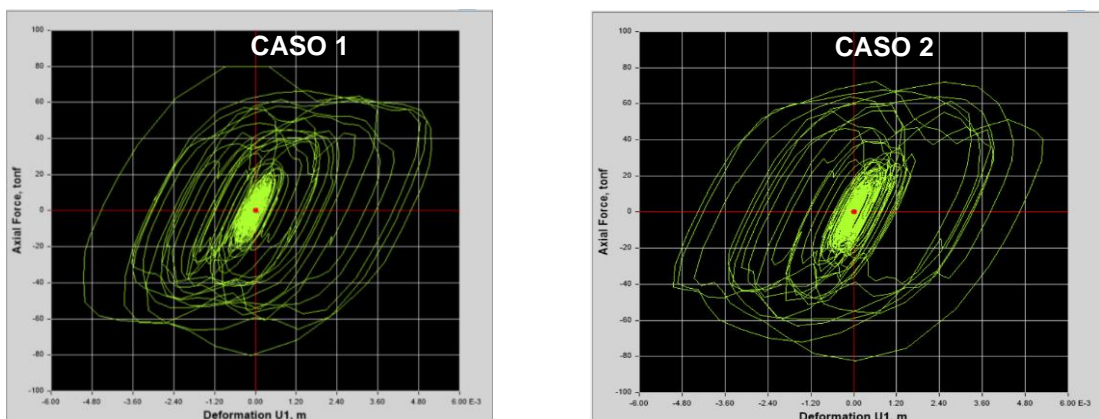


Figura 48: Curva de histéresis para el sismo de Lima del año 1966.

Fuente: Elaboración propia.

SISMO DE CHIMBOTE DEL AÑO 1970

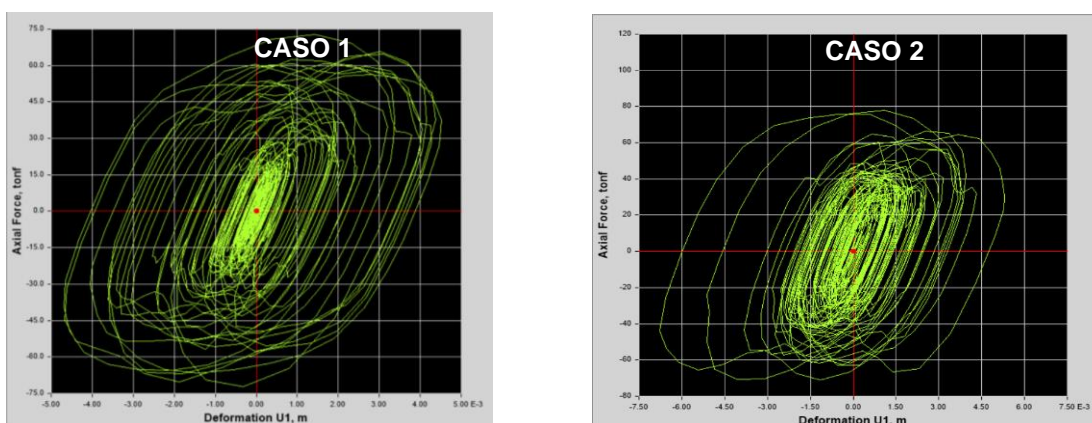


Figura 49: Curva de histéresis para el sismo de Chimbote del año 1970.

Fuente: Elaboración propia.

SISMO DE LIMA DEL AÑO 1974

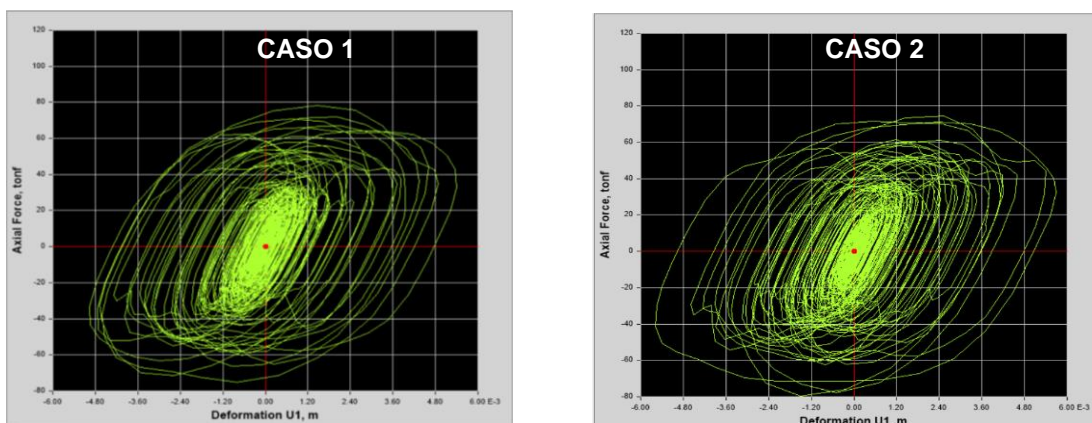


Figura 50: Curva de histéresis para el sismo de Lima del año 1974.

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en las figuras anteriores, la curva fuerza-desplazamiento para el disipador K33 tiene una tendencia elíptica, esto comprueba su efectividad para incrementar el amortiguamiento y reducir las distorsiones de entrepiso.

3.6.3. Balance energético.

Un balance energético gráfico permite apreciar la participación de los amortiguadores y de la estructura en la disipación de la energía total. Además, puede evaluarse la efectividad de la ubicación y disposición de los amortiguadores. En las siguientes figuras se muestra el balance de energía para los 3 registros sísmicos, energía cinética,

energía potencial, amortiguamiento por parte de la estructura y amortiguamiento por parte los disipadores.

SISMO DE LIMA DEL AÑO 1966

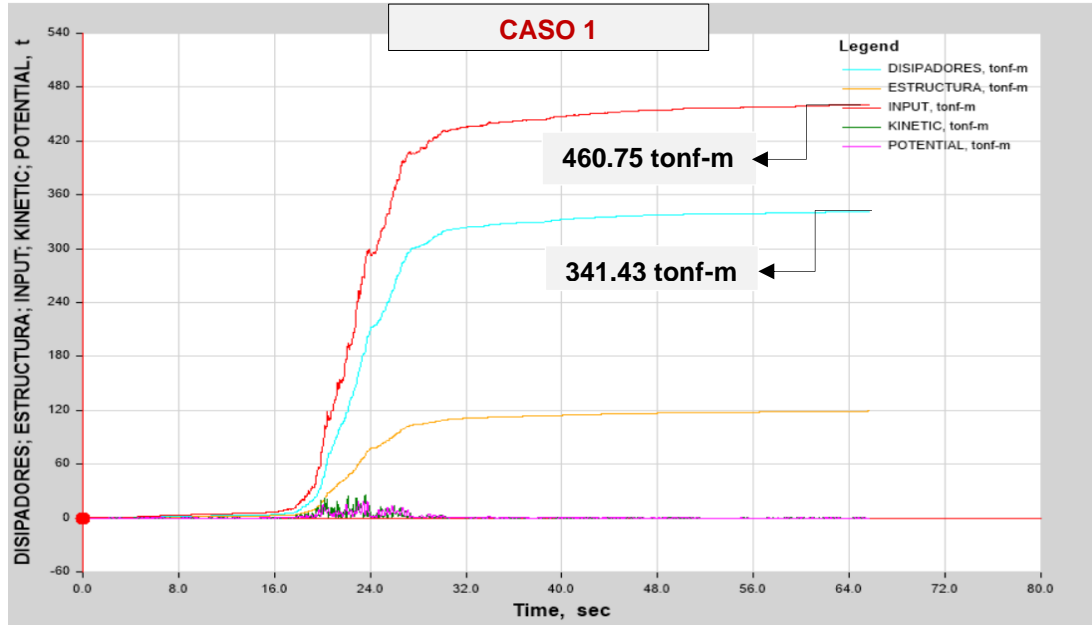


Figura 51: Balance energético del sismo de lima del año 1966, Caso1.

Fuente: Elaboración propia.

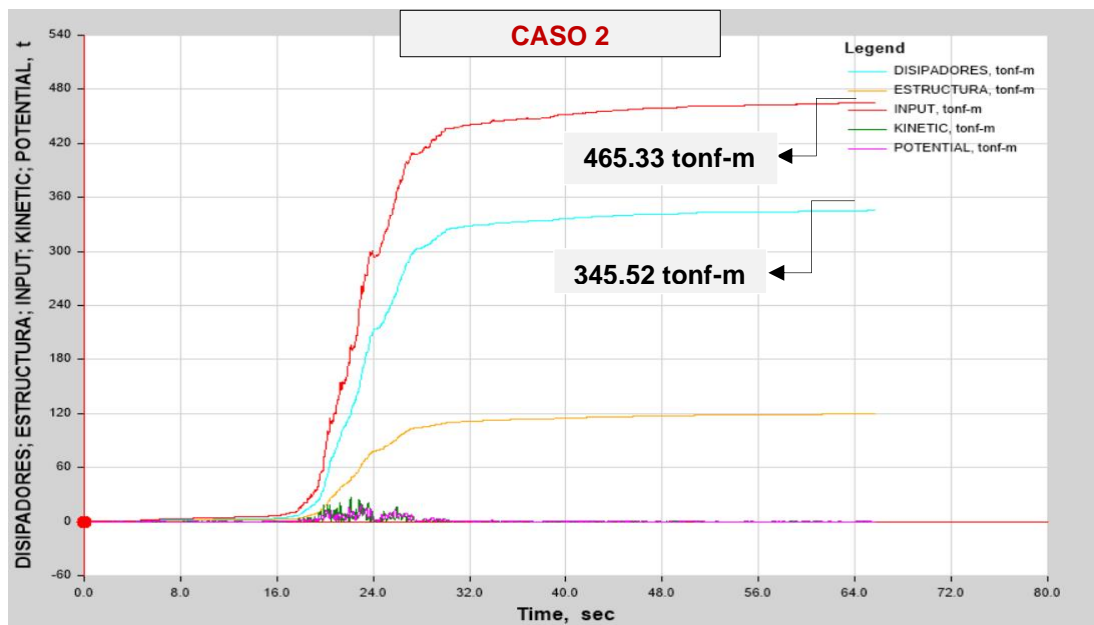


Figura 52: Balance energético del sismo de lima del año 1966, Caso2.

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar el porcentaje de disipación, se divide la energía disipada por los disipadores viscosos (color celeste) con la energía de entrada (color rojo). Para el Caso 1 el porcentaje de disipación es 74.10% y para el Caso 2 es 74.25%.

SISMO DE CHIMBOTE DEL AÑO 1970

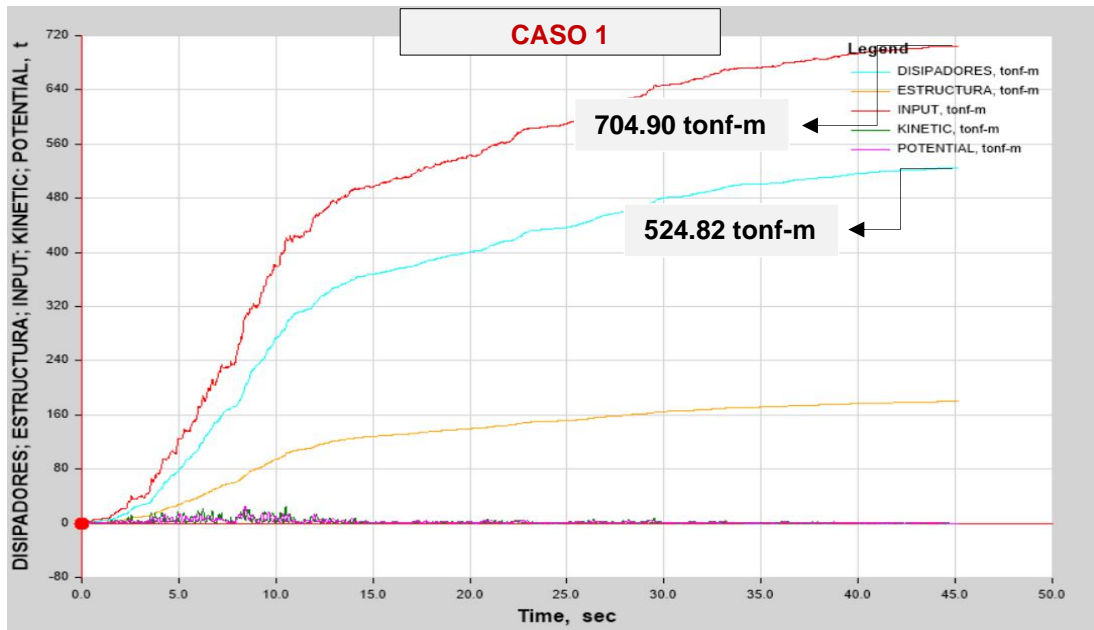


Figura 53: Balance energético del sismo de Chimbote del año 1970, Caso1.

Fuente: Elaboración propia.

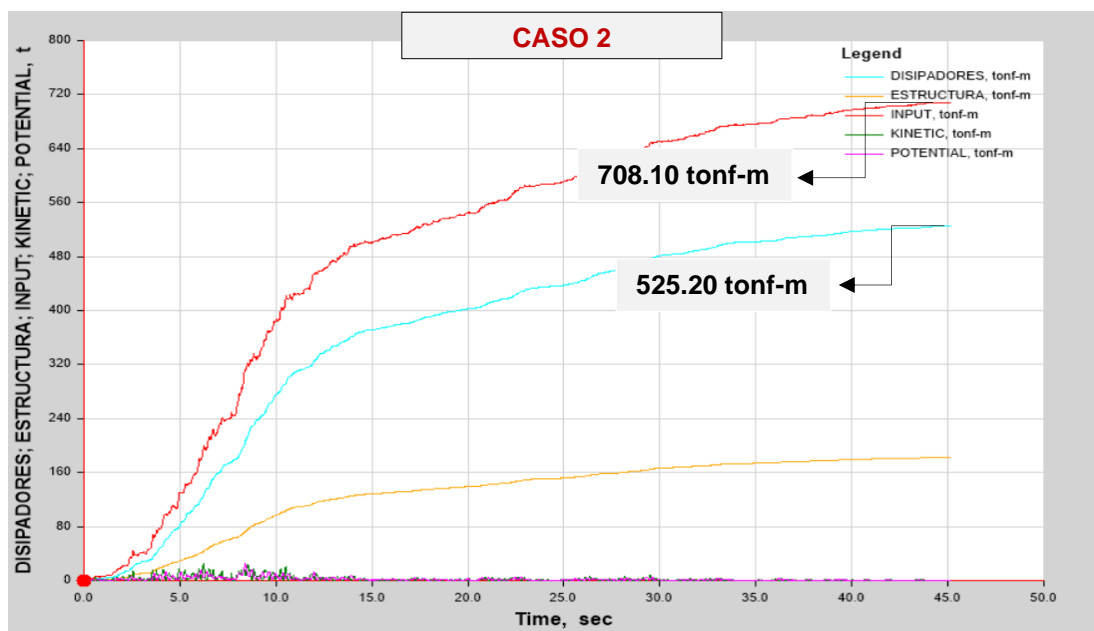


Figura 54: Balance energético del sismo de Chimbote del año 1970, Caso2.

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la figura 53 y 54 el porcentaje de disipación de energía para el Caso 1 es de 74.45% y para el Caso 2 es 74.17%. Donde, la energía de entrada es de color rojo y la energía disipada por los amortiguadores es de color celeste.

SISMO DE LIMA DEL AÑO 1974

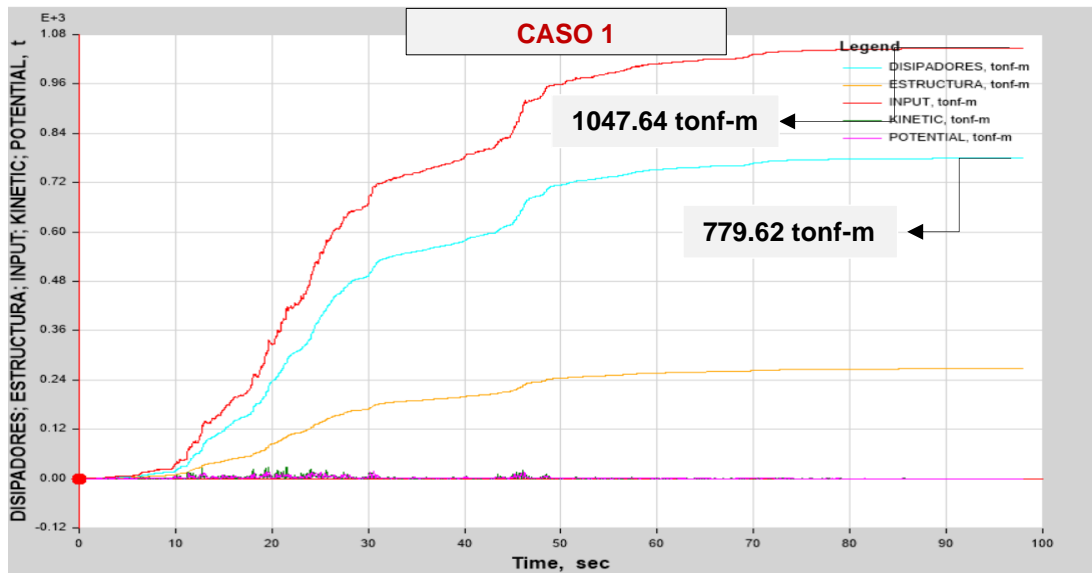


Figura 55: Balance energético del sismo de Lima del año 1974, Caso1.

Fuente: Elaboración propia.

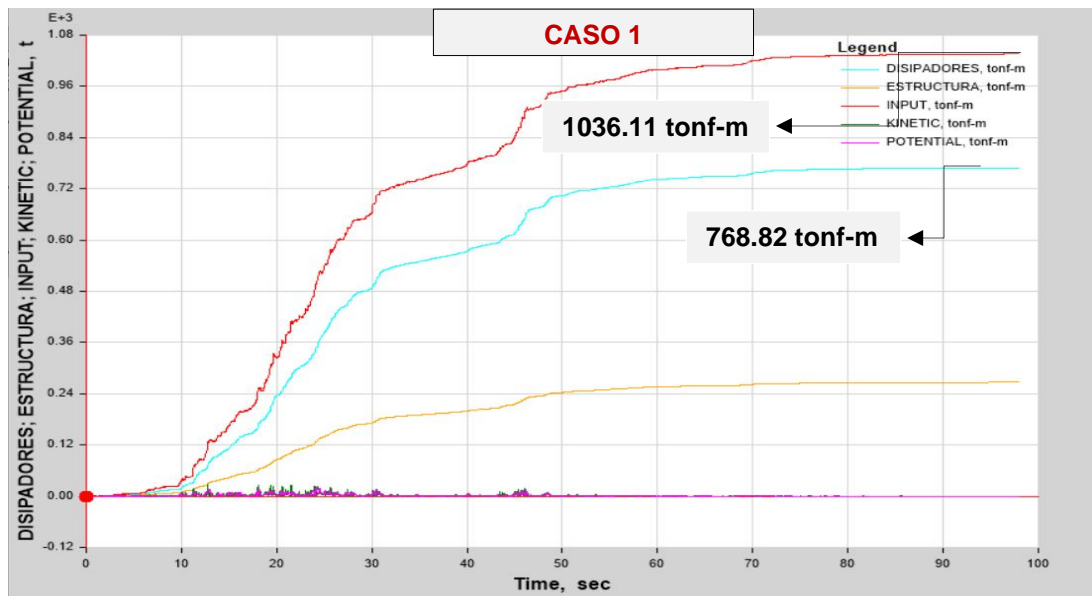


Figura 56: Balance energético del sismo de Lima del año 1974, Caso2.

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la figura 55 y 56 el porcentaje de disipación de energía para el Caso 1 es de 74.42% y para el Caso 2 es 74.20%. Donde, la energía de entrada es de color rojo y la energía disipada por los amortiguadores es de color celeste.

3.6.4. Fuerzas axiales generadas por los disipadores.

Una vez obtenido el comportamiento histerético de todos los disipadores y verificando su tendencia elíptica, se procede a extraer las fuerzas axiales (tracción y compresión) existentes para cada disipador. En las tablas siguientes se muestran las fuerzas axiales de todos los disipadores.

Tabla 32: Fuerzas axiales de los disipadores en el eje 2-2 dirección X.

PISO	DISIPADOR	FUERZA (Tonf)	FUERZA (Kip)	DISIPADOR (Kip)
8	K15	51.30	113.10	165
8	K16	49.23	108.54	110
7	K13	62.28	137.29	165
7	K14	57.66	127.13	165
6	K11	70.87	156.24	165
6	K12	66.44	146.47	165
5	K9	76.22	168.04	220
5	K10	74.10	163.37	165
4	K7	79.87	176.08	220
4	K8	79.71	175.72	220
3	K5	84.32	185.89	220
3	K6	82.17	181.14	220
2	K3	82.11	181.03	220
2	K4	89.31	196.90	220
1	K1	76.04	167.63	220
1	K2	81.29	179.20	220

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33: Fuerzas axiales de los disipadores en el eje 8-8 dirección X.

PISO	DISIPADOR	FUERZA (Tonf)	FUERZA (Kip)	DISIPADOR (Kip)
8	K29	64.25	141.66	165
8	K30	57.22	126.15	165
7	K27	73.71	162.50	165
7	K28	65.77	145.00	165
6	K25	80.69	177.88	220
6	K26	75.71	166.92	220
5	K23	85.03	187.45	220
5	K24	83.67	184.47	220
4	K21	89.39	197.08	220
4	K22	89.43	197.15	220
3	K19	94.86	209.14	220
3	K20	90.24	198.95	220
2	K17	93.45	206.02	220
2	K18	95.17	209.81	220
1	K59	80.67	177.84	220
1	K60	83.92	185.00	220

Fuente: Elaboración propia.

El disipador que ejerce más fuerza axial es el K20, este está ubicado en el eje 8-8 (dirección X) generando una fuerza de 209.81 kip. Por otro lado, el disipador que genera más fuerza axial en el eje Y es el K45 con 172.474 kip como se muestra en las tablas 34 y 35.

Tabla 34: *Fuerzas axiales de los disipadores en el eje A-A dirección Y.*

PISO	DISIPADOR	FUERZA (Tonf)	FUERZA (Kip)	DISIPADOR (Kip)
8	K43	48.02	105.85	110
8	K44	47.22	104.11	110
7	K41	59.13	130.37	165
7	K42	57.45	126.65	165
6	K39	69.07	152.28	165
6	K40	61.49	135.56	165
5	K37	74.07	163.29	165
5	K38	65.30	143.95	165
4	K35	75.63	166.74	220
4	K36	69.77	153.82	165
3	K33	78.00	171.96	220
3	K34	70.32	155.02	165
2	K31	78.36	172.76	220
2	K32	69.90	154.10	165
1	K61	74.72	164.72	165
1	K62	65.60	144.62	165

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35: *Fuerzas axiales de los disipadores en el eje F-F dirección Y.*

PISO	DISIPADOR	FUERZA (Tonf)	FUERZA (Kip)	DISIPADOR (Kip)
8	K57	47.57	104.87	110
8	K58	46.14	101.73	110
7	K55	57.88	127.60	165
7	K56	55.95	123.35	165
6	K53	67.33	148.44	165
6	K54	60.85	134.14	165
5	K51	72.18	159.13	165
5	K52	64.92	143.13	165
4	K49	74.29	163.79	165
4	K50	68.01	149.93	165
3	K47	77.61	171.09	220
3	K48	70.57	155.57	165
2	K45	78.35	172.74	220
2	K46	70.57	155.57	165
1	K63	72.53	159.90	165
1	K64	67.31	148.39	165

Fuente: Elaboración propia.

3.7. DISEÑO DE LOS AMORTIGUADORES Y BRAZO METÁLICO.

3.7.1. Elección de los disipadores de energía.

Tomando en cuenta los niveles de fuerza obtenidos, se procede a determinar los dispositivos a emplear dependiendo de su capacidad de carga. La Tabla 35 muestra los disipadores elegidos (ver tablas 31, 32, 33 y 34) y la cantidad según la carga axial generada por los mismos.

Tabla 36: Elección de los disipadores de fluido viscoso.

Amortiguadores	Cantidad
110 kip	5
165 kip	33
220 kip	26

Fuente: Elaboración propia.

Los disipadores que se emplearán son manufacturados por la corporación TAYLOR DEVICES INC. En la figura 57 se muestra las dimensiones provistas por este fabricante para diferentes niveles de fuerza.

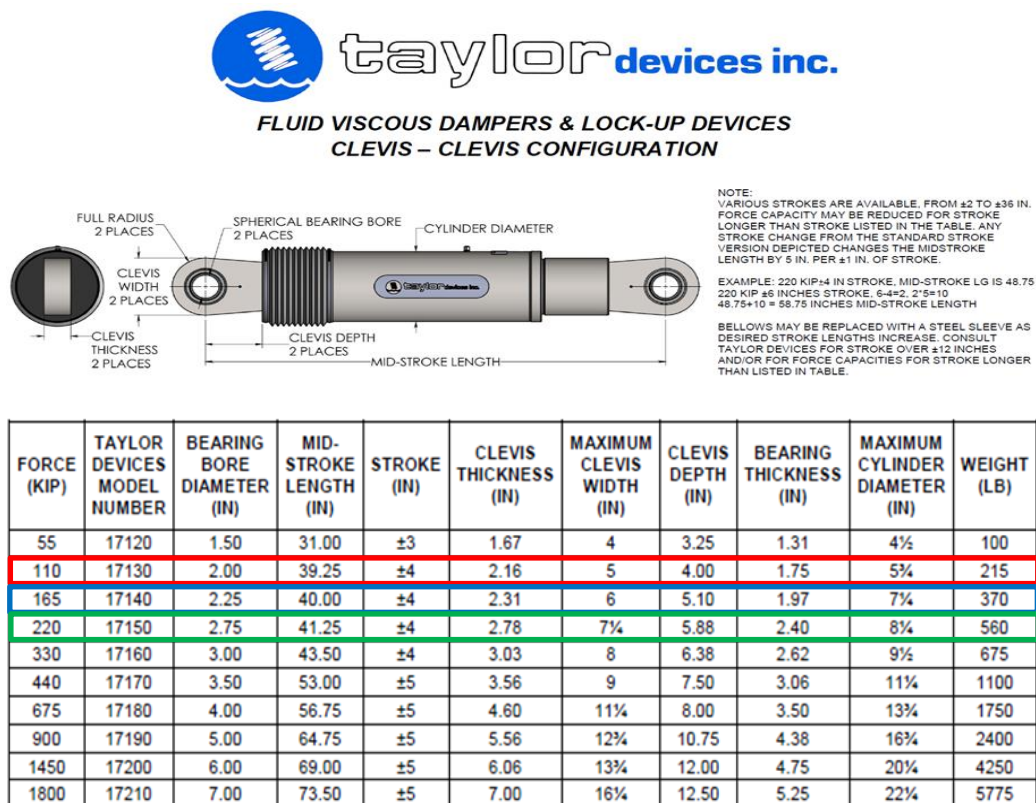


Figura 57: Propiedades de los disipadores de fluido viscoso.

Fuente: Taylor Devices inc.

Para elegir la placa base, el mismo fabricante proporciona una tabla donde se muestra las características geométricas según la carga axial de los disipadores.

FORCE (KIP)	"A" (IN)	"B" (IN)	"C" (IN)	"D" (IN)	PLATE THICKNESS (IN)
55	7.00±.12	5.00±.01	†	0.81±.01	1.50±.03
110	11.12±.12	8.00±.01	†	1.25±.01	1.50±.03
165	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.01	3.00±.06
440	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.50±.01	4.00±.06
675	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900	**	**	**	**	**
1450	**	**	**	**	**
1800	**	**	**	**	**

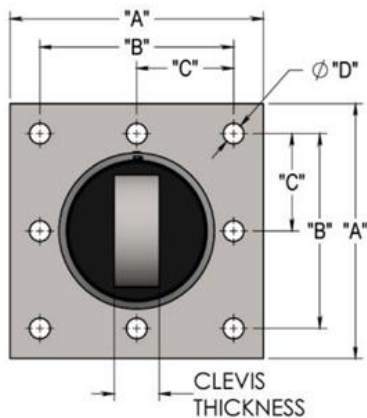


Figura 58: Características geométricas de la placa base.

Fuente: Taylor Devices inc.

El fabricante propone valores estándar para el mercado, el proyectista deberá brindarle únicamente los valores de las fuerzas obtenidas, por otro lado, este cuenta con su propio factor de seguridad de manera que los valores no requerirán de ninguna amplificación. En la Tabla 37 se muestran las propiedades de los disipadores elegidos y en la figura 58 las características de la placa bases. Luego de la elección se procede a diseñar el brazo metálico.

Tabla 37: Propiedades de los Dispositivos de fluido viscoso elegidos.

FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	BEARING BORE DIAMETER (mm)	MID-STROKE LENGHT (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)
110	17130	27.40	996.95	101.6	54.86
165	17140	57.15	1016.00	101.6	58.67
220	17150	69.85	1047.75	101.6	70.61


FORCE (KIP)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	BEARING THICKNESS (mm)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (mm)	WEIGHT (LB)
110	127.00	101.60	44.45	146.05	215
165	152.40	129.54	50.04	184.15	370
220	184.15	149.35	60.96	209.55	560

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2. Diseño del brazo metálico.

Los disipadores de fluido-viscosos se encuentran contenidos dentro de perfiles metálicos, su importancia de diseño radica en la variable “K” a emplear dentro del modelamiento. Se considera la rigidez del brazo metálico como la rigidez del sistema de amortiguamiento por ser mucho mayor a la rigidez de la diagonal del disipador. A continuación, se muestra la tabla con las propiedades del brazo metálico seleccionado (HSS 7.50x0.50).

Tabla 38: Características geométricas del perfil HSS 7.50 x 0.50 seleccionado.



Nominal Size		Weight per Foot	Wall Thickness t	D/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot
Outside Diameter	Wall											
in.	in.	lb.	in.		in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	ft. ²
7.625	x 0.375	29.06	0.349	21.8	7.98	52.9	13.9	2.58	18.5	106	27.8	2.00
	0.328	25.59	0.305	25.0	7.01	47.1	12.3	2.59	16.4	94.1	24.7	2.00
	0.125	10.02	0.116	65.7	2.74	19.3	5.06	2.66	6.54	38.6	10.1	2.00
7.500	x 0.500	37.42	0.465	16.1	10.3	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1	1.96
	0.375	28.56	0.349	21.5	7.84	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8	1.96
	0.312	23.97	0.291	25.8	6.59	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9	1.96
	0.250	19.38	0.233	32.2	5.32	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7	1.96
	0.188	14.70	0.174	43.1	4.00	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3	1.96
7.000	x 0.500	34.74	0.465	15.1	9.55	51.2	14.6	2.32	19.9	102	29.3	1.83
	0.375	26.56	0.349	20.1	7.29	40.4	11.6	2.35	15.5	80.9	23.1	1.83
	0.312	22.31	0.291	24.1	6.13	34.6	9.88	2.37	13.1	69.1	19.8	1.83
	0.250	18.04	0.233	30.0	4.95	28.4	8.11	2.39	10.7	56.8	16.2	1.83
	0.188	13.69	0.174	40.2	3.73	21.7	6.21	2.41	8.11	43.5	12.4	1.83
	0.125	9.19	0.116	60.3	2.51	14.9	4.25	2.43	5.50	29.7	8.49	1.83

Fuente: Steel Tube Institute.

Se está empleando el perfil metálico Round HSS 7.5 x 0.50, el cual tiene las siguientes características para su verificación y posterior diseño.

- Área del perfil metálico: $A = 10.3 \text{ in}^2$
- Radio del perfil metálico: $r = 2.49 \text{ in}$
- Longitud de diseño: $L = 94.61 \text{ in}$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_{ac} = 29000 \text{ ksi}$
- Esfuerzo de fluencia: $F_y = 35 \text{ ksi}$

El brazo metálico será de diseño estándar, por lo tanto, se diseñará para el caso más desfavorable. Se procede a ejecutar un nuevo análisis no lineal tiempo-historia con el 1.5 del sismo severo para obtener el nivel de desempeño propuesto (ocupación

inmediata). Una vez corrido el análisis, se observa que el disipador K19 genera la mayor fuerza axial en la dirección X. ($P_u=271.89$ ksi) y el disipador K33 en la dirección Y ($P_u = 219.12$ ksi).

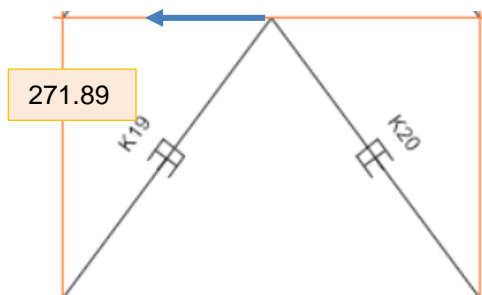


Figura 59: Fuerza axial del disipador K19 con 1.5 veces el sismo severo.
Fuente: Elaboración propia.

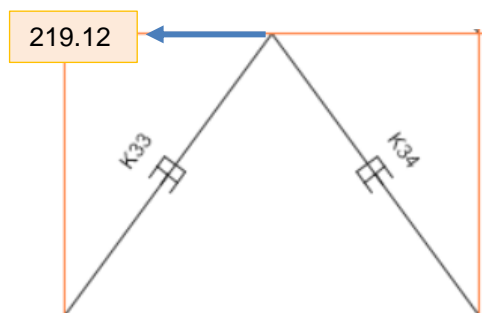


Figura 60: Fuerza axial del disipador K33 con 1.5 veces el sismo severo.
Fuente: Elaboración propia.

Con las características y las cargas últimas, se procedió a verificar que se cumpla con las condiciones de las ecuaciones (Ec. 27, Ec.28). el procedimiento seguido se muestra en las tablas 39 y 40.

Tabla 39: Verificación del brazo metálico en dirección X-X.

Disipador	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	ϕP_n (ksi)	ϕT_n (ksi)
110 Kip	205.03	32.59	302.08	324.45
165 Kip	208.38	32.62	302.42	324.45
220 Kip	214.14	32.69	303.00	324.45

Disipador	P_u (ksi)	T_u (ksi)	$\phi P_n > P_u$	$\phi T_n > T_u$
110 Kip	271.89	271.89	OK	OK
165 Kip	271.89	271.89	OK	OK
220 Kip	271.89	271.89	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40: Verificación del brazo metálico en dirección Y-Y.

Disipador	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	Ø Pn (ksi)	Ø Tn (ksi)
110 Kip	205.03	32.59	302.08	324.45
165 Kip	208.38	32.62	302.42	324.45
220 Kip	214.14	32.69	303.00	324.45

Disipador	Pu (ksi)	Tu (ksi)	Ø Pn > Pu	Ø Tn > Tu
110 Kip	219.12	219.12	OK	OK
165 Kip	219.12	219.12	OK	OK
220 Kip	219.12	219.12	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia la carga axial resistente del brazo metálico es mayor que la carga generada por el disipador en ambas direcciones de análisis, por lo que cumple satisfactoriamente el diseño. Adicionalmente se requerirá el diseño de planchas y/o anclajes destinados a las uniones del sistema. Con los numerosos proyectos que incluyen el uso de estos dispositivos comprobamos su factibilidad con respecto a la disipación de energía sísmica.

3.8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para realizar el diseño de los elementos estructurales se siguió los lineamientos presentados en esta investigación, donde se indican los estados de carga y las combinaciones que se deben emplear para realizar el diseño estructural de vigas, columnas y otros elementos que componen la edificación.

Del análisis lineal historia de respuesta verificamos que los sismos más severos fueron el de Lima 1996 caso 2 para X y el de Chimbote 1970 caso 2 para Y, ya que estos generaron mayores derivas y causaron más daño estructural. Por lo antes mencionado, se usarán estos sismos en las combinaciones y con ello realizar el diseño de vigas y columnas. Para el diseño de los elementos estructurales se consideró un $R=3$ ya que se pretende llegar a ocupación inmediata.

3.8.1. Diseño de vigas por flexión.

Como las vigas absorben cargas provenientes de sismos, estas serán diseñadas principalmente para que soporten esfuerzos a flexión y cortante; estos obtenidos de las combinaciones de carga y la envolvente. Las combinaciones utilizadas para el diseño se muestran a continuación.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV \mp SISMO)$$

$$0.9CM \mp 1.25 SISMO$$

Para el diseño de las vigas se considerarán 3 bloques de diseño, esto con el motivo de aminorar costos. El primer bloque lo conformará el piso 1 hasta el 3, el segundo bloque del piso 4 hasta el 6 y el tercer bloque del piso 7 hasta el piso 8 tal como se muestra en la Figura 61.

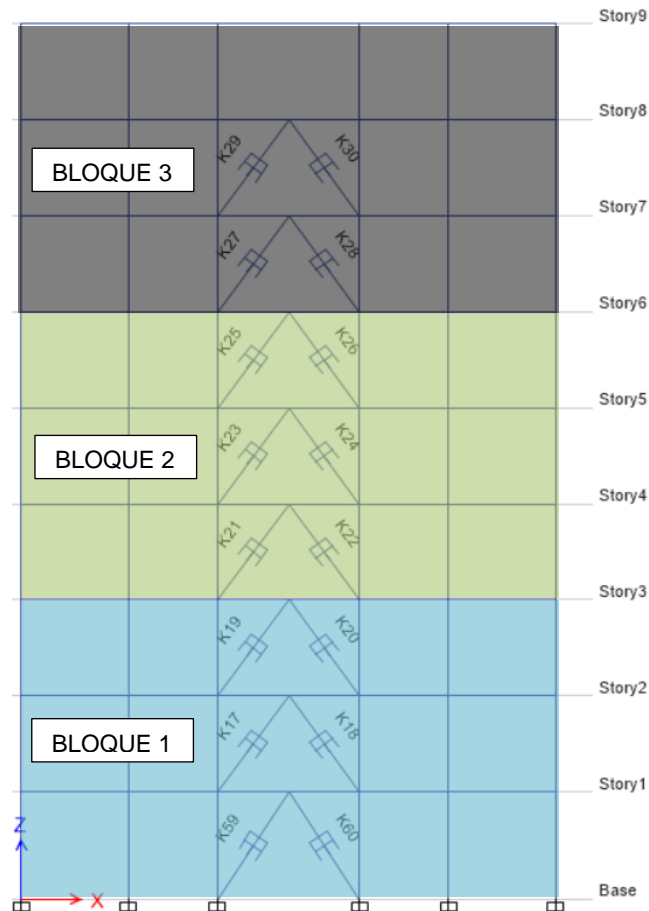


Figura 61: Bloques de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez ingresado las combinaciones y corrido el programa se obtiene los diagramas de momentos flectores generados por la envolvente. En la Figura 62 se muestra los momentos generados en la componente 3-3 para las vigas en el tramo A-A del edificio aporticado.

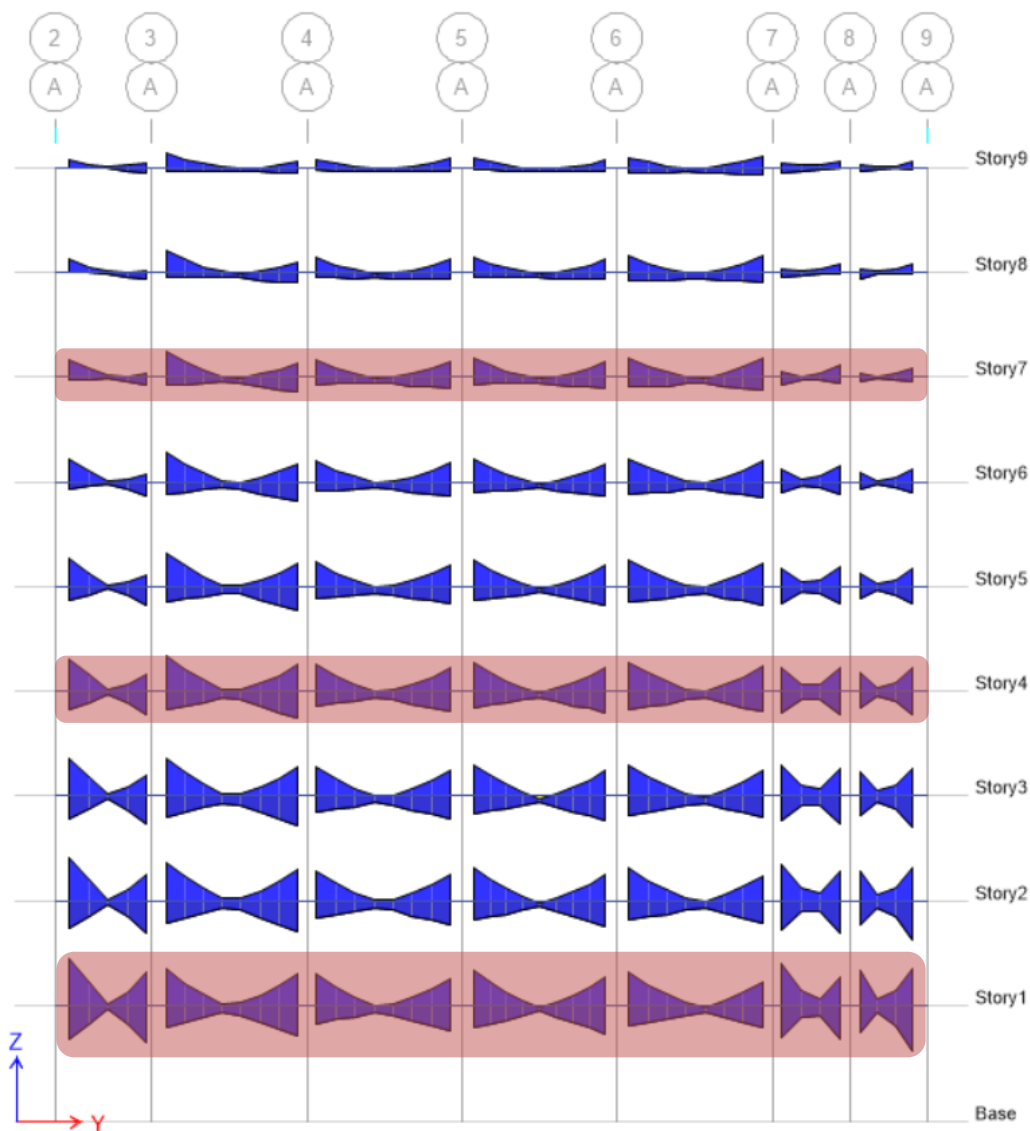


Figura 62: Momentos flectores generados en la componente 3-3.

Fuente: Elaboración propia.

Los pisos que generan mayores momentos para las vigas principales, se encuentran resaltados de color rojo y están ubicados en el tramo A-A. Para diseñar las vigas del bloque 1, se usarán los momentos del primer piso, para las vigas del bloque 2 se usarán los momentos del cuarto piso y para las vigas del bloque 3, se usarán los momentos del piso 7 tal como se muestra en la figura 58.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la viga principal del bloque 1 del eje 9 al 8. En la Tabla 41 se muestran las propiedades y los datos geométricos de la sección y para el diseño se empleará las ecuaciones mencionadas anteriormente.

Tabla 41: *Propiedades y datos geométricos de la viga.*

PROPIEDADES INICIALES DE LA VIGA		
Ancho de la sección	250	mm
Altura de la sección	500	mm
Esfuerzo a la compresión (f'c)	21	Mpa
Esfuerzo de fluencia del acero (f'y)	420	Mpa
Recubrimiento	40	mm
Coefficiente β1	0.85	
Factor de reducción de capacidad (φ)	0.9	
Estribo empleado	3/8"	in
Separación vertical de las barras	40	mm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42: *Momentos últimos generados en el tramo 9-8.*

Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA
116.47 kN.m	39.84 kN.m	70.85 kN.m
Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
98.67 kN.m	30.99 kN.m	92.44 kN.m

Fuente: Elaboración propia.

Los momentos últimos generados en el eje (9 - 8) se muestran en la tabla 42 y para el diseño de ejemplo se utilizará el momento último de la izquierda (Mu = 116.47 Kn.m).

Primero se calcula un acero aproximado tal y como se muestra a continuación.

$$As(+)\text{ aprox} = \frac{\phi * Mn}{\phi * f'y * 0.85 * h} = \frac{116.47 * 10^6}{0.9 * 420 * 0.85 * 500} = 725 \text{ mm}^2$$

Que es igual decir: 2 Ø 1", este acero entra en una sola capa, es decir que entra en los 250 mm de ancho de viga. Luego de ello se procede a calcular las cuantías mínimas y máximas, así como el acero mínimo y máximo.

La cuantía mínima se calcula con el máximo valor de las dos expresiones siguientes:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f'_y} ; \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f'_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.00333$$

La cuantía máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_{\max} = \frac{0.75 * 0.85 * \beta_1 * f'_c}{f'_y} * \left(\frac{600}{600 + f'_y} \right)$$

$$\rho_{\max} = \frac{0.75 * 0.85 * 0.85 * 21}{420} * \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.01594$$

Una vez calculadas las cuantías mínimas y máximas se procede a calcular el acero mínimo y máximo.

$$A_{S\min} = \rho_{\min} * b * d = 0.00333 * 250 * 437.8 = 365 \text{ mm}^2$$

$$A_{S\max} = \rho_{\max} * b * d = 0.01594 * 250 * 437.8 = 1744 \text{ mm}^2$$

Luego de calcular los valores antes mencionados, se calcula la profundidad del bloque de esfuerzos con la expresión siguiente.

$$a = \frac{A_s * f'_y}{\beta_1 * f'_c * b}$$

$$a_{\min} = 34.3 \text{ mm} ; a_{\max} = 164.2 \text{ mm}$$

Una vez culminado con los cálculos se determina si la sección de viga necesita un refuerzo de acero simple o doble, para ello se calcula los momentos resistentes que soportan el acero mínimo y máximo conjuntamente con la sección de concreto.

$$\phi M_n = \phi * A_s * f'_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_{n\min} = 58.0 \text{ KN.m} ; \phi M_{n\max} = 234.5 \text{ KN.m}$$

Como se observa el momento solicitante ($M_u = 116.47 \text{ Kn.m}$) es mayor que el momento resistente mínimo, pero a su vez es menor que el momento resistente máximo; por lo que concluimos que la sección de viga requiere un diseño simplemente reforzado. Concluido lo anterior se diseña el acero de refuerzo, para ello se emplea la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b}{f'y} * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{4 * M_u}{1.7 * \phi * f'c * b}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 * 21 * 250}{420} * \left(437.8 - \sqrt{437.8^2 - \frac{4 * 116.47 * 10^6}{1.7 * 0.9 * 21 * 250}} \right)$$

$$A_s = 767 \text{ mm}^2$$

Como el acero calculado es mayor que el acero mínimo y a su vez menor que el máximo se procede a calcular el número de varillas, para ello se propone varillas de 5/8'' de diámetro. El número de varillas se calcula a continuación.

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_s}{\text{Area de barra}} = \frac{767.0}{197.9} = 3.88 \cong 4 \text{ varillas}$$

Por lo tanto, se debe utilizar 4 ϕ 5/8'' para resistir un momento último de 116.47 KN.m. Para comprobar si el diseño es correcto se deberá verificar que la cuantía mínima sea menor que la cuantía de diseño, y a su vez que la cuantía de diseño sea menor que la cuantía máxima, esto se cumple como se muestra a continuación.

$$\rho_{\min} = 0.00333$$

$$\rho_{\text{dis}} = 0.00458$$

$$\rho_{\max} = 0.01594$$

El diseño se realizará de igual manera para todas las secciones con los momentos últimos solicitantes. En la Tabla 43 se muestra el resumen del diseño de acero para la viga en el tramo 8-9 en la dirección Y.

Tabla 43: Diseño del acero para la sección de viga en el tramo 9-8 en la dirección Y.

TRAMO 9 - 8						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	116.75 kN.m	39.85 kN.m	70.85 kN.m	98.67 kN.m	31.25 kN.m	92.44 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	727.0 mm ²	248.0 mm ²	441.0 mm ²	614.0 mm ²	195.0 mm ²	575.0 mm ²
# Varillas	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
Ø Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
Ø Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	769.1 mm ²	364.8 mm ²	449.9 mm ²	640.3 mm ²	364.8 mm ²	596.9 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	4	2	3	4	2	4
As real =	791.6 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	791.6 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Fuente: Elaboración propia.

3.8.2. Diseño de vigas por corte.

Para el diseño por corte se utilizarán las mismas combinaciones que se hizo para el diseño por flexión, y la envolvente se construirá a partir de estas combinaciones. La Figura 63 muestra los valores máximos de la fuerza cortante para el pórtico más desfavorable (tramo (3-2) dirección Y), alcanzando una cortante máxima de 170.32 KN.

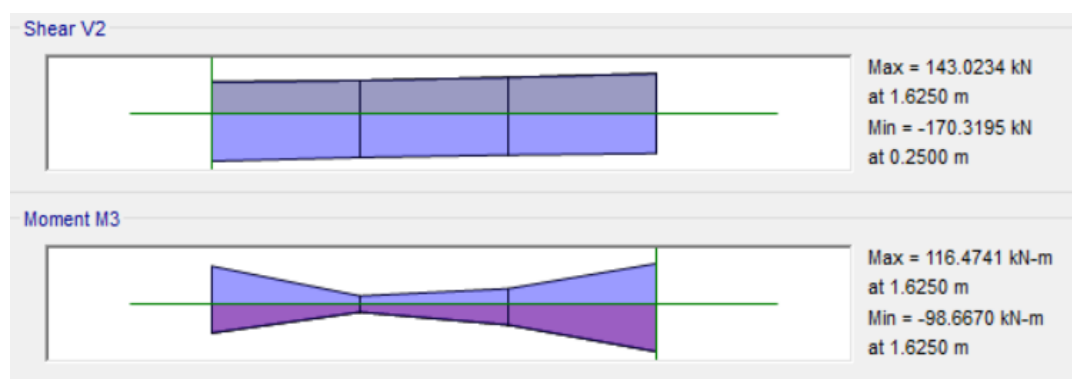


Figura 63: Cortante máxima generado en el tramo 9-8 dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

Como el tramo (3-2) es el pórtico más desfavorable, los valores obtenidos se uniformizarán para los demás pórticos transversales, es decir para los pórticos comprendidos por los 3 bloques de diseño (dirección X e Y). La tabla 44 muestra las propiedades de la viga para realizar el diseño por cortante.

Tabla 44: *Propiedades del pórtico en el tramo (3 – 2).*

PROPIEDADES	
Vud =	170.32 kN
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	438 mm

Fuente: *Elaboración propia.*

Para realizar el diseño por cortante, primero se comprueba el límite superior para la resistencia a la compresión del concreto, para ello se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$\sqrt{f'c} < 8 \text{ Mpa} = 4.58 \text{ Mpa} < 8 \text{ Mpa}$$

Como se aprecia la condición anterior cumple, ya que la resistencia a la compresión del concreto es menor al límite superior. Una vez verificado este parámetro, se procede a calcular la resistencia al corte del concreto, para ello se emplea la (Ec. 45) de esta investigación.

$$V_C = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.17 * \sqrt{21} * 250 * 438$$

$$V_C = 85.27 \text{ KN}$$

Luego se calcula la resistencia al corte del acero:

$$V_s = \frac{170.32}{0.85} - 85.27 = 115.11 \text{ KN}$$

$$V_{s \text{ max}} = 331.03 \text{ KN}$$

Luego se calcula la separación de estribos:

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 420 * 438}{115.11}$$

$$S = 228 \text{ mm} \approx 220 \text{ mm}$$

Las disposiciones y zonas de confinamiento de los estribos lo podemos encontrar en la figura 21.4.4 de la norma E.060 de concreto armado.

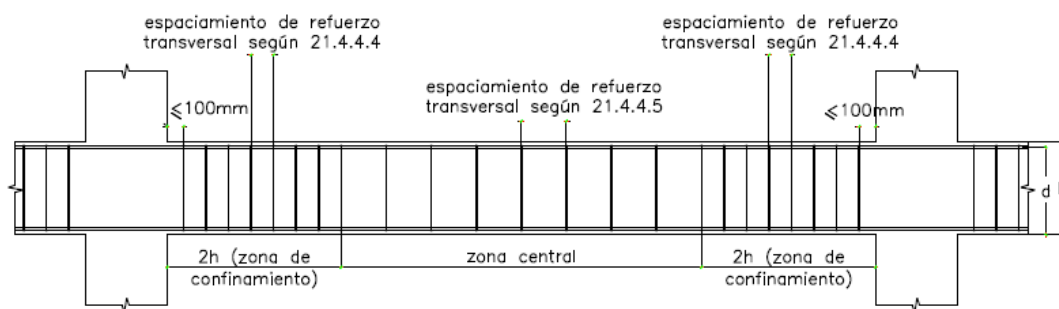
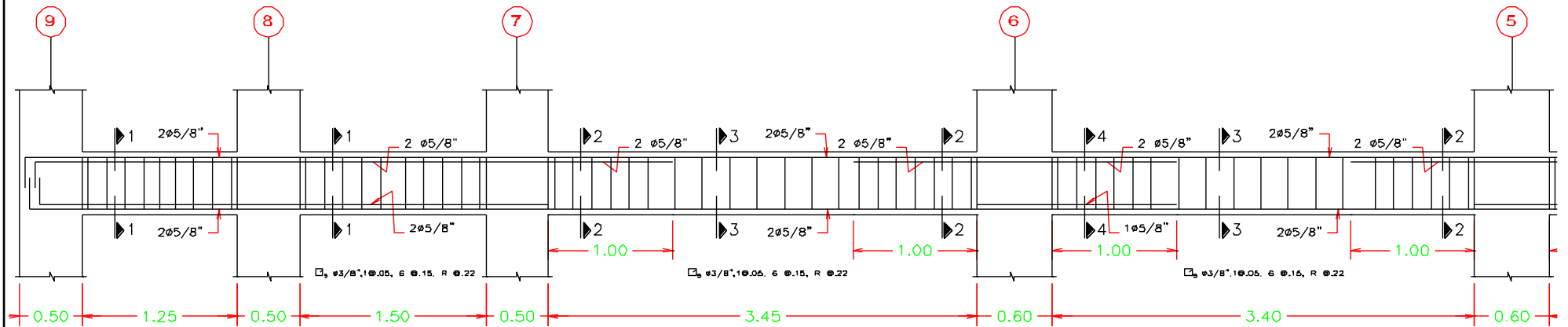


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Resolviendo las ecuaciones 21.4.4.5 nos da una separación máxima de 220 mm. esto para la zona central, para zona de confinamiento dado por la ecuación 21.4.4.4 nos da como resultado 150 mm de separación. Por lo tanto, la disposición de estribos para todas las vigas es la siguiente: **1@0.05, 6@0.15, R@0.22**

La distribución del acero para la viga del bloque 1 se muestra a continuación:

VIGA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL BLOQUE 1; TRAMO DEL 9 AL 5.



VIGA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL BLOQUE 1; TRAMO DEL 5 AL 2.

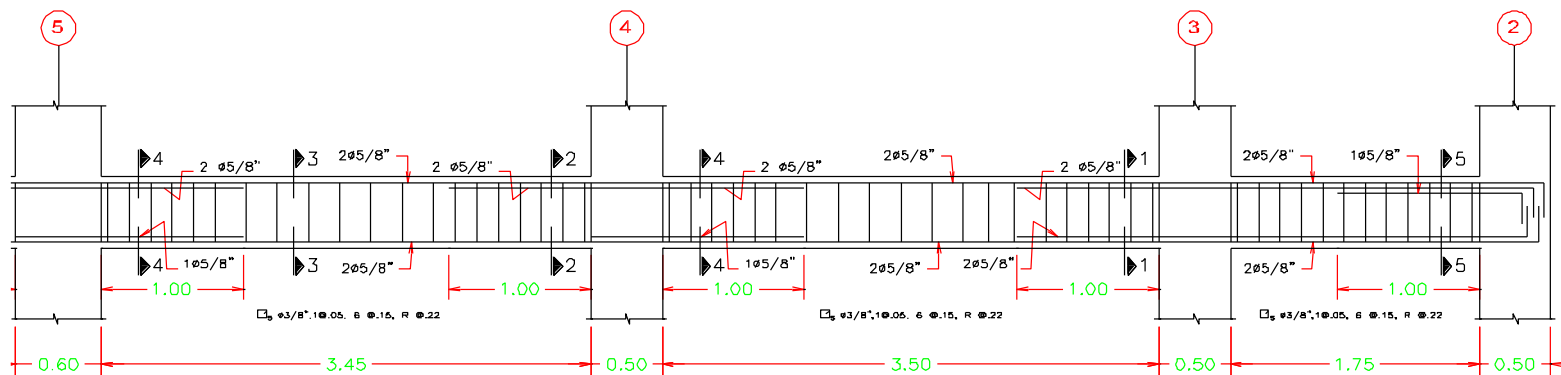


Figura 64: Detalle del acero de refuerzo para la viga principal del BLOQUE 1.

Fuente: Elaboración propia.

3.8.3. Diseño de columnas.

Para el diseño de columnas a flexo-compresión se consideró 3 tipos tal como se muestra en la Figura 65. Para el diseño se buscó la columna más crítica para cada tipología (C-1, C-2 y C-3) para después uniformizar el diseño en los tres bloques, para el caso de columnas que incorporan disipadores se eligió de igual manera la sección más crítica para una dirección, es decir que para la dirección “Y” se uniformizó solo las columnas que incluían disipadores en esa dirección y se hizo lo mismo para la dirección X. Luego de realizar el diseño del acero de refuerzo tenemos 3 tipos de secciones en el cual la sección C-1 será utilizado para las columnas que no presentan disipadores el cual tiene una configuración de $18\emptyset 3/4''$ (51.30 cm^2) equivalente a 3.88% de cuantía de acero, la columna con sección C-2 incorpora disipadores y esta tiene una configuración $16\emptyset 3/4''$ (45.60 cm^2) equivalente a 3.45% de cuantía de acero y por último la sección C-3 también incorpora y tiene una configuración $22\emptyset 3/4''$ (62.71 cm^2) equivalente a 4.74% de cuantía de acero. Todos estos valores superan a la cuantía mínima propuesta por la norma (1.00%).

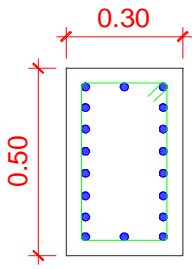
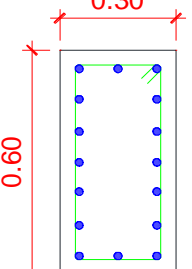
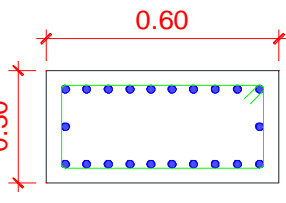
CUADRO DE COLUMNAS			
SECCIÓN	C - 1	C - 2	C - 3
TIPO			
REFUERZO	$18 \emptyset 3/4''$	$16 \emptyset 3/4''$	$22 \emptyset 3/4''$

Figura 65: Detalle de acero de refuerzo para las secciones de columnas.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 66 presenta el diagrama de interacción tridimensional para la columna C-3, mientras que las Figuras 67 y 68 muestran el diagrama tridimensional para las

columnas C-2 y C-1. Estos diagramas representan a las columnas con las condiciones de carga más críticas y también los pares de las coordenadas de la carga axial y del momento flector producto de las combinaciones de carga, se encuentran dentro de los límites permisibles.

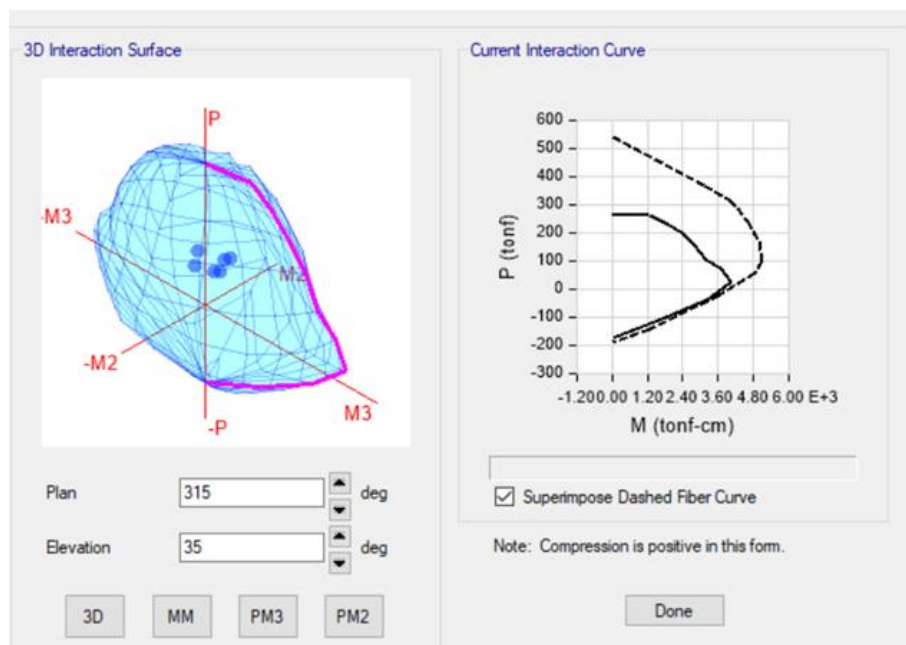


Figura 66: Diagrama de interacción de la columna C-3 más crítica.

Fuente: Elaboración propia.

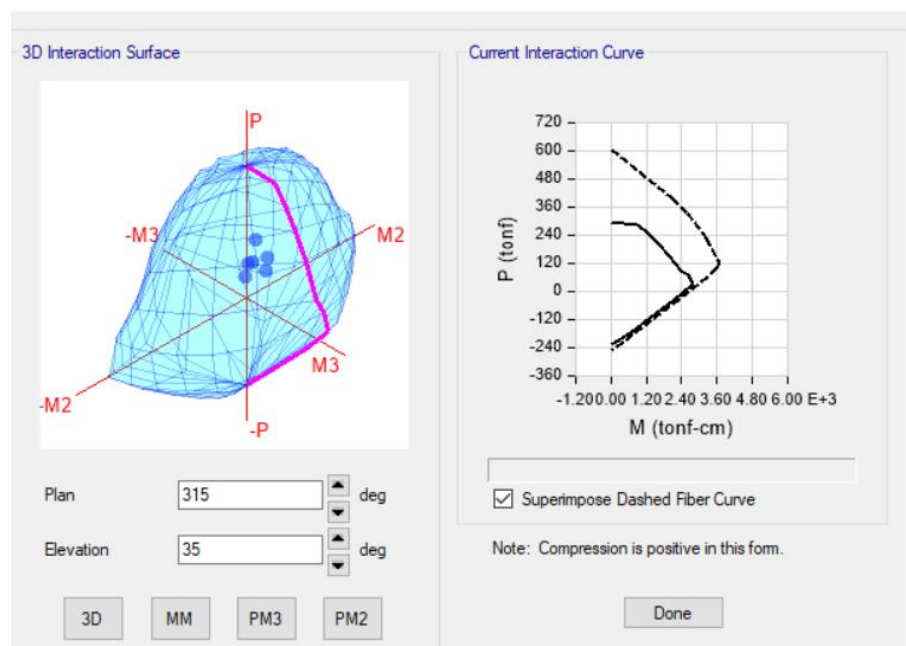


Figura 67: Diagrama de interacción de la columna C-2 más crítica.

Fuente: Elaboración propia.

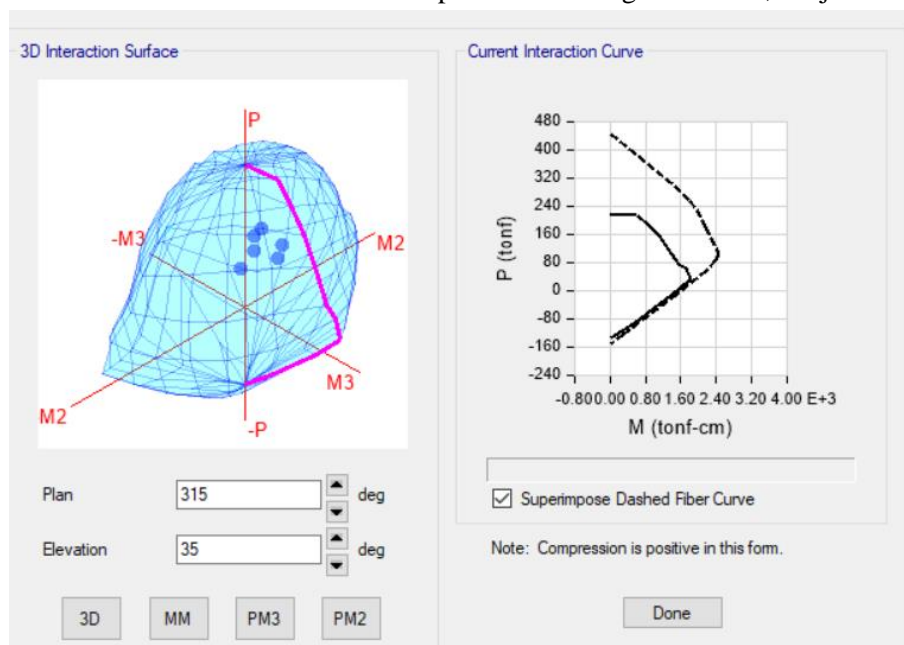


Figura 68: Diagrama de interacción de la columna C-1 más crítica.

Fuente: Elaboración propia.

Por último, se muestra los ratios de demanda del trabajo de las columnas con respecto a su capacidad total. Los valores muestran que las cargas actuantes en las columnas están por debajo de su capacidad máxima, es decir trabajan menos del 100% de su capacidad total (ver Figura 69), esto favorece adecuadamente al desempeño estructural del edificio.

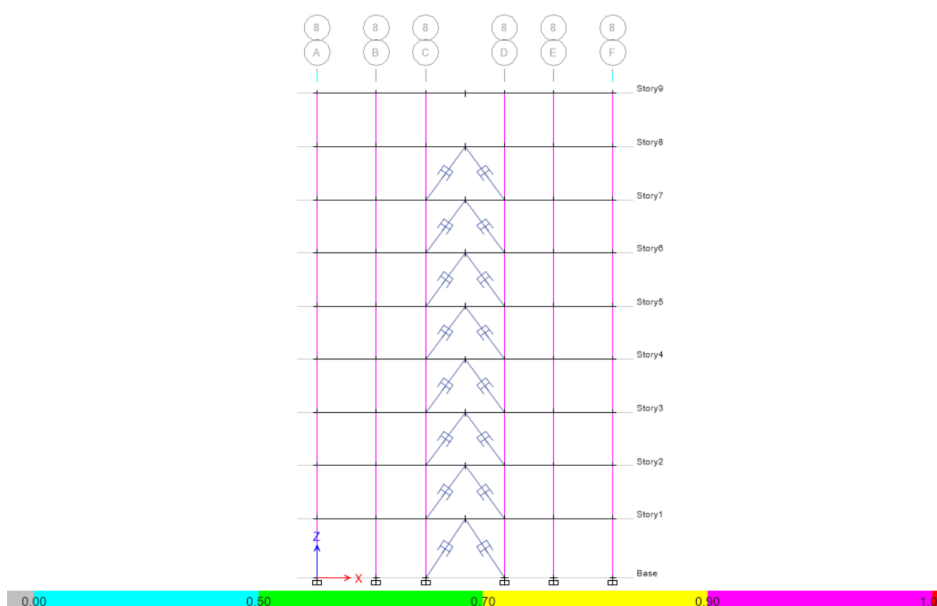


Figura 69: Diagrama de interacción de la columna C-2 más crítica.

Fuente: Elaboración propia.

3.9. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).

3.9.1. Modelado del comportamiento del concreto.

El modelo de Mander describe el comportamiento mecánico del concreto tal como se muestra en la figura 70, en donde se representa el diagrama de esfuerzo deformación para el concreto sin confinar. En la gráfica se observa que la deformación máxima que alcanza el concreto sin confinar es de 0.006 m/m y la deformación máxima para una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² es de 0.0022 m/m.

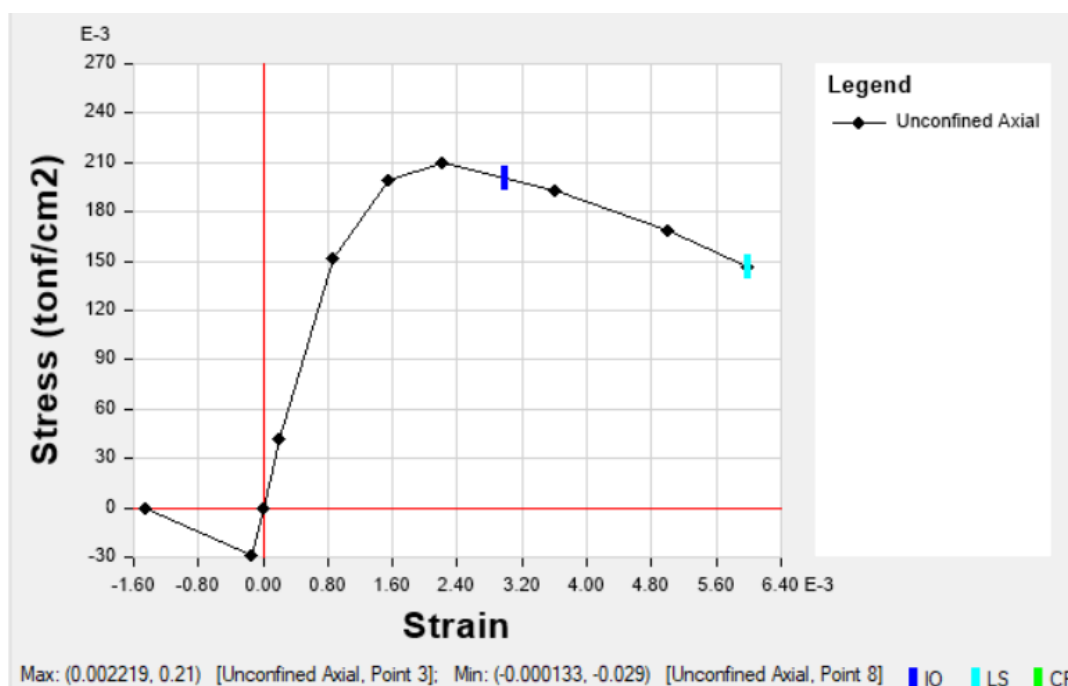


Figura 70: Modelo matemático de esfuerzo deformación para el concreto sin confinar.
Fuente: ETABS 2016.

3.9.2. Diagrama de momento curvatura.

Para obtener los diagramas de momento curvatura se empleó la herramienta del programa ETABS – Section Designer. Los diagramas de momento curvatura que se presentan a continuación corresponden a las secciones más críticas de columnas y vigas. Las figuras 72 y 73 contienen los diagramas de las columnas más críticas ya que estas interactúan con los disipadores y la figura 71 muestra el diagrama momento curvatura se la sección de viga más crítica.

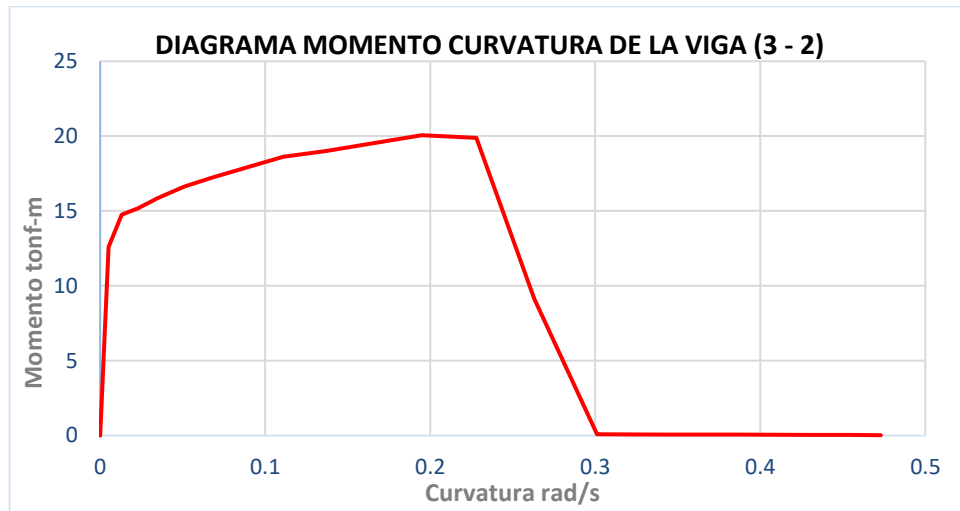


Figura 71: Diagrama de momento curvatura para la sección de viga, tramo (3-2).
Fuente: ETABS 2016.

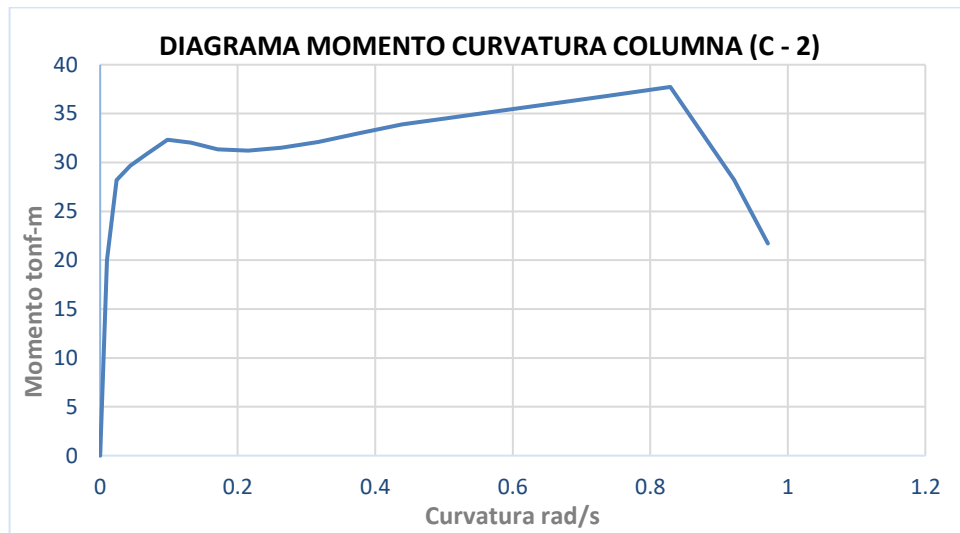


Figura 72: Diagrama de momento curvatura para la sección de columna C-2.
Fuente: ETABS 2016.

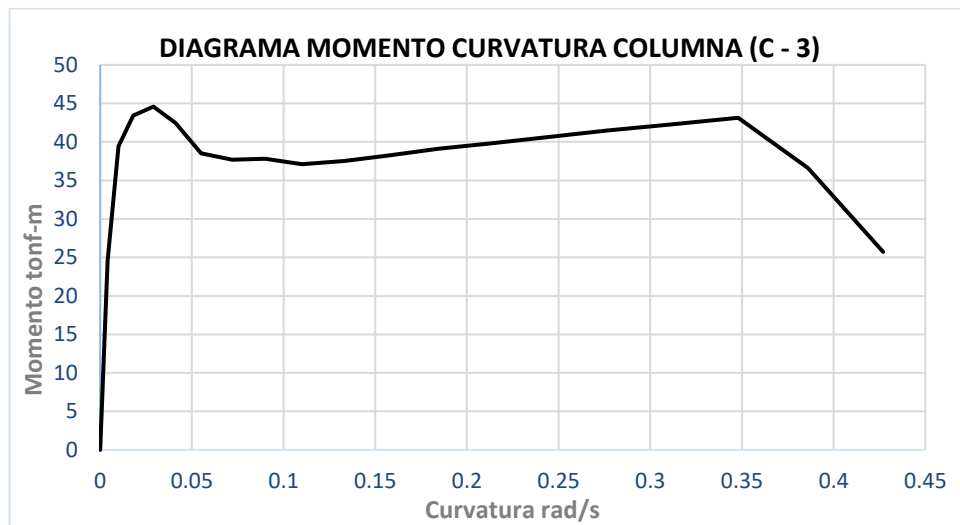


Figura 73: Diagrama de momento curvatura para la sección de columna C-3.
Fuente: ETABS 2016.

3.9.3. Carga triangular.

Para el análisis de la estructura con disipadores de energía viscosos se aplicó una distribución de carga lateral triangular siguiendo los parámetros. Para determinar la carga lateral se siguió los parámetros de la norma E.030, específicamente en los artículos 28.2 y 28.3. La distribución de dichas cargas se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 45: Patrón de cargas laterales empleados para el análisis estático no lineal DIR-X.

PISO	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi x Hi ^k	%	Fi-X (Ton)
9	217.9	24.6	9224.7	0.17	229.27
8	277.8	21.9	10264.3	0.19	255.11
7	277.8	19.2	8800.3	0.17	218.72
6	277.8	16.5	7371.0	0.14	183.20
5	277.8	13.8	5980.9	0.11	148.65
4	277.8	11.1	4636.4	0.09	115.23
3	277.8	8.4	3346.7	0.06	83.18
2	277.8	5.7	2126.5	0.04	52.85
1	283.3	3.0	1023.8	0.02	25.44

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46: Patrón de cargas laterales empleados para el análisis estático no lineal DIR-Y.

PISO	Pi (Ton)	Hi (m)	Pi x Hi ^k	%	Fi-Y (Ton)
9	217.9	24.6	8012.2	0.17	251.36
8	277.8	21.9	8960.8	0.19	281.13
7	277.8	19.2	7727.4	0.17	242.43
6	277.8	16.5	6515.6	0.14	204.41
5	277.8	13.8	5328.6	0.11	167.17
4	277.8	11.1	4170.5	0.09	130.84
3	277.8	8.4	3047.6	0.07	95.61
2	277.8	5.7	1969.8	0.04	61.80
1	283.3	3.0	975.5	0.02	30.60

Fuente: Elaboración propia.

3.9.4. Casos de cargas no lineales.

Luego se definieron los casos de carga que se emplearon para el análisis, entre ellos está la carga gravitacional no lineal; el cual es el producto de las cargas gravitacionales muertas y vivas castigadas por ciertos factores como se muestra en la siguiente figura:

Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Peso propio	1.1
Load Pattern	CM	1.1
Load Pattern	CV	0.25
Load Pattern	CVT	0.25

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK
Cancel

Figura 74: Cargas gravitacionales no lineales empleados para el análisis pushover.
Fuente: ETABS 2016.

Otro de los casos de cargas empleados se denominó “Pushover”, el cual se aplicó en las direcciones X e Y de la estructura. Este estado fue aplicado de forma lateral a la estructura y empieza a actuar luego del estado de carga mostrado en la figura anterior y es controlada mediante un límite de desplazamiento el cual se calcula como el 4% de la altura total del edificio según el ATC – 40.

Posteriormente se incrementará eventualmente el desplazamiento para ver el límite máximo de la estructura en el que puede deformarse y con ello su capacidad máxima para incursionar en el rango inelástico.

Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHX	1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK
Cancel

Figura 75: Caso de carga no lineal para la aplicación de cargas laterales a la estructura.
Fuente: ETABS 2016.

3.9.5. Asignación de rótulas plásticas.

Finalmente se asignaron la rotulas plásticas siguiendo los lineamientos expuestos. La Figura 76 muestra los parámetros seguidos para la asignación de las rótulas plásticas en las vigas, se asumió que la degradación de rigidez se da producto de la flexión de su eje longitudinal. Por otro lado, la Figura 77 muestra los parámetros empleados para la asignación de la rotulas plásticas en las columnas, en dicho caso se asumió que las fuerzas que causan una degradación de la rigidez son las cargas axiales y la flexión en ambos ejes transversales de la sección.

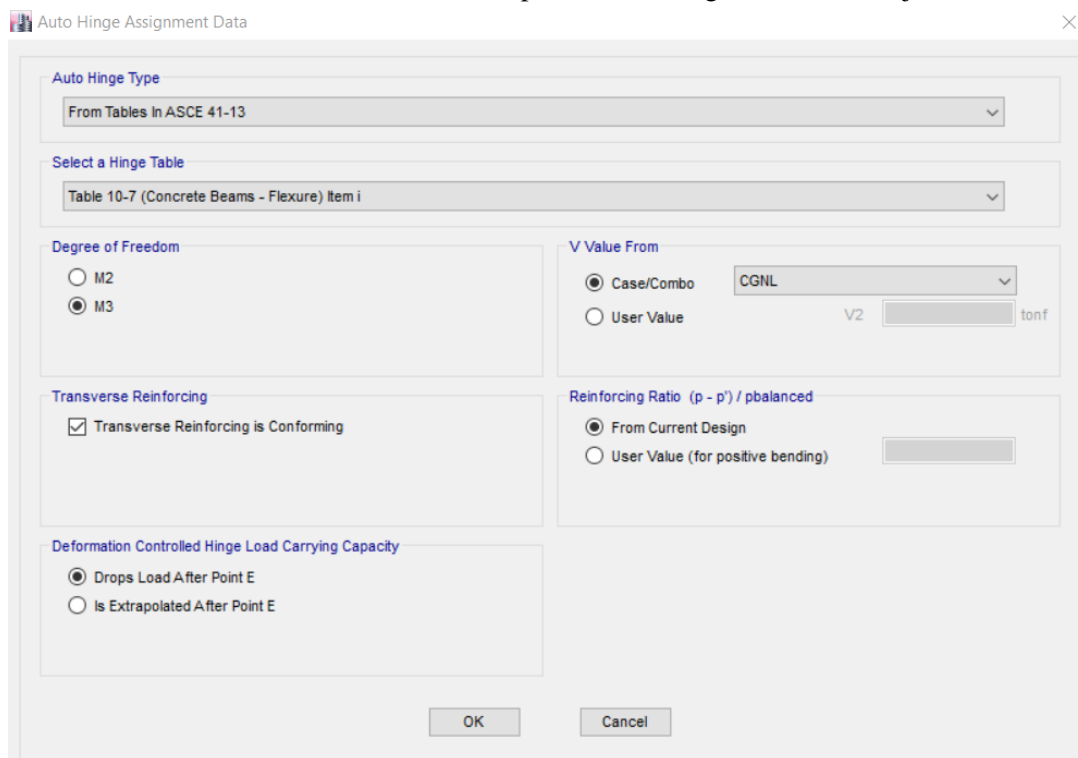


Figura 76: Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en las vigas.

Fuente: ETABS 2016.

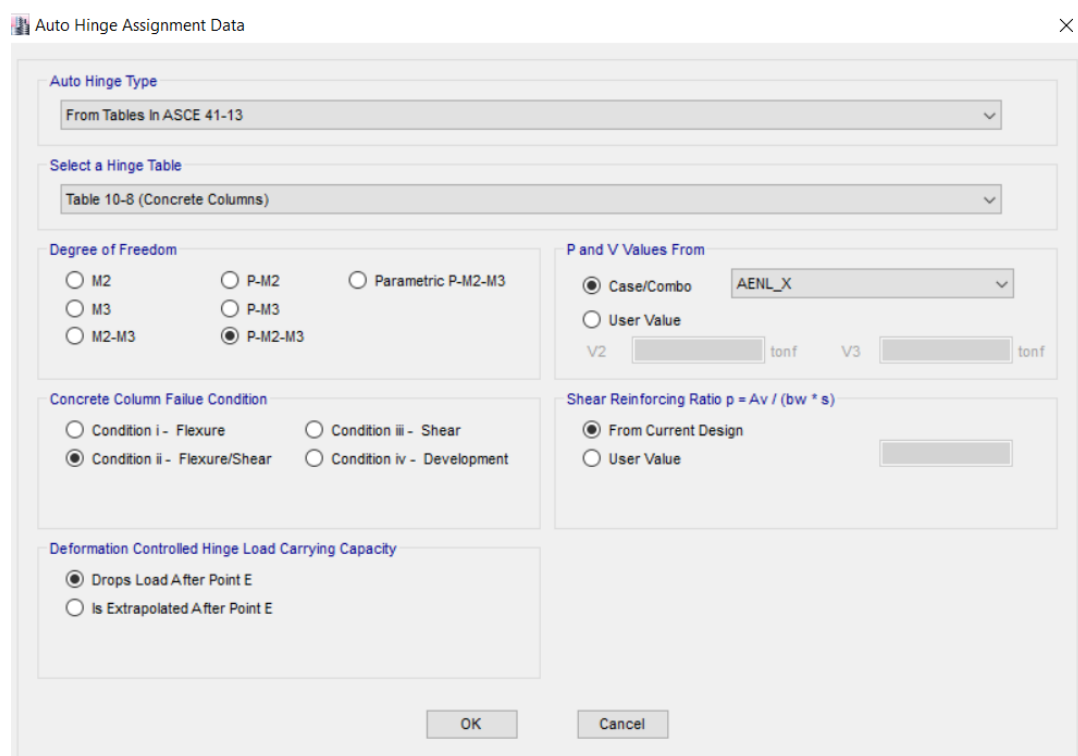


Figura 77: Parámetros para la asignación de rótulas plásticas en las columnas.

Fuente: ETABS 2016.

La distancia de las rótulas plásticas se ubica a 0.1 y 0.9 del peralte total, esto para vigas y columnas. La Figura 78 muestra la asignación de las rótulas plásticas para el pórtico del primer nivel en el tramo 5-6.

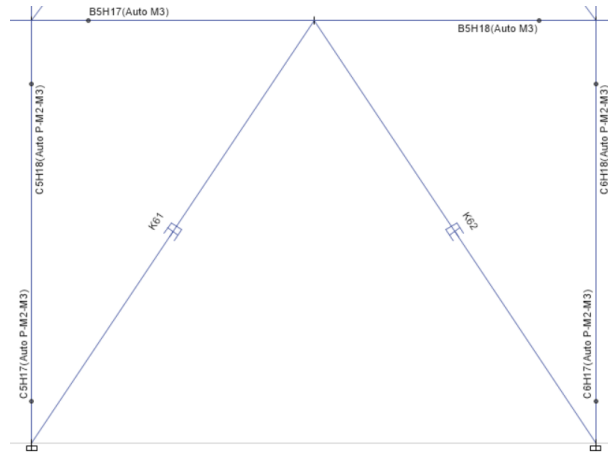


Figura 78: Asignación de rotulas plásticas en tramo 5-6.

Fuente: ETABS 2016.

3.9.6. Resultados del análisis estático no lineal

3.9.6.1. Formación de rótulas plásticas en elementos estructurales.

Para el edificio con disipadores se observa que no se forman rótulas plásticas en las columnas es decir que estas están trabajando en el rango elástico, por lo tanto, se concluye que las columnas no fallarán según el acero propuesto. Las rótulas plásticas obtenidas del análisis estático no lineal se muestran a continuación.

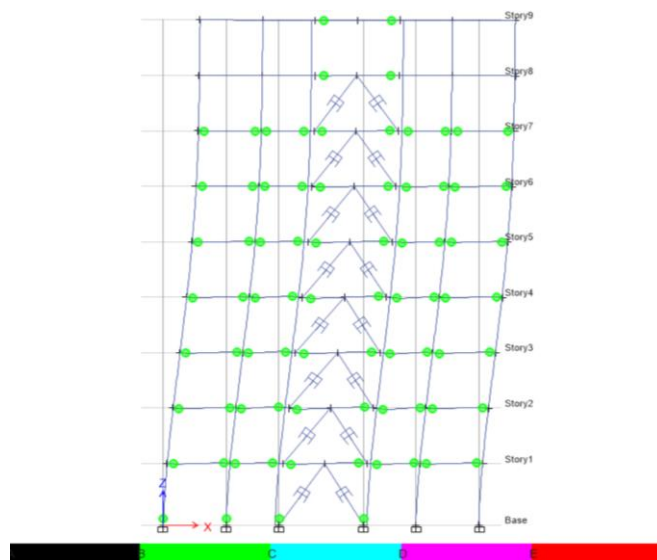


Figura 79: Formación de rótulas plásticas en la dirección X-X.

Fuente: Elaboración propia.

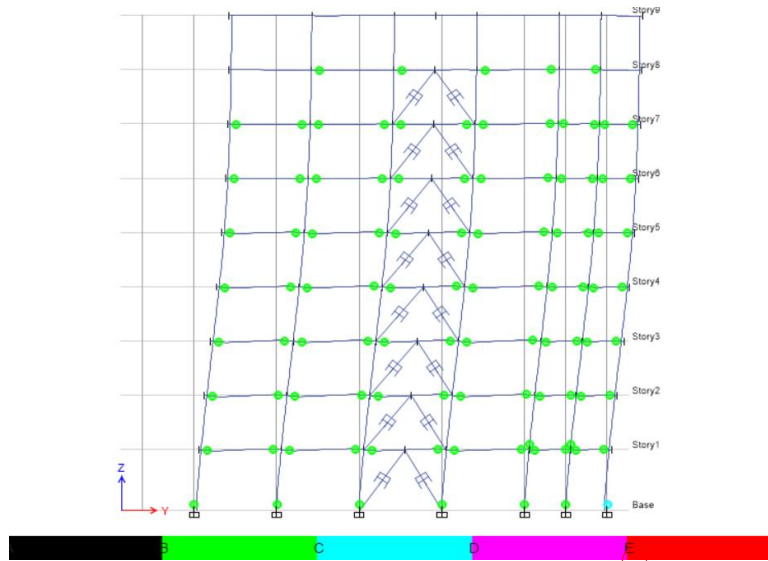


Figura 80: Formación de rótulas plásticas en la dirección Y-Y.
Fuente: Elaboración propia.

3.9.6.2. Curva de capacidad.

Una vez realizado el análisis estático no lineal, se obtiene la curva de capacidad de la estructura con los disipadores viscosos en las dos direcciones de análisis (ver Figura 81). Para monitorear el desplazamiento se utilizó el punto 48 ubicado en la azotea de la estructura con un desplazamiento máximo de 98.4 cm; esto siguiendo las recomendaciones del ATC - 40. La curva de capacidad de la estructura se muestra a continuación.

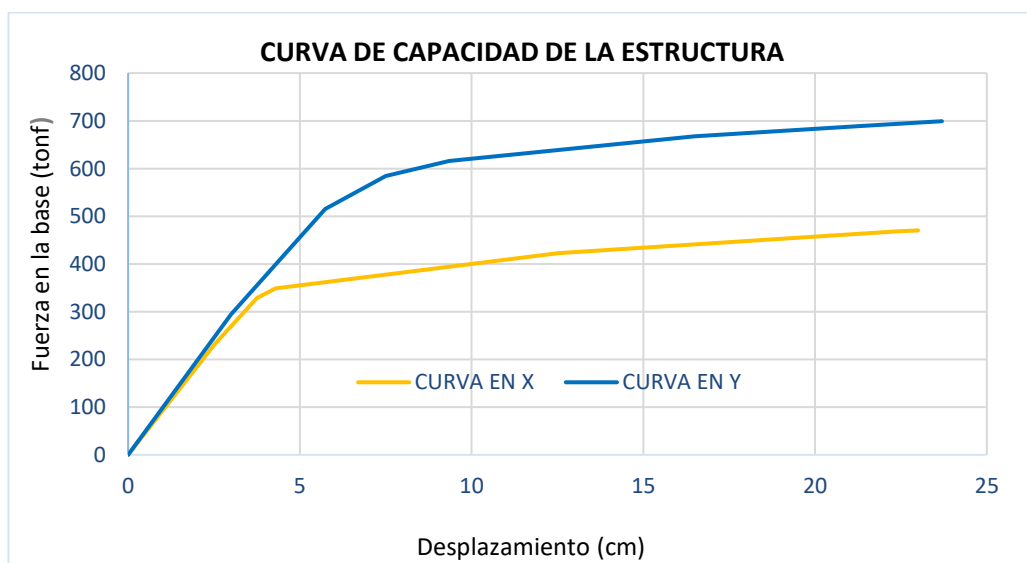


Figura 81: Curva de capacidad de la estructura en las dos direcciones de análisis.
Fuente: Elaboración propia.

De la figura 81 observamos que la capacidad de la estructura para un desplazamiento de 22.99 cm, alcanza una fuerza cortante en la base de 470.51 tonf para la dirección X y para la dirección Y alcanza una fuerza en la base de 699.19 tonf con un desplazamiento de 23.69 cm. Estas curvas serán utilizadas para hallar el punto de desempeño de la estructura.

3.9.6.3. Espectro de capacidad de la estructura con disipadores.

Las Espectros de capacidad que se presentan a continuación son cuando a la estructura se le incorporan disipadores de fluido viscoso. La figura 82 muestra el Espectro de capacidad de la estructura en la dirección X y la Figura 83 muestra el espectro de capacidad en la dirección Y.

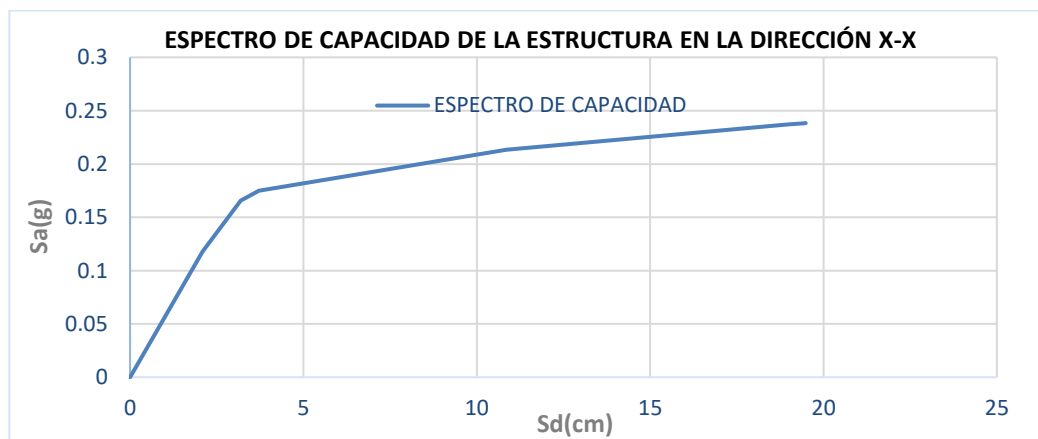


Figura 82: Espectro de capacidad de la estructura con disipadores en la dirección X-X.
Fuente: Elaboración propia.

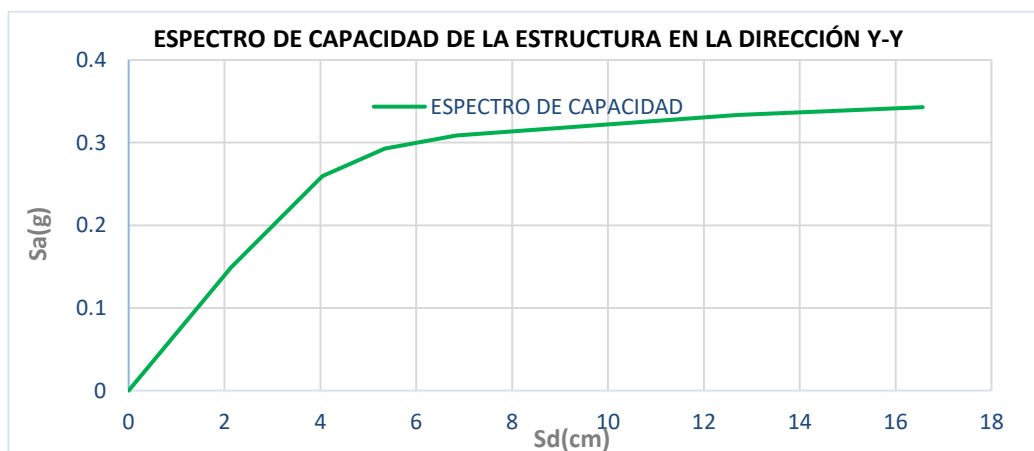


Figura 83: Espectro de capacidad de la estructura con disipadores en la dirección Y-Y.
Fuente: Elaboración propia.

3.9.6.4. Espectro de demanda.

La Figura 84 muestra los espectros de demanda de los sismos empleados para la determinación de los puntos de desempeño ante los sismos de servicio, de diseño y máximo. El sismo de servicio se consideró como 0.5 veces el sismo de diseño y el sismo máximo como 1.5 veces el sismo de diseño. Adicionalmente se calculó el punto de desempeño con el espectro máximo de la norma, es decir el espectro con ($R=1$) para determinar el comportamiento de la estructura sometiendo a dicha demanda.

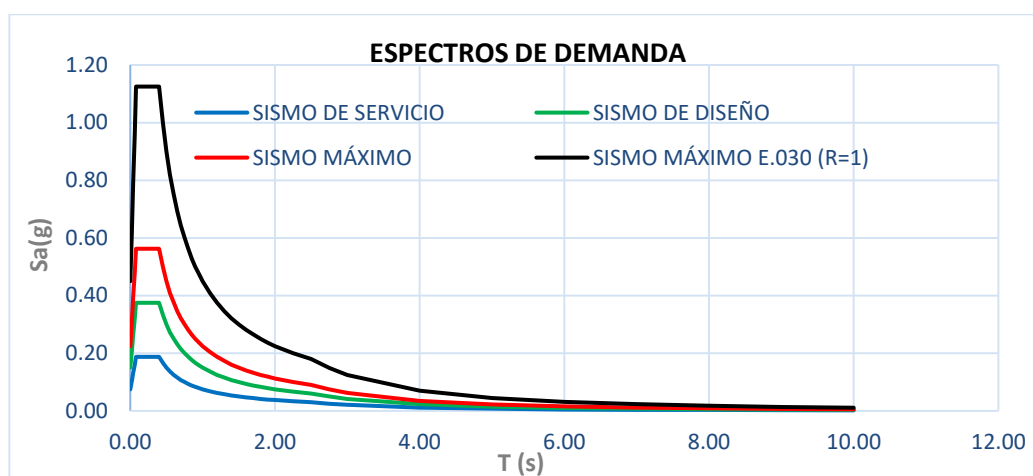


Figura 84: Espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo.
Fuente: Elaboración propia.

3.9.7. Desempeño sísmico de la estructura con disipadores viscosos.

3.9.7.1. Punto de desempeño.

El ATC-40 (1996), explica en detalle el procedimiento para obtener el punto de desempeño de estructuras nuevas y existentes. El punto de desempeño se obtiene de la combinación de las curvas del espectro de capacidad y del espectro de demanda, donde se dé la interceptación de ambas curvas se establece el punto de desempeño. Por otro lado, se encontrará el punto de desempeño para los diferentes niveles de demanda sísmica (sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo) propuestos por el ATC - 40. Una vez corrido el análisis estático no lineal se encontraron los puntos de

desempeño para los cuatro niveles de demanda sísmica en ambas direcciones de análisis como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 47: Puntos de desempeño para el edificio con disipadores viscosos.

DEMANDA SÍSMICA	DIRECCIÓN X - X		DIRECCIÓN Y - Y	
	CORTANTE (tonf)	DESPLAZAMIENTO (cm)	CORTANTE (tonf)	DESPLAZAMIENTO (cm)
Sismo de servicio	260.31	2.88	298.9	3.05
Sismo de diseño	326.21	3.72	390.73	4.19
Sismo máximo	359.1	5.46	533.88	6.22
Sismo máximo (R=1)	420.83	12.31	626.25	10.77

Fuente: Elaboración propia.

🚧 Punto de desempeño para el sismo de servicio.

Las Figura 85 y 86 muestran los puntos de desempeño (color rojo) de la estructura con disipadores para el sismo de servicio. Como se observa en ambos casos el punto de desempeño de la estructura se encuentra en el rango operacional, es decir, no hay daños de los elementos estructurales y no estructurales luego de un sismo, por lo tanto, la vida de los ocupantes no corre peligro para este nivel de demanda sísmica.

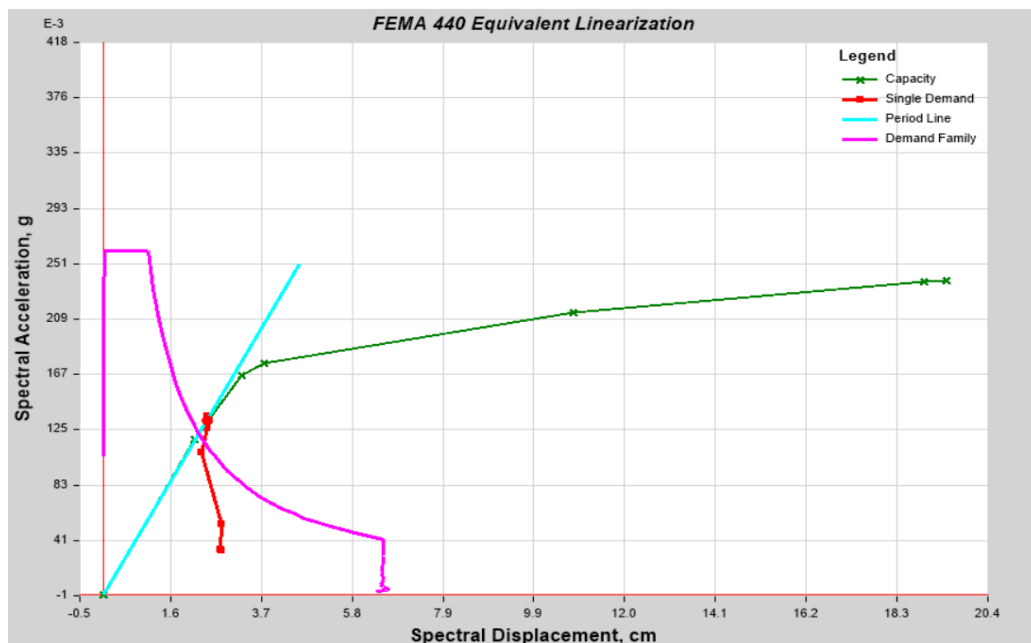


Figura 85: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de servicio en la dirección X-X.

Fuente: ETABS 216.

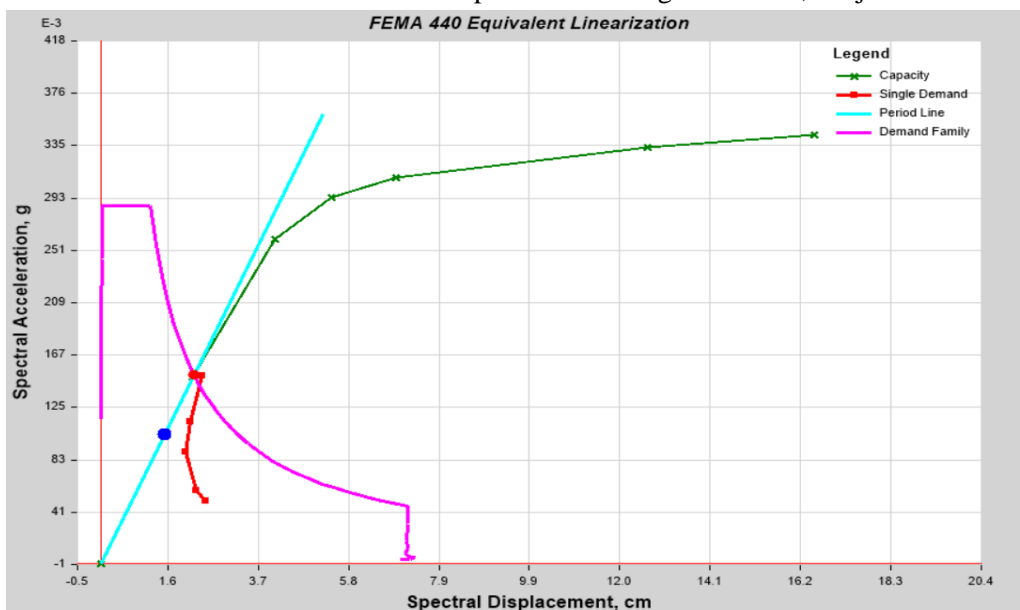


Figura 86: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de servicio en la dirección Y-Y.

Fuente: ETABS 2016.

🚩 Punto de desempeño para el sismo de diseño.

Las Figura 87 y 88 muestran los puntos de desempeño (color rojo) de la estructura con disipadores para el sismo de diseño. Como se observa en ambos casos el punto de desempeño de la estructura se encuentra en el rango operacional, es decir aún no hay daños de los elementos estructurales y no estructurales luego de un sismo.

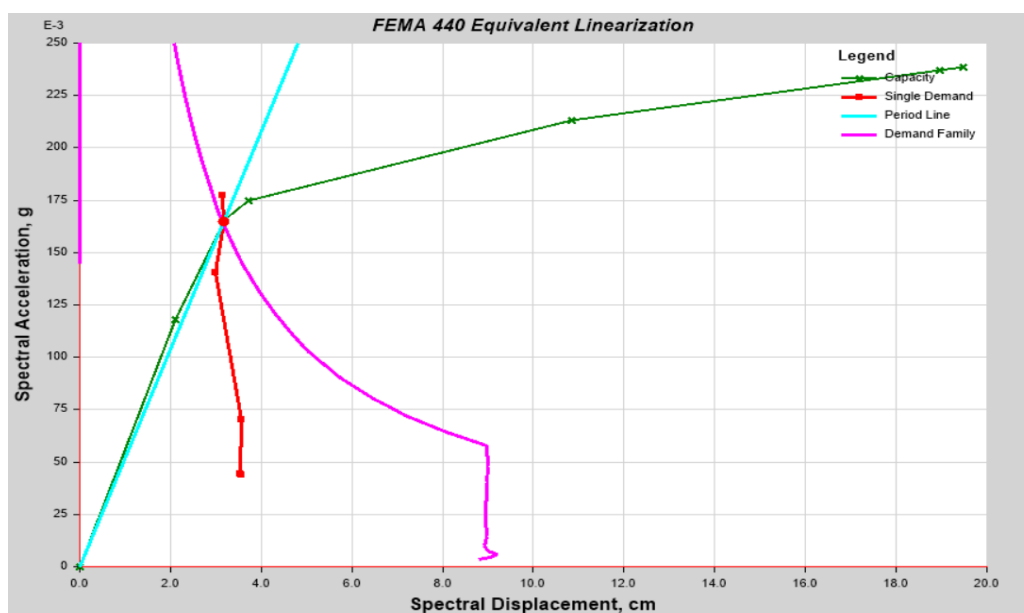


Figura 87: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de diseño en la dirección X-X.

Fuente: ETABS 216.

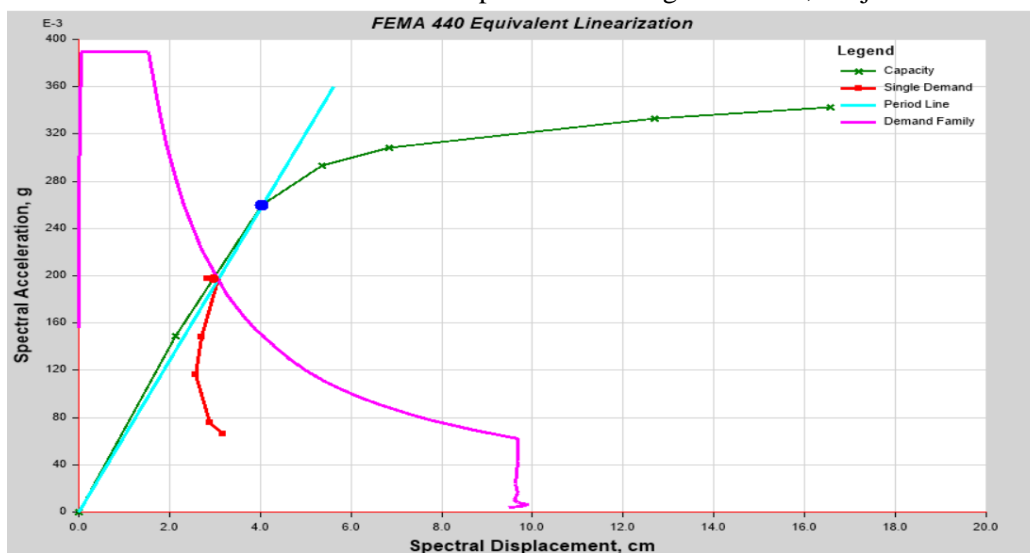


Figura 88: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo de diseño en la dirección Y-Y.

Fuente: ETABS 2016.

📌 Punto de desempeño para el sismo máximo.

Las Figura 89 y 90 muestran los puntos de desempeño (color rojo) de la estructura con disipadores para el sismo máximo. Como se observa en la dirección X el desempeño de la estructura se encuentra en el rango de ocupación inmediata mientras que en la dirección Y en el rango operacional. Por ello podemos decir que el edificio no presenta daños estructurales, pero puede presentarse movimientos en los elementos no estructurales.

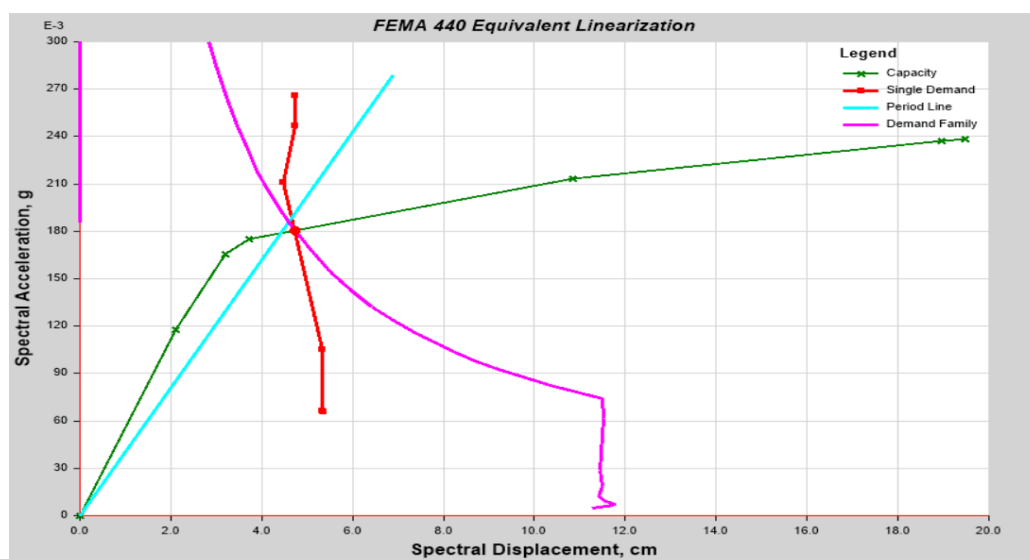


Figura 89: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo en la dirección X-X.

Fuente: ETABS 2016.

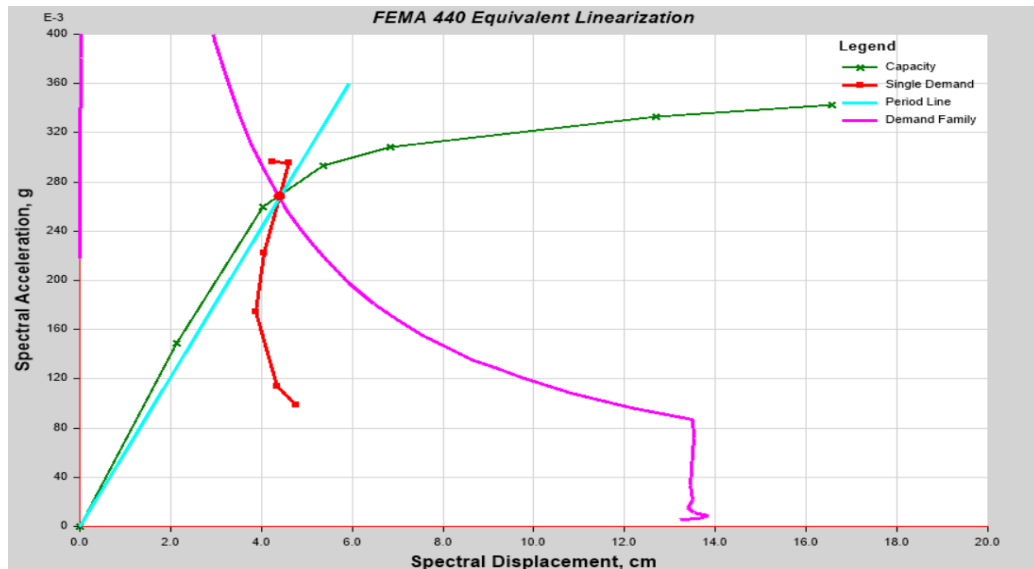


Figura 90: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo en la dirección Y-Y.
Fuente: ETABS 2016.

🚩 Punto de desempeño para el sismo máximo con R=1.

Las Figura 91 y 92 muestran los puntos de desempeño (color rojo) de la estructura con disipadores para el sismo máximo. Como se observa en la dirección X el desempeño de la estructura se encuentra en el rango de seguridad de vida mientras que en la dirección Y en el rango ocupación inmediata. Por ello podemos decir que el edificio no pone en riesgo la seguridad de los ocupantes ni de los elementos estructurales.

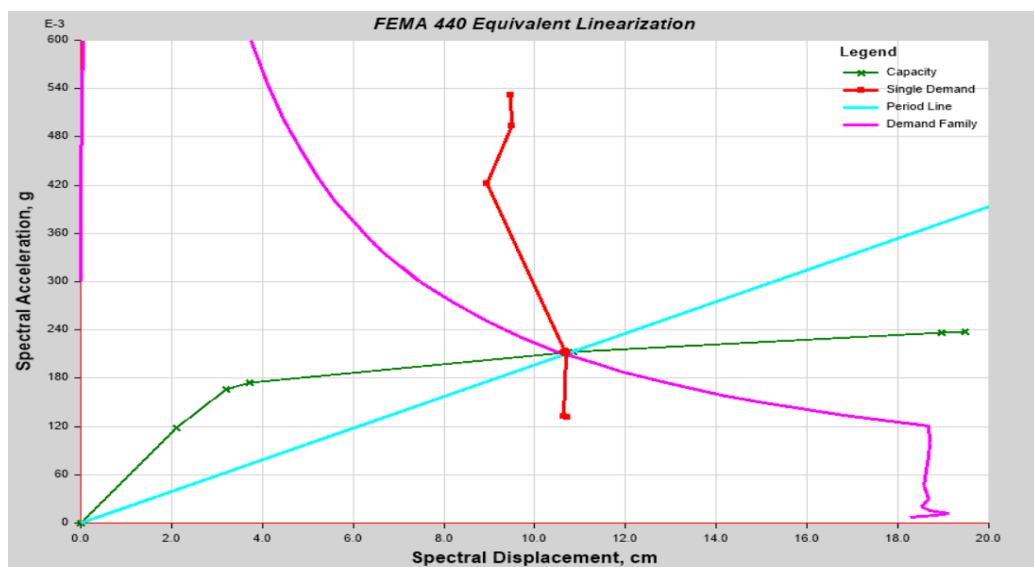


Figura 91: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo con (R=1) en la dirección X-X.
Fuente: ETABS 2016.

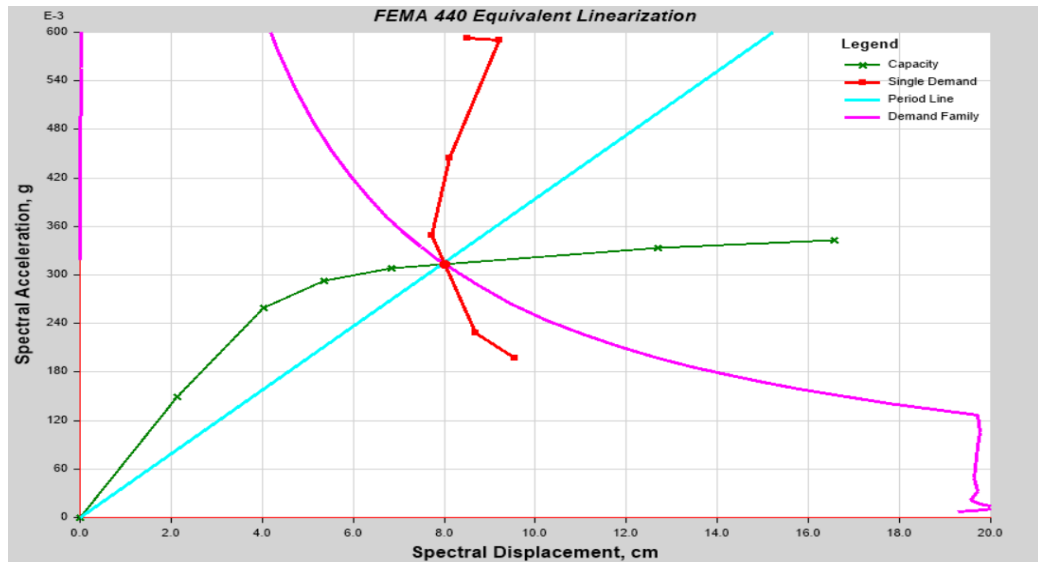


Figura 92: Punto de desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso para el sismo máximo con (R=1) en la dirección Y-Y.

Fuente: ETABS 2016.

Las figuras 93 y 94 muestra el resumen del desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso. Ambas gráficas muestran los puntos de desempeño para los cuatro niveles de amenaza sísmica estudiados y están presentados en funciones de los rangos de desempeño, los cuales están graficados como líneas verticales de diversos colores. Para la dirección X se muestra el desempeño que alcanza el edificio con disipadores para un sismo máximo, para este caso se encuentra en el rango de ocupación inmediata según la gráfica y para un sismo máximo con R=1 alcanza el rango de seguridad de vida. Para la dirección Y el edificio con disipadores alcanza un nivel de desempeño de ocupación inmediata para un sismo máximo y para un sismo máximo con (R=1) el edificio alcanza un nivel de desempeño denominado Seguridad de vida. Por lo tanto, podemos decir que la edificación con disipadores viscosos tendrá un buen desempeño para el sismo máximo probable y también mantendrá la seguridad de los ocupantes incluso si lo sometemos a toda la demanda sísmica del espectro de la norma peruana E.030; con todo ello comprobamos la eficiencia de estos dispositivos para contrarrestar los daños provocados por sismos.

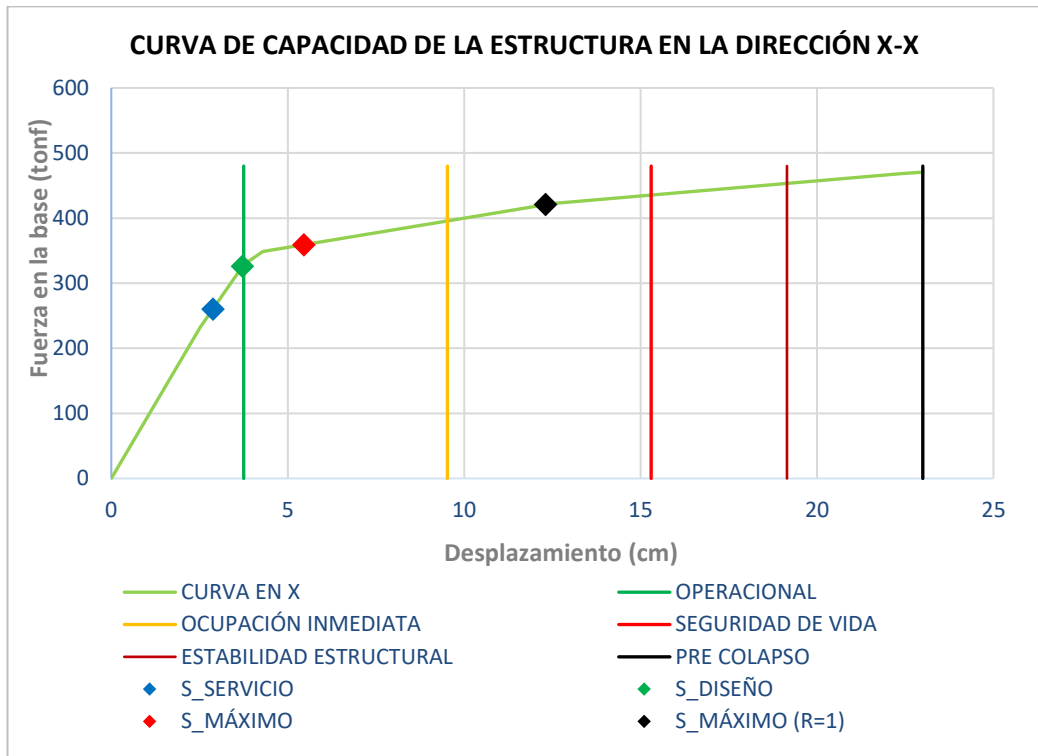


Figura 93: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles.

Fuente: Elaboración propia.

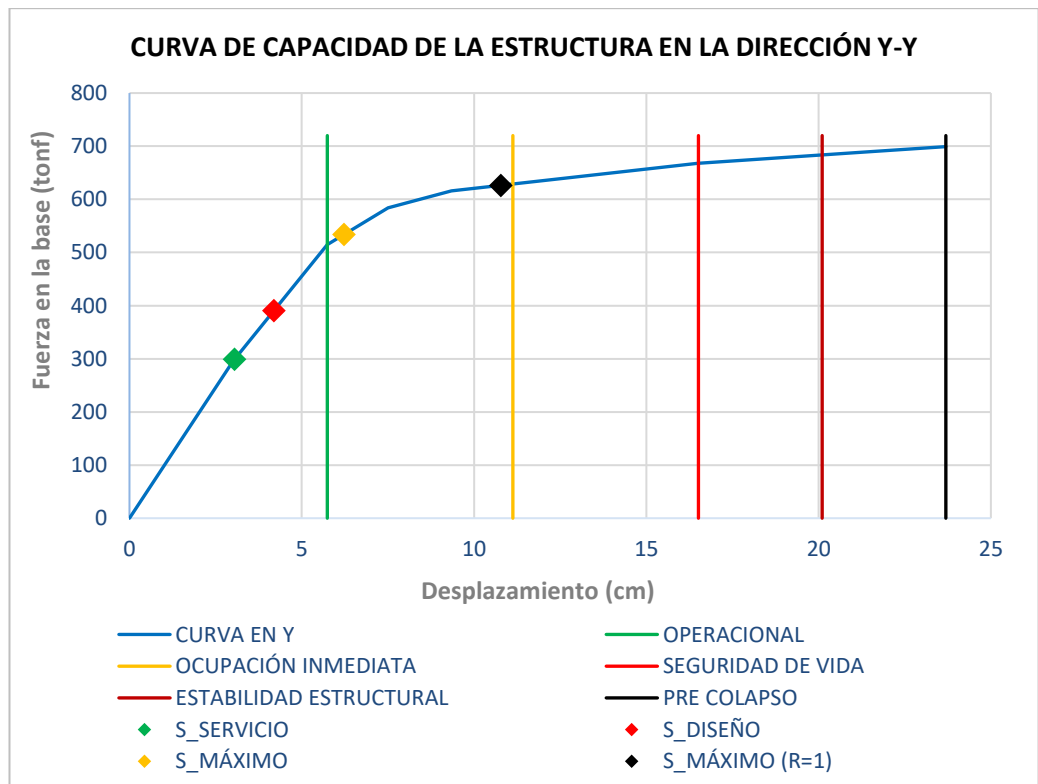


Figura 94: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles.

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. DISCUSIÓN.

4.1.1. Periodos de vibración de la estructura.

Para comprobar si los disipadores efectivamente no alteran el periodo de la estructura, se analizó los 5 primeros modos esto con la incorporación de disipadores y sin su incorporación. Como se muestra en la Figura 95, los periodos no se modifican al incorporar los disipadores de fluido viscoso y esto comprueba lo mencionado por (Corpus & Morales, 2015) ya que en su investigación concluye que los disipadores no aportan rigidez a la estructura por lo que los periodos se mantienen iguales.

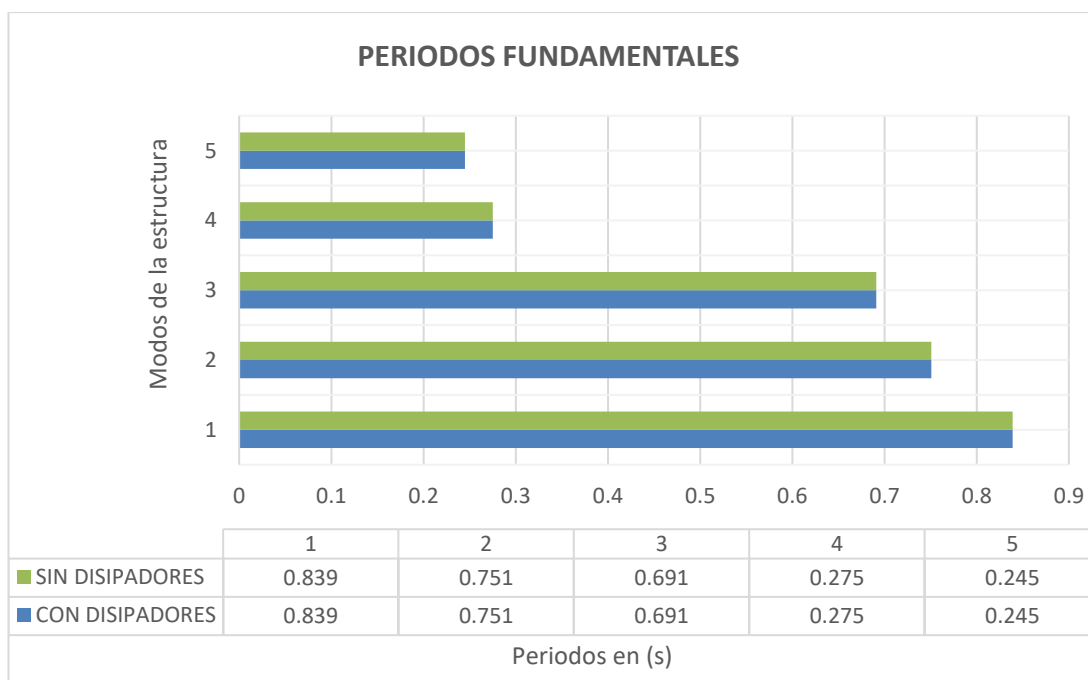


Figura 95: Periodos de la estructura con y sin la incorporación de disipadores.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Cortante en la base.

Como se aprecia en las siguientes figuras, los disipadores absorben hasta un 88.4 % del cortante basal y un promedio de 64.8% en la dirección X, esto según el análisis tiempo historia. Para la dirección Y los disipadores absorben un máximo 65.2% del cortante en la base y un promedio de 58.7% total de los tres pares de registros sísmicos.

La Figura 96 muestra los cortantes en la dirección X y la Figura 97 en la dirección Y.

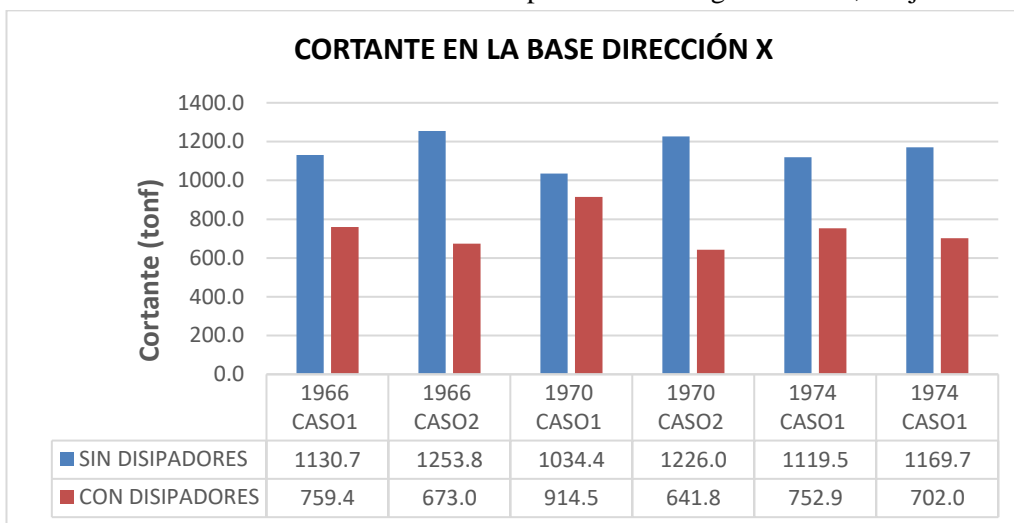


Figura 96: Cortantes generados en la base, dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

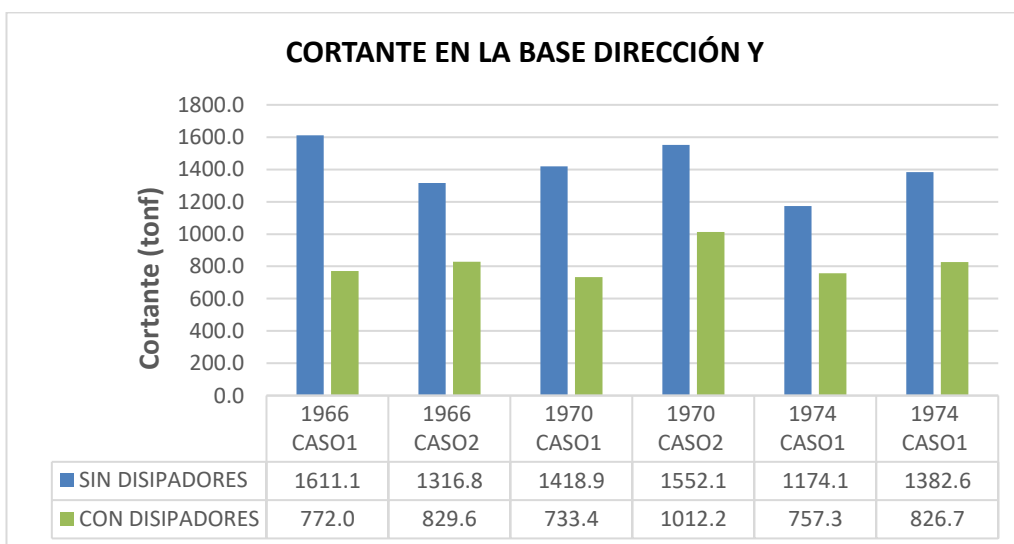


Figura 97: Cortantes generados en la base, dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Desplazamientos de piso.

Las figuras siguientes muestran los desplazamientos de piso para los registros sísmicos más perjudiciales en las dos direcciones de análisis y a su vez se emplearon para el diseño de los disipadores. Según el análisis tiempo historia, el desplazamiento máximo que alcanza la estructura en la dirección X sin disipadores es de 0.15 m mientras que con su incorporación alcanza un desplazamiento de 0.06 m reduciendo un 40% del desplazamiento total. Para la dirección Y la estructura reduce un 42.9% del desplazamiento total de la estructura.

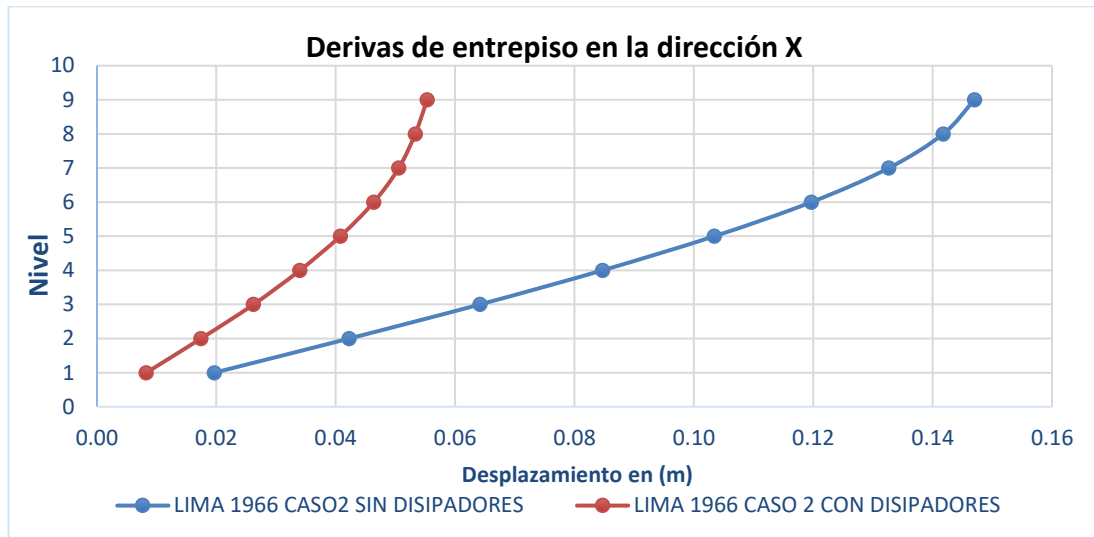


Figura 98: Desplazamiento de piso en la dirección X, Lima 1966 CASO 2.
Fuente: Elaboración propia.

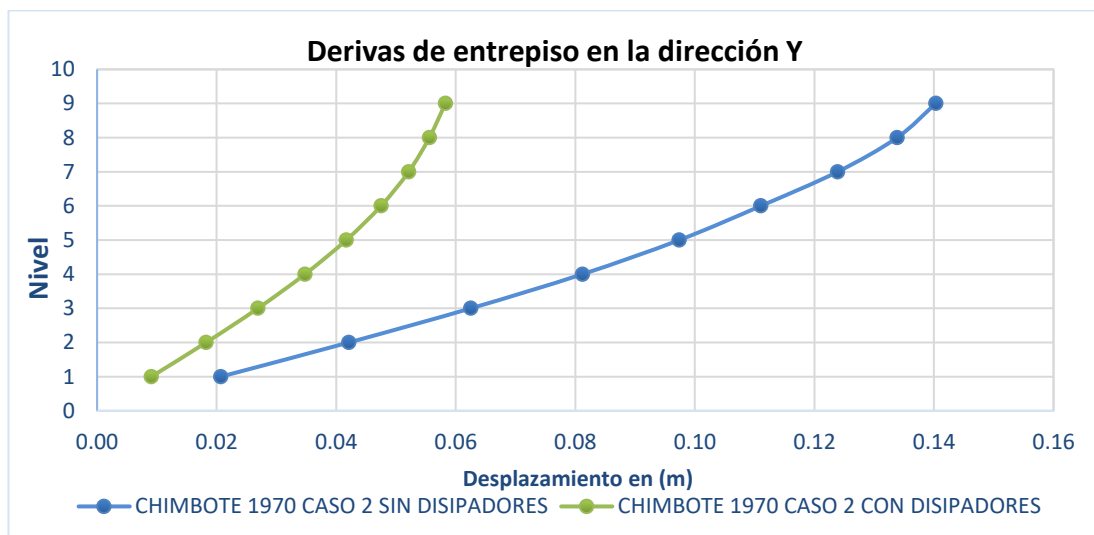


Figura 99: Desplazamiento de piso en la dirección Y, Chimbote 1970 CASO 2.
Fuente: Elaboración propia.

4.1.4. Derivas de entrepiso.

Como se observa en las Figuras 100 y 101 las distorsiones de entrepiso son menores que la deriva objetivo (4.3 %) propuesta por el documento HAZUS y a su vez son menores que la deriva máxima permitida para edificaciones de concreto armado (7.0 %) de la norma peruana E.030. El porcentaje máximo de reducción de deriva en la dirección X es de 71.2% y un promedio de 58.4% para todos los niveles, en la dirección Y se tiene un 71.0% de reducción máxima de deriva con un promedio de 55.9%. El porcentaje de reducción para cada sismo se muestra en la Tabla 48 y 49.

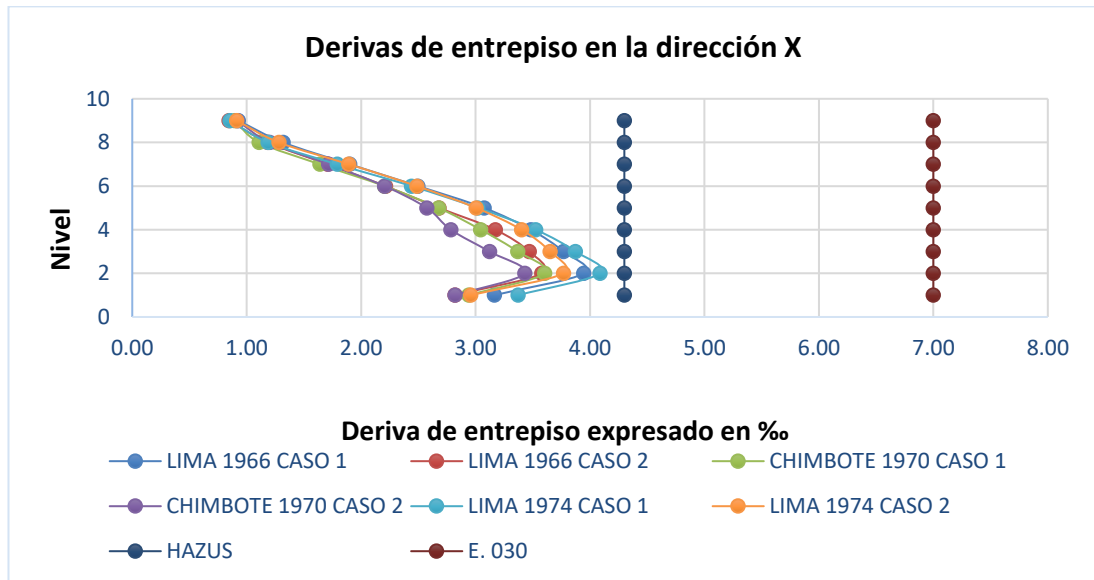


Figura 100: Derivas de entrepiso con disipadores de fluido viscoso, Dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

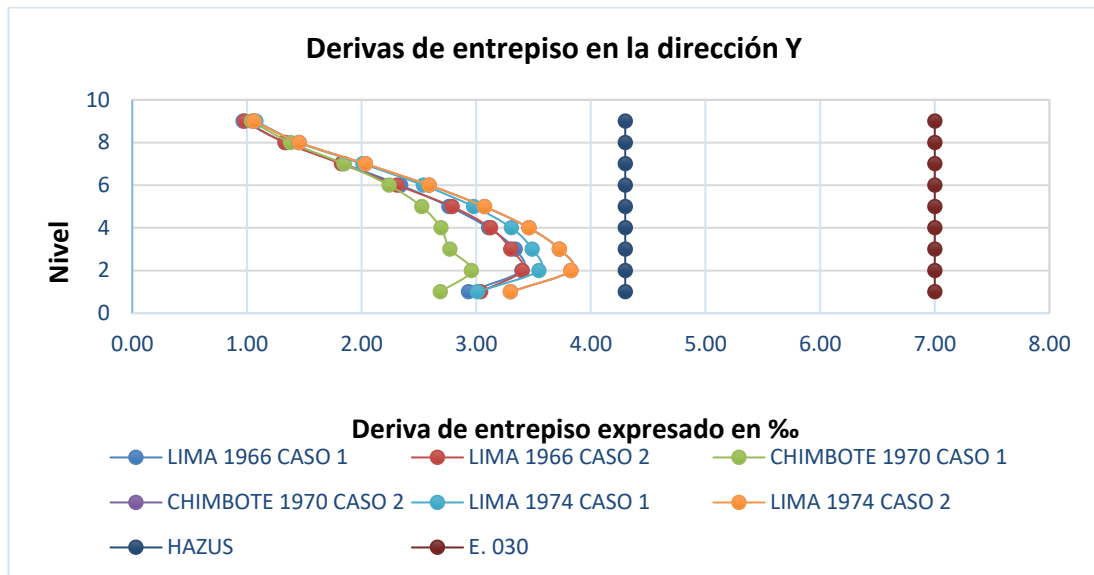


Figura 101: Derivas de entrepiso con disipadores de fluido viscoso, Dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48: Porcentajes de reducción de deriva para los tres registros sísmicos en X.

Piso	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	55.4%	57.7%	60.1%	58.2%	56.0%	55.6%
8	64.1%	66.5%	71.2%	68.9%	64.5%	63.1%
7	63.7%	66.4%	67.8%	68.2%	61.6%	54.5%
6	61.9%	65.7%	64.7%	66.8%	57.9%	47.1%
5	57.8%	64.2%	62.2%	65.8%	55.7%	46.7%
4	52.8%	61.4%	57.7%	65.5%	53.6%	48.6%
3	49.5%	60.7%	54.5%	63.4%	51.6%	51.0%
2	44.1%	60.7%	52.8%	61.7%	48.6%	53.9%
1	43.1%	61.0%	52.9%	60.7%	45.5%	57.8%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49: *Porcentajes de reducción de deriva para los tres registros sísmicos en Y.*

Piso	LIMA 1966		CHIMBOTE 1970		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
9	57.3%	54.9%	64.7%	61.7%	49.2%	52.8%
8	62.2%	61.3%	71.0%	68.1%	56.4%	58.3%
7	60.4%	60.6%	69.4%	67.1%	52.2%	55.7%
6	58.8%	58.4%	66.4%	65.6%	49.1%	53.1%
5	57.3%	54.0%	63.0%	62.5%	47.3%	51.8%
4	57.0%	49.6%	60.8%	59.3%	44.9%	50.8%
3	56.8%	45.4%	61.1%	58.6%	42.8%	50.0%
2	57.1%	44.1%	58.1%	58.1%	42.8%	49.2%
1	56.4%	41.2%	53.0%	57.6%	43.8%	48.8%

Fuente: Elaboración propia.

De las figuras y tablas anteriores podemos concluir que, si incluimos disipadores de fluido viscoso al edificio, estos reducirán un promedio de 58.4 % la distorsión máxima de entrepiso en la dirección X y un promedio de 55.9 % en la dirección Y; comprobando así su efectividad para reducir fuerzas sísmicas. Por otro lado vemos que los desplazamientos de piso se reducen en un promedio de 40.0% a 42.9%, esto se puede verificar ya que Corpus y Morales mencionan que los disipadores reducen un 34% a 36% de los desplazamientos de piso, por otro lado, Villareal en su libro: “EVUALACIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO CON DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS TAYLOR PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL DE 6 PISOS” comprueba que los disipadores viscosos reducen los desplazamientos de piso en un rango de 38 a 41% comprobando así la veracidad de esta investigación.

4.1.5. Balance de energía.

El balance de energía permite ver de manera gráfica el porcentaje de disipación que aportan los amortiguadores, como se aprecia en las figuras anteriores, vemos que los disipadores disipan un 74.25% de la energía total generada por del sismo de Lima 1966 y un 74.17% para el sismo de Chimbote. Esto comprueba su efectividad de los amortiguadores para la disipación de energía; por otro lado, estos pueden disipar hasta un 80% de la energía total proveniente de sismo según el CDV.

4.1.6. Desempeño de la estructura con disipadores de fluido viscoso.

De la Figuras 102 y 103 se observa que la estructura alcanza un nivel de desempeño de ocupación inmediata para un sismo máximo y seguridad de vida para un sismo máximo con $R=1$, esto en la dirección X. Por otro lado, en la dirección Y la edificación alcanza un nivel de desempeño de ocupación inmediata para los sismos máximo y con $R=1$. Por lo tanto, podemos decir que los disipadores absorben la mayor parte de las fuerzas provenientes de los sismos, evitando así daños catastróficos en la estructura.

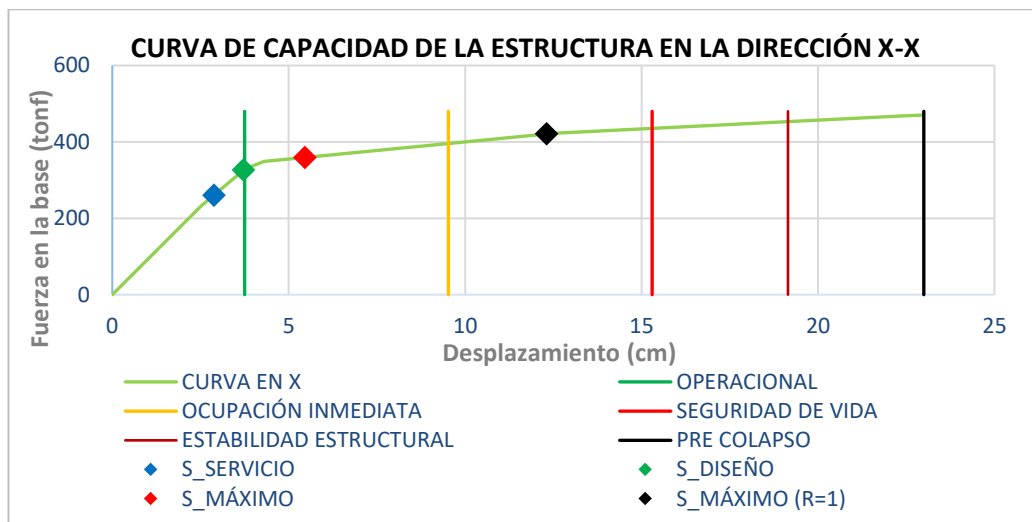


Figura 102: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura con disipadores.

Fuente: Elaboración propia.

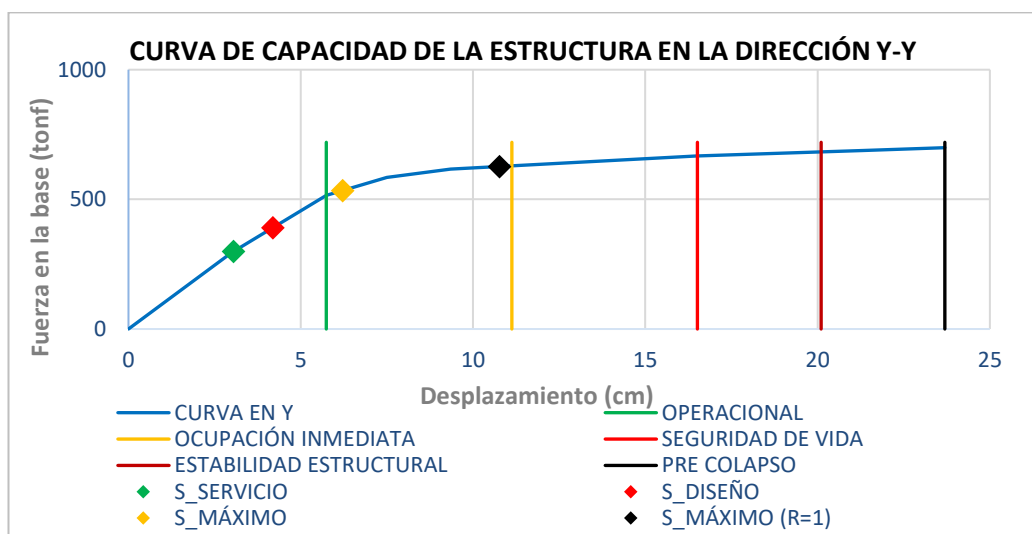


Figura 103: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura con disipadores.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 50 se muestra la matriz de desempeño de la estructura con la incorporación de disipadores de fluido viscoso.

Tabla 50: *Matriz de desempeño de la estructura empotrada para los diversos niveles de sismo.*

Nivel de sismo de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
SE		NA	NA	NA
SD		✓	✓	
SM		✓	✓	✓

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, concluimos que el edificio con disipadores alcanza un nivel de desempeño de ocupación inmediata para un sismo máximo en las dos direcciones de análisis.

4.1.7. Desempeño de la estructura sin disipadores.

La tabla 51 muestra los puntos de desempeño que alcanza la estructura sin la incorporación de disipadores de fluido viscoso.

Tabla 51: *Puntos de desempeño para la estructura sin disipadores.*

DEMANDA SÍSMICA	DIRECCIÓN X - X		DIRECCIÓN Y - Y	
	CORTANTE (tonf)	DESPLAZAMIENTO (cm)	CORTANTE (tonf)	DESPLAZAMIENTO (cm)
Sismo de servicio	359.01	5.46	534.02	6.23
Sismo de diseño	420.83	12.31	626.25	10.77
Sismo máximo	451.37	18.73	670.34	17.13

Fuente: Elaboración propia.

Las figuras 104 y 105 muestra la ubicación de los puntos de desempeño conjuntamente con la curva de capacidad de la estructura. En la figura 104 se observa que la edificación alcanza un nivel de desempeño denominado ocupación inmediata para el sismo de servicio, por otro lado, la estructura alcanza un nivel de seguridad de vida para un sismo de diseño y estabilidad estructural para un sismo máximo. Según el gráfico, se observa que la estructura supera el límite elástico para los tres niveles de demanda sísmica trayendo consigo daños estructurales y no estructurales.

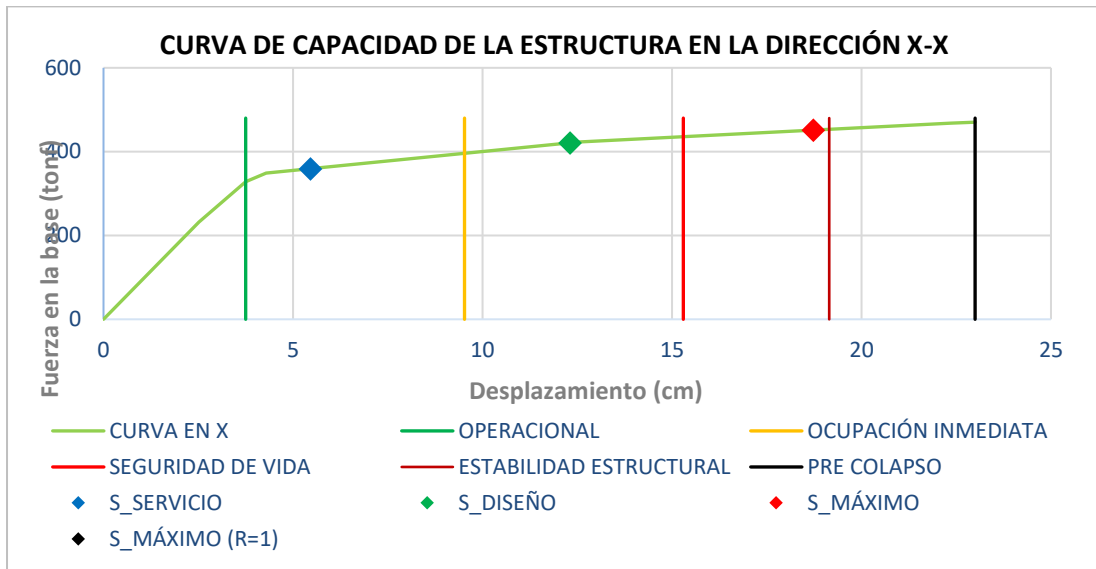


Figura 104: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura sin disipadores.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 105 se observa que la edificación alcanza un nivel de desempeño denominado ocupación inmediata para el sismo de servicio y de diseño, por otro lado, cuando a la estructura se somete a un sismo máximo esta alcanza un nivel de desempeño de estabilidad estructural. Según el gráfico, se observa que la estructura supera el límite elástico para los tres niveles de demanda sísmica trayendo consigo daños estructurales y no estructurales.

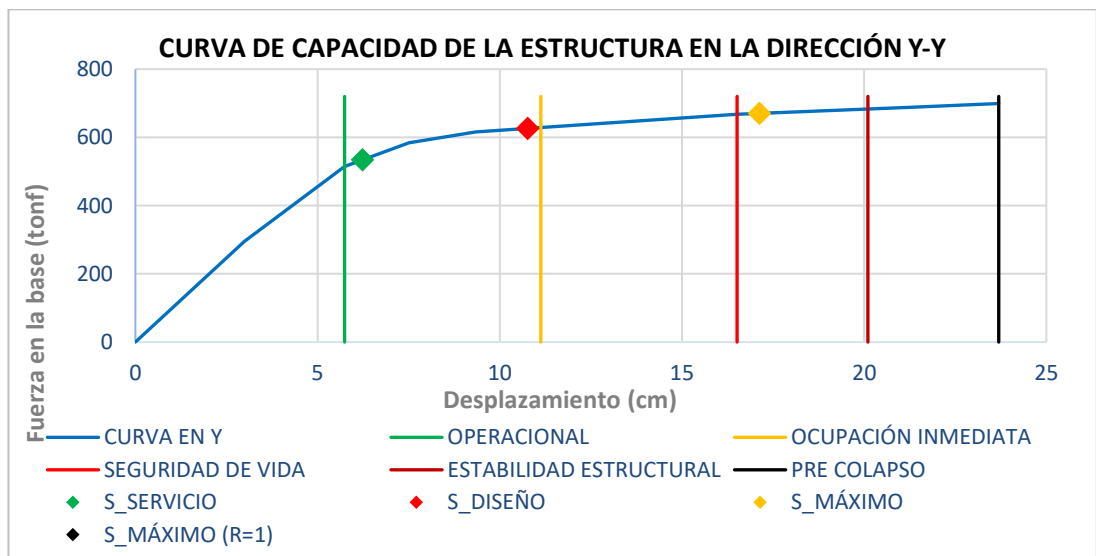


Figura 105: Comparación de los puntos de desempeño en la dirección X-X con los límites permisibles para una estructura sin disipadores.

Fuente: Elaboración propia.

4.2. CONCLUSIONES.

- Se determinó el desempeño sísmico del edificio de concreto armado con disipadores de energía, observándose que ante los tres niveles de amenaza sísmica la estructura alcanza un desempeño de ocupación inmediata, es decir, los elementos estructurales y no estructurales no sufren daños y por lo tanto la seguridad de los ocupantes no se ve afectada.
- Se realizó el modelado y el análisis lineal del edificio sin la incorporación de disipadores de fluido viscoso, obteniendo como resultado una deriva máxima de 9.11 ‰ para la dirección al eje X y 8.30 ‰ para la dirección al eje Y. Estos valores sobrepasan la deriva máxima para edificaciones de concreto armado propuesto por la norma E.030 (7.00 ‰) y también la deriva objetivo propuesta por el FEMA en su documento HAZUS (4.30 ‰).
- Se definió los objetivos de desempeño y los niveles de demanda sísmica a la que será expuesto la estructura. Como objetivo de desempeño se fijó la ocupación inmediata ya que se busca que la estructura no presente daños estructurales y no estructurales luego de un sismo máximo esperado; para garantizar lo propuesto se analizó a la estructura con disipadores con los 3 niveles de demanda sísmica propuestos por el ATC-40.
- Se logró obtener las fuerzas de diseño para los elementos estructurales y del sistema de disipación mediante un análisis no lineal tiempo historia. Como sismos de diseño se utilizaron los registros de Lima del año 1966 y Chimbote del año 1970; las fuerzas máximas generadas en los disipadores fueron de 95.00 tonf para la dirección al eje X y 78.36 tonf para la dirección al eje Y. Con estas fuerzas se diseñó el brazo metálico el cual cumplió satisfactoriamente con las ecuaciones expuestas dando como elegido al perfil (HSS 7.50 x 0.50).

- Se diseñó los disipadores de fluido viscoso (Link) asignándole las propiedades no lineales siguiendo las recomendaciones del instituto de ingeniería de la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE/SEI 7). Como resultado se obtuvo un coeficiente de amortiguamiento de 397.81 ton.s/m para la dirección X y 321.87 ton.s/m para la dirección Y; con estos resultados se eligió disipadores de 110 kip, 165 kip y 220 kip.
- Se verificó que la estructura con disipadores cumple con la deriva objetivo propuesto por el HAZUS, así como la deriva máxima permitida por la norma E.030 obteniéndose como resultado derivas de 4.10 ‰ para la dirección X y 3.80 ‰ para la dirección Y. Se redujo un promedio de 55.8% a 58.4% las distorsiones de entrepiso.
- Se realizó el diseño de las vigas por flexión y cortante tal como se muestra en la figura 62; para ello se empleó acero de diámetro 5/8” en las barillas longitudinales, esto para el primer y segundo bloque y acero 1/2” para el tercer bloque, el acero de refuerzo transversal es de 3/8” de diámetro. También se realizó el diseño de columnas por flexo-compresión obteniéndose 18Φ3/4” para la columna C-1, 16Φ3/4” para la columna C-2 y 22Φ3/4” para la columna C-2.
- Se definieron las propiedades no lineales para cada una de las secciones tanto en vigas como columnas, para ello se emplearon las tablas 2 y 3 de esta investigación para la elaboración del diagrama fuerza deformación y los diagramas de momentos curvatura.
- Se determinaron los puntos de desempeño de la estructura para los 3 niveles de amenaza sísmica propuestos por el ATC-40 (Sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo), adicionalmente se analizó la estructura con el espectro de la norma con un valor de R=1. Dichos valores se aprecian en las siguientes figuras.

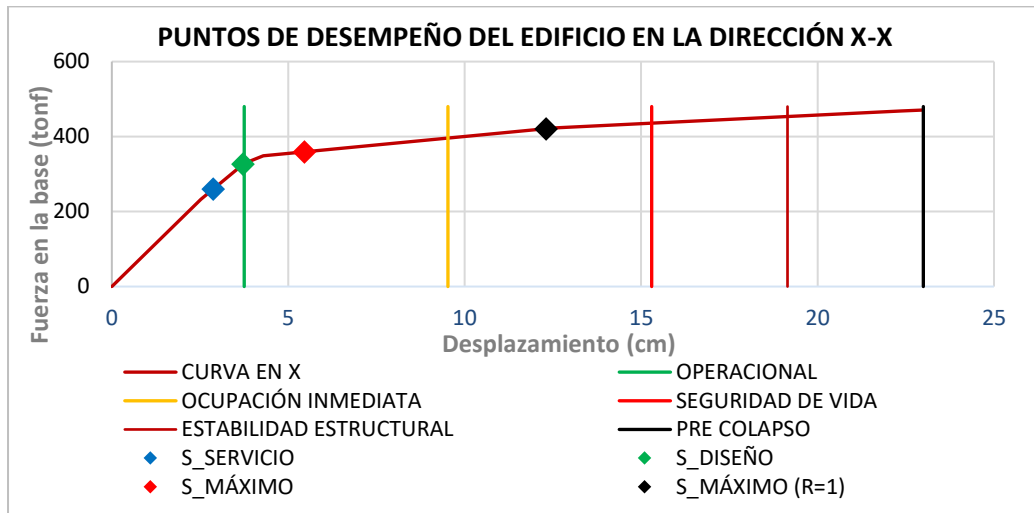


Figura 106: Puntos de desempeño del edificio con disipadores de fluido viscoso en la dirección X.

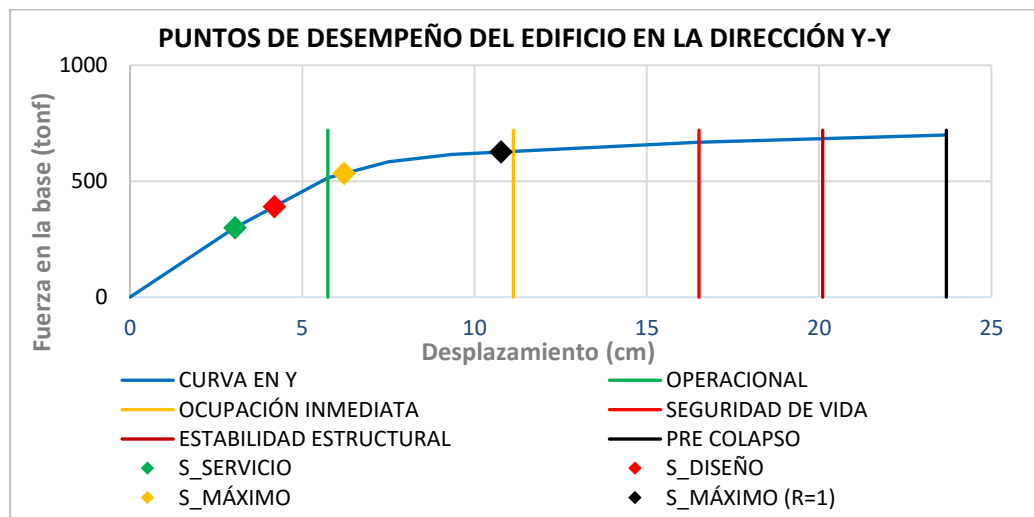


Figura 107: Puntos de desempeño del edificio con disipadores de fluido viscoso en la dirección Y.

- Al realizar la comparación del desempeño de la estructura sin la incorporación de disipadores de fluido viscoso vs con la incorporación de estos dispositivos, se observó que la estructura sin amortiguadores no trabaja en el rango elástico con un sismo de servicio y a su vez esta alcanza como nivel de desempeño la seguridad de vida para la dirección X y para la dirección Y alcanza un nivel de ocupación inmediata para un sismo máximo. Cuando se incorpora los disipadores la estructura alcanza como nivel de desempeño ocupación inmediata en ambas direcciones de análisis.

REFERENCIAS

- Arkiplus. (Domingo de junio de 2019). Obtenido de <https://www.arkiplus.com/concreto-armado/>
- ASCE 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, USA: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.
- ATC-40. (1996). *Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Estructuras de Concreto*. California, USA.
- Botas, & Espinoza. (2013). *Diseño por desempeño*. ai MEXICO.
- Botas, G., & Espinosa. (2013). *DISEÑO POR DESEMPEÑO*. Ai México.
- Boza, Z. E., & Galán, D. J. (2013). *diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo chevron*. Lima.
- Boza, Z., & Galán, D. (2013). *DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO CON DISIPADORES EN ARREGLO CHEVRON*. Lima.
- Cheng, F. Y., Jiang, H., & Lou, K. (2008). *SMART STRUCTURES "Innovative Systems for Seismic Response Control"*. New York: CRP press.
- Corpus, J. J., & Morales, E. A. (2015). *ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO ENTRE UN SISTEMA DUAL Y EL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO PARA UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE VICTOR LARCO HERRERA APLICANDO ETABS 2013*. TRUJILLO.
- Diaz La Rosa, S. M. (2014). *EVALUACION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y OPTIMIZACION DEL DISEÑO CON DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS TAYLOR PARA UNA EDIFICACION ESENCIAL DE 6 PISOS*. Tujillo.
- Espejel, O. Á. (2013). *ESTUDIO ANÁLITICO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA REFORZADA CON DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA*. México.
- Falk, P. A. (2010). *ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO PROVISTAS DE DISIPADORES DE ENERGIA TIPO "SLOTTED BOLDET CONNECTION"*. Santiago.
- Genner, V., & La Rosa Sánchez, M. (2016). *EDIFICACIONES CON DISIPADORES VISCOSOS*. Lima: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.

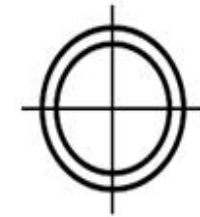
- Guevara, D., & Torres, P. (2012). *DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO CON AMORTIGUADORES DE FLUIDO-VISCOSO EN DISPOSICIÓN DIAGONAL*. Lima.
- Hans Topo. (01 de Junio de 2013). *Ensayo de Traccion*, Wikipedia. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_tracci%C3%B3n#/media/File:Fluencia.jpg
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*. Mexico: Limusa.
- RAE. (2019). *Diccionario de la lengua Española*. Barcelona.
- Rodríguez, S. (2015). *Análisis de la relación de resistencias de vigas y columnas que concurren a un nudo en estructuras porticadas de hormigón armado*. Madrid. Recuperado el 21 de marzo de 2019, de http://oa.upm.es/39684/1/TFM_SERGIO_RODRIGUEZ_MORALES.pdf
- Rodríguez, X. (2015). *ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN DE DISIPADORES DE FRICCIÓN PARA EL MEJORAMIENTO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL*. Guayaquil.
- Santana, R. (2012). *DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA*. Lima: Repositorio Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Segovia, J. C. (2016). *DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGÍA METÁLICO PARA UNA EDIFICACIÓN DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ARMADO*. Lima.
- Tocto, S. (2019). *DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO CON AISLADORES SÍSMICOS LRB PARA USO ESENCIAL EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, REGIÓN LA LIBERTAD*. Trujillo.
- Topón, R., Aguiar, R., & Cando, M. (2014). *Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía y reforzamiento clasico aplicado a una estructura de la escuela sucre*. Ecuador.
- Villanueva, G. (2009). *DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO APLICADO A UN EDIFICIO DE HORMIGON ARMADO*. Valdivia: Repositorio Tesis, Universidad Austral de Chile.
- Villareal, G. (2016). *EDIFICACIONES CON DISIPADORES VISCOSOS*. Lima.

ANEXOS

Anexo N°01: Dimensiones y características geométricas del perfil HSS 7.50 x 0.50.




DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES OF *ROUND* HSS



Nominal Size		Weight per Foot	Wall Thickness t	D/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot	
Outside Diameter	Wall												
in.	in.	lb.	in.		in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	ft. ²	
7.625	x	0.375	29.06	0.349	21.8	7.98	52.9	13.9	2.58	18.5	106	27.8	2.00
		0.328	25.59	0.305	25.0	7.01	47.1	12.3	2.59	16.4	94.1	24.7	2.00
		0.125	10.02	0.116	65.7	2.74	19.3	5.06	2.66	6.54	38.6	10.1	2.00
7.500	x	0.500	37.42	0.465	16.1	10.3	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1	1.96
		0.375	28.56	0.349	21.5	7.84	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8	1.96
		0.312	23.97	0.291	25.8	6.59	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9	1.96
		0.250	19.38	0.233	32.2	5.32	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7	1.96
		0.188	14.70	0.174	43.1	4.00	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3	1.96
7.000	x	0.500	34.74	0.465	15.1	9.55	51.2	14.6	2.32	19.9	102	29.3	1.83
		0.375	26.56	0.349	20.1	7.29	40.4	11.6	2.35	15.5	80.9	23.1	1.83
		0.312	22.31	0.291	24.1	6.13	34.6	9.88	2.37	13.1	69.1	19.8	1.83
		0.250	18.04	0.233	30.0	4.95	28.4	8.11	2.39	10.7	56.8	16.2	1.83
		0.188	13.69	0.174	40.2	3.73	21.7	6.21	2.41	8.11	43.5	12.4	1.83
		0.125	9.19	0.116	60.3	2.51	14.9	4.25	2.43	5.50	29.7	8.49	1.83

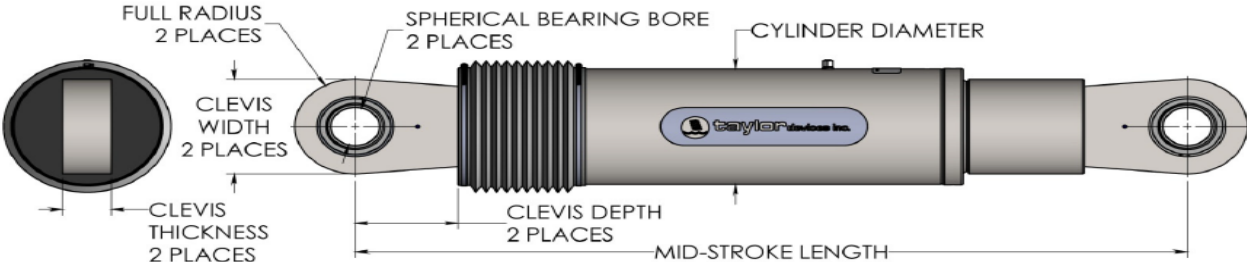
Anexo N°02: Catálogo para el diseño de disipadores de fluido viscoso brindado por el fabricante Taylor Devices inc.



taylor devices inc.

FLUID VISCIOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES

CLEVIS – CLEVIS CONFIGURATION



NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±36 IN. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN THE TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES THE MIDSTROKE LENGTH BY 5 IN. PER ±1 IN. OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP±4 IN STROKE, MID-STROKE LG IS 48.75
220 KIP ±6 INCHES STROKE, 6-4=2, 2*5=10
48.75+10 = 58.75 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ±12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.

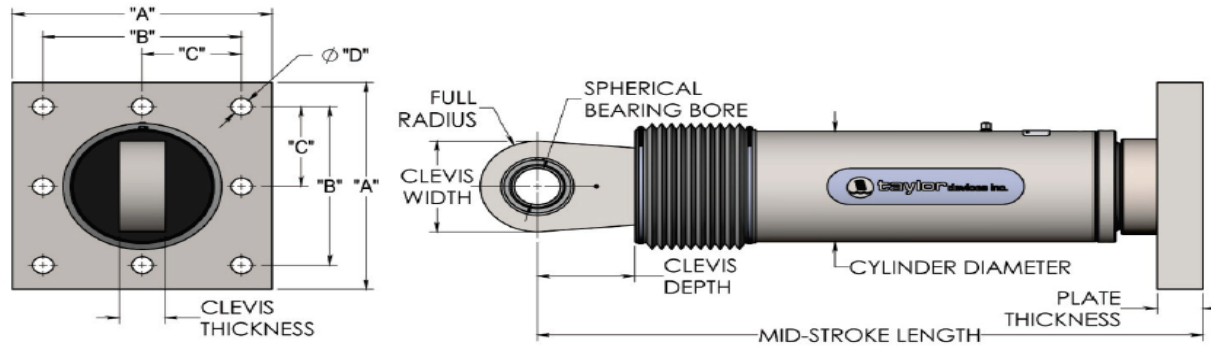
FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)
55	17120	1.50	34.13	±3	1.67	1.31	4	3.25	4½	90
110	17130	2.00	42.00	±4	2.16	1.75	5	4.00	5¾	180
165	17140	2.25	47.00	±4	2.31	1.97	6	5.10	7¼	300
220	17150	2.75	48.75	±4	2.78	2.40	7¼	5.88	8¾	425
330	17160	3.00	51.75	±4	3.03	2.62	8	6.38	9½	550
440	17170	3.50	62.00	±5	3.56	3.06	9¾	7.50	11¼	900
715	17180	4.00	62.00	±5	5.56/4.60*	3.50	11¼/12¾*	8.25	13¾	1550
900	17190	5.00	74.00	±5	5.56	4.38	12¾	8.25	16¾	2650
1450	17200	6.00	84.00	±5	6.06	4.75	13¾	12.00	20¾	4100
1800	17210	7.00	88.25	±5	7.00	5.25	16¾	12.50	22¾	5500

* DENOTES MODEL WITH DIFFERENT CLEVIS SIZES ON EACH END.
MADE IN USA

Anexo N°03: Catálogo para el diseño de las placas de acero brindado por el fabricante Taylor Devices inc.



FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES
CLEVIS – BASE PLATE CONFIGURATION



NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ± 2 TO ± 36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN THE TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES THE MIDSTROKE LENGTH BY 5 INCHES PER ± 1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ± 4 " STROKE, MID-STROKE LG. IS 48.75"
220 KIP ± 6 INCHES STROKE, $6-4=2$, $2*5=10$
 $41.25+10 = 51.25$ INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.

FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)	"A" (IN)	"B" (IN)	"C" (IN)	"D" (IN)	PLATE THICKNESS (IN)
55	17120	1.50	31.00	± 3	1.67	4	3.25	1.31	4½	100	7.00 \pm .12	5.00 \pm .01	†	0.81 \pm .01	1.50 \pm .03
110	17130	2.00	39.25	± 4	2.16	5	4.00	1.75	5¾	215	11.12 \pm .12	8.00 \pm .01	†	1.25 \pm .01	1.50 \pm .03
165	17140	2.25	40.00	± 4	2.31	6	5.10	1.97	7¼	370	13.50 \pm .12	10.00 \pm .01	5.00 \pm .01	1.12 \pm .01	2.40 \pm .03
220	17150	2.75	41.25	± 4	2.78	7¾	5.88	2.40	8¾	560	16.50 \pm .12	12.50 \pm .01	6.25 \pm .01	1.25 \pm .01	3.00 \pm .06
330	17160	3.00	43.50	± 4	3.03	8	6.38	2.62	9½	675	17.00 \pm .12	13.00 \pm .01	6.50 \pm .01	1.375 \pm .01	3.00 \pm .06
440	17170	3.50	53.00	± 5	3.56	9	7.50	3.06	11¼	1100	18.00 \pm .12	13.50 \pm .01	6.75 \pm .01	1.50 \pm .01	4.00 \pm .06
675	17180	4.00	56.75	± 5	4.60	11¼	8.00	3.50	13¾	1750	20.00 \pm .12	16.00 \pm .01	8.00 \pm .01	1.63 \pm .01	4.00 \pm .06
900	17190	5.00	64.75	± 5	5.56	12¾	10.75	4.38	16¾	2400	**	**	**	**	**
1450	17200	6.00	69.00	± 5	6.06	13¾	12.00	4.75	20¾	4250	**	**	**	**	**
1800	17210	7.00	73.50	± 5	7.00	16¾	12.50	5.25	22¾	5775	**	**	**	**	**

† DENOTES 4 HOLE PATTERN, MEANING NO CENTER HOLES.

** CONSULT FACTORY FOR DIMENSIONS.

MADE IN USA

Anexo N°04: Momentos últimos máximos para el diseño de acero por flexión para las vigas principales en la dirección Y.

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL BLOQUE 1 (DIRECCIÓN Y - Y)						
TRAMO	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
9 - 8	116.75 kN.m	39.85 kN.m	70.85 kN.m	98.67 kN.m	31.25 kN.m	92.44 kN.m
8 - 7	85.96 kN.m	27.63 kN.m	79.99 kN.m	79.27 kN.m	30.24 kN.m	108.61 kN.m
7 - 6	62.13 kN.m	25.72 kN.m	51.67 kN.m	87.35 kN.m	4.17 kN.m	108.59 kN.m
6 - 5	71.30 kN.m	24.66 kN.m	55.36 kN.m	94.35 kN.m	5.44 kN.m	110.74 kN.m
5 - 4	67.17 kN.m	24.66 kN.m	50.19 kN.m	93.52 kN.m	3.98 kN.m	110.32 kN.m
4 - 3	82.46 kN.m	25.17 kN.m	71.98 kN.m	92.45 kN.m	9.22 kN.m	112.64 kN.m
3 - 2	96.89 kN.m	19.55 kN.m	87.67 kN.m	91.31 kN.m	20.52 kN.m	123.74 kN.m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL BLOQUE 2 (DIRECCIÓN Y - Y)						
TRAMO	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
9 - 8	61.90 kN.m	22.38 kN.m	46.15 kN.m	71.61 kN.m	19.80 kN.m	47.85 kN.m
8 - 7	58.74 kN.m	20.86 kN.m	57.81 kN.m	75.60 kN.m	21.39 kN.m	62.74 kN.m
7 - 6	56.96 kN.m	26.20 kN.m	50.57 kN.m	92.93 kN.m	2.76 kN.m	94.30 kN.m
6 - 5	54.57 kN.m	23.46 kN.m	43.05 kN.m	82.58 kN.m	5.34 kN.m	97.73 kN.m
5 - 4	54.63 kN.m	23.59 kN.m	41.06 kN.m	83.49 kN.m	2.17 kN.m	97.19 kN.m
4 - 3	68.72 kN.m	24.73 kN.m	49.00 kN.m	76.57 kN.m	5.61 kN.m	103.94 kN.m
3 - 2	69.86 kN.m	13.53 kN.m	48.00 kN.m	45.02 kN.m	16.75 kN.m	97.67 kN.m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL BLOQUE 3 (DIRECCIÓN Y - Y)						
TRAMO	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
9 - 8	11.72 kN.m	7.12 kN.m	17.52 kN.m	34.72 kN.m	6.90 kN.m	8.98 kN.m
8 - 7	18.28 kN.m	9.10 kN.m	24.94 kN.m	46.85 kN.m	8.80 kN.m	16.74 kN.m
7 - 6	32.35 kN.m	23.17 kN.m	27.51 kN.m	73.75 kN.m	1.80 kN.m	62.53 kN.m
6 - 5	28.67 kN.m	19.92 kN.m	19.55 kN.m	56.43 kN.m	5.34 kN.m	69.70 kN.m
5 - 4	28.08 kN.m	20.30 kN.m	18.73 kN.m	55.73 kN.m	1.95 kN.m	69.67 kN.m
4 - 3	37.70 kN.m	21.21 kN.m	21.13 kN.m	44.29 kN.m	1.65 kN.m	80.65 kN.m
3 - 2	38.98 kN.m	6.26 kN.m	6.50 kN.m	7.84 kN.m	11.00 kN.m	63.23 kN.m

Anexo N°05: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 9 – 8.

TRAMO 9 - 8						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	116.75 kN.m	39.85 kN.m	70.85 kN.m	98.67 kN.m	31.25 kN.m	92.44 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	727.0 mm ²	248.0 mm ²	441.0 mm ²	614.0 mm ²	195.0 mm ²	575.0 mm ²
# Varillas	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	769.1 mm ²	364.8 mm ²	449.9 mm ²	640.3 mm ²	364.8 mm ²	596.9 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	4	2	3	4	2	4
As real =	791.6 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	791.6 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°06: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 8 – 7.

TRAMO 8 - 7						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	85.96 kN.m	27.63 kN.m	79.99 kN.m	79.27 kN.m	30.24 kN.m	108.61 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	535.0 mm ²	172.0 mm ²	498.0 mm ²	493.0 mm ²	188.0 mm ²	676.0 mm ²
# Varillas	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	552.2 mm ²	364.8 mm ²	511.5 mm ²	506.6 mm ²	364.8 mm ²	710.6 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	3	2	3	3	2	4
As real =	593.7 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°07: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 7 – 6.

TRAMO 7 - 6						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	62.13 kN.m	25.72 kN.m	51.67 kN.m	87.35 kN.m	4.17 kN.m	108.59 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	387.0 mm ²	160.0 mm ²	322.0 mm ²	544.0 mm ²	26.0 mm ²	676.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	391.9 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	561.8 mm ²	364.8 mm ²	710.4 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	2	2	2	3	2	4
As real =	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°08: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 6 – 5.

TRAMO 6 - 5						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	71.30 kN.m	24.66 kN.m	55.36 kN.m	94.35 kN.m	5.44 kN.m	110.74 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	444.0 mm ²	154.0 mm ²	345.0 mm ²	587.0 mm ²	34.0 mm ²	689.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	452.9 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	610.1 mm ²	364.8 mm ²	725.8 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	3	2	2	4	2	4
As real =	593.7 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°09: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 5 – 4.

TRAMO 5 - 4						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	67.17 kN.m	24.66 kN.m	50.19 kN.m	93.52 kN.m	3.98 kN.m	110.32 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	418.0 mm ²	154.0 mm ²	312.0 mm ²	582.0 mm ²	25.0 mm ²	687.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	425.3 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	604.4 mm ²	364.8 mm ²	722.8 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	3	2	2	4	2	4
As real =	593.7 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°10: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 4 – 3.

TRAMO 4 - 3						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	82.46 kN.m	25.17 kN.m	71.98 kN.m	92.45 kN.m	9.22 kN.m	112.64 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	513.0 mm ²	157.0 mm ²	448.0 mm ²	575.0 mm ²	57.0 mm ²	701.0 mm ²
# Varillas	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	528.3 mm ²	364.8 mm ²	457.4 mm ²	597.0 mm ²	364.8 mm ²	739.4 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	3	2	3	4	2	4
As real =	593.7 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	791.6 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°11: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramo 3 – 2.

TRAMO 3 - 2						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	96.89 kN.m	19.55 kN.m	87.67 kN.m	91.31 kN.m	20.52 kN.m	123.74 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	603.0 mm ²	122.0 mm ²	546.0 mm ²	568.0 mm ²	128.0 mm ²	770.0 mm ²
# Varillas	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	627.9 mm ²	364.8 mm ²	564.0 mm ²	589.1 mm ²	364.8 mm ²	820.0 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	4	2	3	3	2	5
As real =	791.6 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	989.5 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	DOS A MAS CAPAS

Anexo N°12: Diseño del acero para el refuerzo transversal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramos 9 – 8 y 8 - 7.

TRAMO 9 - 8 (BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	170.32 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

2.-Solución

a) Límite superior para raíz de f'c :
4.58 Mpa < 8.00 Mpa OK

b) Límite superior para raíz de f'c :
420 Mpa <= 420 Mpa OK

c) Resistencia del concreto :
Vc = 86.19 kN
Vs = 114.19 kN
Vs máx = 334.63 kN

d) Separación de estribos :
21.4.4.5 { S1 = 232 mm
S2 = 221.3 mm
0.5d = 221.3 mm
Separación = 22 cm

21.4.4.4 { s <= (d/4) 150 mm
10 ∅ As 159 mm
20 ∅ Estribo 191 mm
Separación 15 cm

Zona de confinamiento: 100 cm

Configuración :

1@0.05 6@0.15 R @0.22

TRAMO 8 - 7 (BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	147.36 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

2.-Solución

a) Límite superior para raíz de f'c :
4.58 Mpa < 8.00 Mpa OK

b) Límite superior para raíz de f'c :
420 Mpa <= 420 Mpa OK

c) Resistencia del concreto :
Vc = 86.19 kN
Vs = 87.17 kN
Vs máx = 334.63 kN

d) Separación de estribos :
21.4.4.5 { S1 = 304 mm
S2 = 221.3 mm
0.5d = 221.3 mm
Separación = 22 cm

21.4.4.4 { s <= (d/4) 150 mm
10 ∅ As 159 mm
20 ∅ Estribo 191 mm
Separación 15 cm

Zona de confinamiento: 100 cm

Configuración :

1@0.05 6@0.15 R @0.22

Anexo N°13: Diseño del acero para el refuerzo transversal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramos 7 – 6 y 6 - 5.

TRAMO 7 - 6 (BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	96.25 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

2.-Solución

<u>a) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
4.58 Mpa	<	8.00 Mpa	OK
<u>b) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
420 Mpa	<=	420 Mpa	OK
<u>c) Resistencia del concreto :</u>			
Vc =	86.19 kN		
Vs =	27.05 kN		
Vs máx =	334.63 kN		

<u>d) Separación de estribos :</u>			
21.4.4.5	}	S1 =	979 mm
		S2 =	221.3 mm
		0.5d	221.3 mm
		Separación =	22 cm

21.4.4.4	}	s <= (d/4)	150 mm
		10 ∅ As	159 mm
		20 ∅ Estribo	191 mm
		Separación	15 cm

Zona de confinamiento: 100 cm

Configuración :

1@0.05 6@0.15 R @0.22

TRAMO 6 - 5 (BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	98.05 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

2.-Solución

<u>a) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
4.58 Mpa	<	8.00 Mpa	OK
<u>b) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
420 Mpa	<=	420 Mpa	OK
<u>c) Resistencia del concreto :</u>			
Vc =	86.19 kN		
Vs =	29.16 kN		
Vs máx =	334.63 kN		

<u>d) Separación de estribos :</u>			
21.4.4.5	}	S1 =	908 mm
		S2 =	221.3 mm
		0.5d	221.3 mm
		Separación =	22 cm

21.4.4.4	}	s <= (d/4)	150 mm
		10 ∅ As	159 mm
		20 ∅ Estribo	191 mm
		Separación	15 cm

Zona de confinamiento: 100 cm

Configuración :

1@0.05 6@0.15 R @0.22

Anexo N°14: Diseño del acero para el refuerzo transversal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramos 5 – 4 y 4 - 3.

TRAMO 5 - 4 (BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	97.90 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

2.-Solución

<u>a) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
4.58 Mpa	<	8.00 Mpa	OK
<u>b) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
420 Mpa	<=	420 Mpa	OK
<u>c) Resistencia del concreto :</u>			
Vc =	86.19 kN		
Vs =	28.99 kN		
Vs máx =	334.63 kN		

d) Separación de estribos :	
S1 =	914 mm
S2 =	221.3 mm
0.5d	221.3 mm
Separación =	22 cm

21.4.4.4		s <= (d/4)	150 mm
		10 ∅ As	159 mm
		20 ∅ Estribo	191 mm
Separación =			15 cm

Zona de confinamiento: 100 cm

Configuración :

1@0.05 6@0.15 R @0.22

TRAMO 4 - 3 (BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	96.62 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

2.-Solución

<u>a) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
4.58 Mpa	<	8.00 Mpa	OK
<u>b) Límite superior para raíz de f'c :</u>			
420 Mpa	<=	420 Mpa	OK
<u>c) Resistencia del concreto :</u>			
Vc =	86.19 kN		
Vs =	27.48 kN		
Vs máx =	334.63 kN		

d) Separación de estribos :	
S1 =	964 mm
S2 =	221.3 mm
0.5d	221.3 mm
Separación =	22 cm

21.4.4.4		s <= (d/4)	150 mm
		10 ∅ As	159 mm
		20 ∅ Estribo	191 mm
Separación =			15 cm

Zona de confinamiento: 100 cm

Configuración :

1@0.05 6@0.15 R @0.22

Anexo N°15: Diseño del acero para el refuerzo transversal de la viga principal del bloque 1 en la dirección Y, tramos 3 – 2.

TRAMO 3 - 2(BLOQUE 1)

1.- Datos de entrada:

Vud =	135.74 kN
h =	500 mm
b =	250 mm
f'c =	21 Mpa
f'y =	420 Mpa
recubrimiento	40 mm
∅ As =	5/8 "
∅ Estribo =	3/8 "
d =	443 mm

Configuración :

2.-Solución

a) Límite superior para raíz de f'c :

$$4.58 \text{ Mpa} < 8.00 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

b) Límite superior para raíz de f'c :

$$420 \text{ Mpa} \leq 420 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

c) Resistencia del concreto :

$$V_c = 86.19 \text{ kN}$$

$$V_s = 73.50 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ máx} = 334.63 \text{ kN}$$

1@0.05 6@0.15 R @0.22

d) Separación de estrivos :

$$S1 = 360 \text{ mm}$$

$$S2 = 221.3 \text{ mm}$$

$$0.5d = 221.3 \text{ mm}$$

Separación = **22 cm**

21.4.4.5

21.4.4.4

$$s \leq (d/4) = 150 \text{ mm}$$

$$10 \text{ } \emptyset \text{ As} = 159 \text{ mm}$$

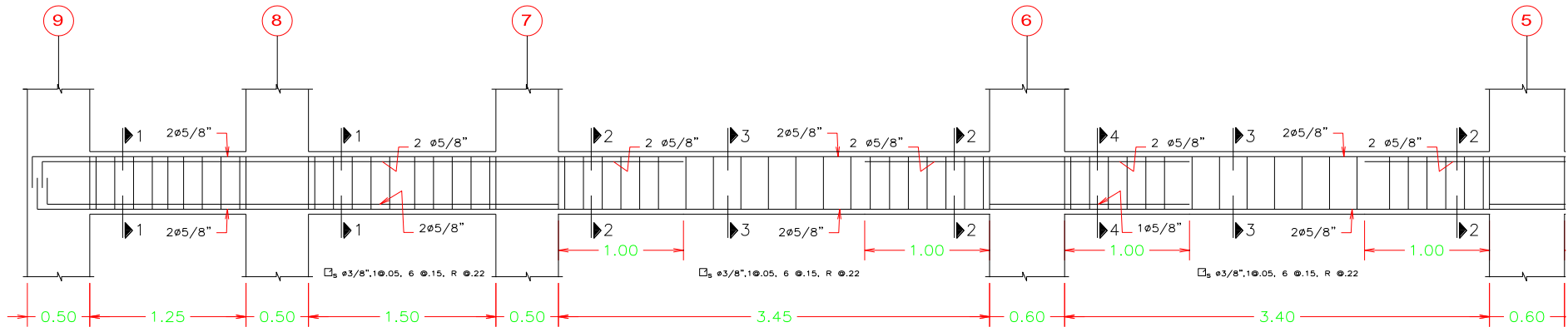
$$20 \text{ } \emptyset \text{ Estribo} = 191 \text{ mm}$$

Separación = **15 cm**

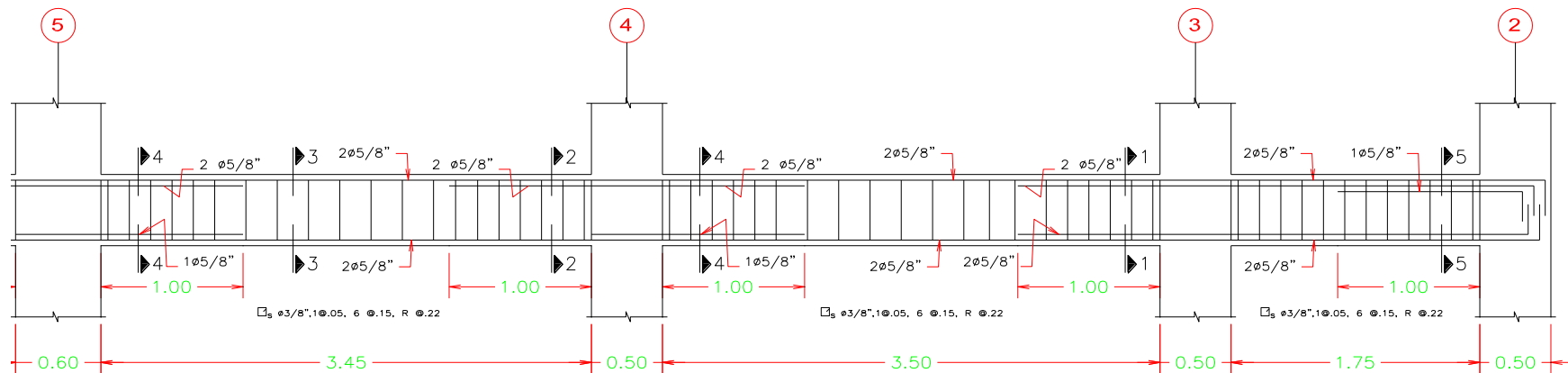
Zona de confinamiento: 100 cm

Anexo N°16: Distribución de acero de refuerzo para la viga principal del bloque 1 en la dirección Y.

VIGA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL BLOQUE 1; TRAMO DEL 9 AL 5



VIGA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL BLOQUE 1; TRAMO DEL 5 AL 2



Anexo N°17: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 9 – 8.

TRAMO 9 - 8						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	61.90 kN.m	22.38 kN.m	46.15 kN.m	71.61 kN.m	19.80 kN.m	47.85 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	385.0 mm ²	139.0 mm ²	287.0 mm ²	446.0 mm ²	123.0 mm ²	298.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	390.4 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	455.0 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	2	2	2	3	2	2
As real =	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°18: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 8 – 7.

TRAMO 8 - 7						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	58.74 kN.m	20.86 kN.m	57.81 kN.m	75.60 kN.m	21.39 kN.m	62.74 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	366.0 mm ²	130.0 mm ²	360.0 mm ²	471.0 mm ²	133.0 mm ²	391.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	369.6 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	481.8 mm ²	364.8 mm ²	396.0 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	2	2	2	3	2	3
As real =	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°19: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 7 – 6.

TRAMO 7 - 6						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	56.96 kN.m	26.20 kN.m	50.57 kN.m	92.93 kN.m	2.76 kN.m	94.30 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	355.0 mm ²	163.0 mm ²	315.0 mm ²	578.0 mm ²	17.0 mm ²	587.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	600.3 mm ²	364.8 mm ²	609.8 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	2	2	2	4	2	4
As real =	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°20: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 6 – 5.

TRAMO 6 - 5						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	54.57 kN.m	23.46 kN.m	43.05 kN.m	82.58 kN.m	5.34 kN.m	97.73 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	340.0 mm ²	146.0 mm ²	268.0 mm ²	514.0 mm ²	33.0 mm ²	608.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	529.1 mm ²	364.8 mm ²	633.7 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	2	2	2	3	2	4
As real =	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°21: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 5 – 4.

TRAMO 5 - 4						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	54.63 kN.m	23.59 kN.m	41.06 kN.m	83.49 kN.m	2.17 kN.m	97.19 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	340.0 mm ²	147.0 mm ²	256.0 mm ²	520.0 mm ²	14.0 mm ²	605.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	535.3 mm ²	364.8 mm ²	629.9 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	2	2	2	3	2	4
As real =	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°22: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 4 – 3.

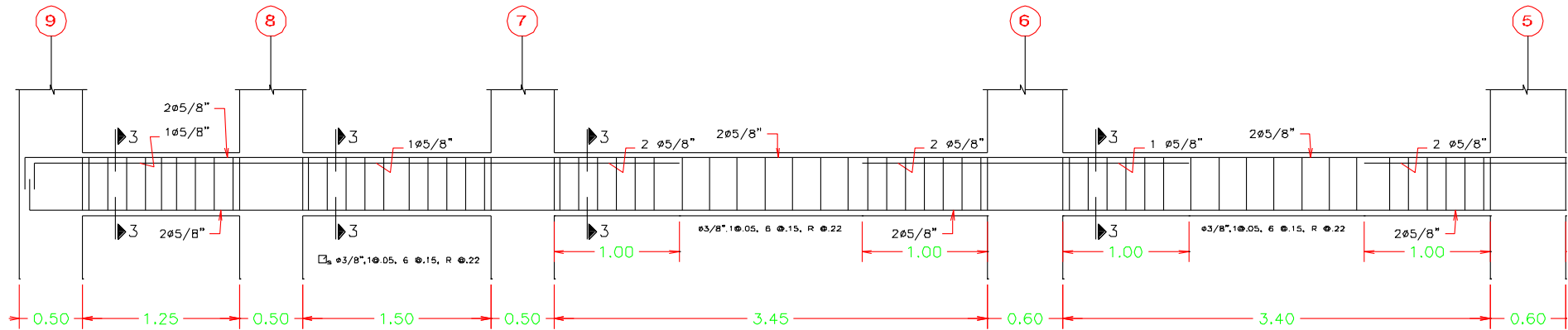
TRAMO 4 - 3						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	68.72 kN.m	24.73 kN.m	49.00 kN.m	76.57 kN.m	5.61 kN.m	103.94 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	428.0 mm ²	154.0 mm ²	305.0 mm ²	477.0 mm ²	35.0 mm ²	647.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	435.7 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	488.3 mm ²	364.8 mm ²	677.4 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	3	2	2	3	2	4
As real =	593.7 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	593.7 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°23: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 2 en la dirección Y, tramo 3 – 2.

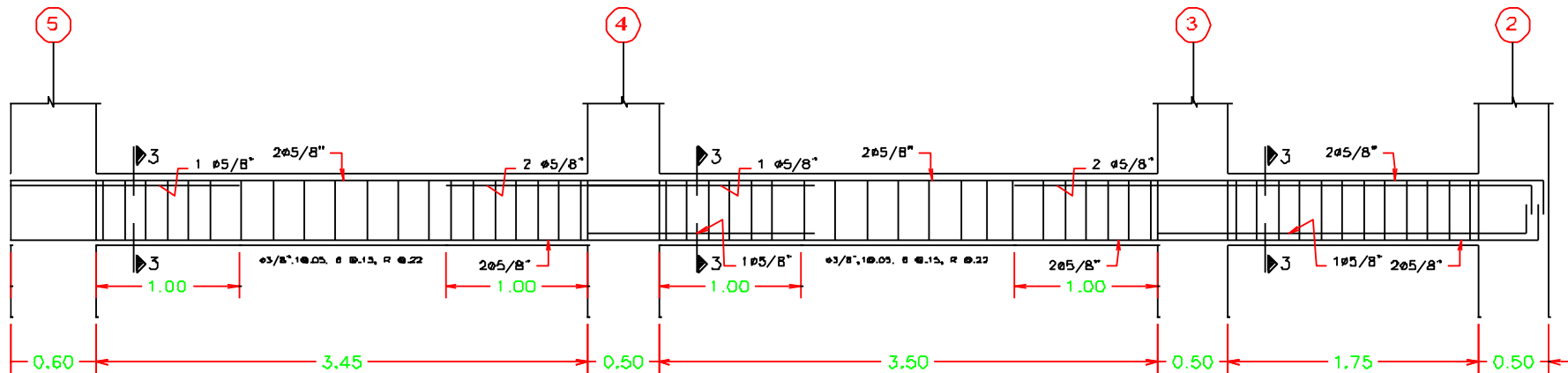
TRAMO 3 - 2						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	69.86 kN.m	13.53 kN.m	48.00 kN.m	45.02 kN.m	16.75 kN.m	97.67 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	435.0 mm ²	84.0 mm ²	299.0 mm ²	280.0 mm ²	104.0 mm ²	608.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	2 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	443.3 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	633.3 mm ²
Diametro propuesto =	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "
# barras =	3	2	2	2	2	4
As real =	593.7 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	395.8 mm ²	791.6 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°24: Distribución de acero de refuerzo para la viga principal del bloque 2 en la dirección Y.

VIGA DEL CUARTO AL SEXTO NIVEL BLOQUE 2; TRAMO DEL 9 AL 5



VIGA DEL CUARTO AL SEXTO NIVEL BLOQUE 2; TRAMO DEL 5 AL 2



Anexo N°25: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 9 – 8.

TRAMO 9 - 8						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	11.72 kN.m	7.12 kN.m	17.52 kN.m	34.72 kN.m	6.90 kN.m	8.98 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	73.0 mm ²	44.0 mm ²	109.0 mm ²	216.0 mm ²	43.0 mm ²	56.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	3	3	3
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°26: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 8 – 7.

TRAMO 8 - 7						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	18.28 kN.m	9.10 kN.m	24.94 kN.m	46.85 kN.m	8.80 kN.m	16.74 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	114.0 mm ²	57.0 mm ²	155.0 mm ²	292.0 mm ²	55.0 mm ²	104.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	3	3	3
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°27: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 7 – 6.

TRAMO 7 - 6						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	32.35 kN.m	23.17 kN.m	27.51 kN.m	73.75 kN.m	1.80 kN.m	62.53 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	201.0 mm ²	144.0 mm ²	171.0 mm ²	459.0 mm ²	11.0 mm ²	389.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	469.3 mm ²	364.8 mm ²	394.6 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	4	3	4
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	506.8 mm ²	380.1 mm ²	506.8 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°28: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 6 – 5.

TRAMO 6 - 5						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	28.67 kN.m	19.92 kN.m	19.55 kN.m	56.43 kN.m	5.34 kN.m	69.70 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	178.0 mm ²	124.0 mm ²	122.0 mm ²	351.0 mm ²	33.0 mm ²	434.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	442.2 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	3	3	4
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	506.8 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°29: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 5 – 4.

TRAMO 5 - 4						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	28.08 kN.m	20.30 kN.m	18.73 kN.m	55.73 kN.m	1.95 kN.m	69.67 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	175.0 mm ²	126.0 mm ²	117.0 mm ²	347.0 mm ²	12.0 mm ²	434.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	442.0 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	3	3	4
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	506.8 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°30: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 4 – 3.

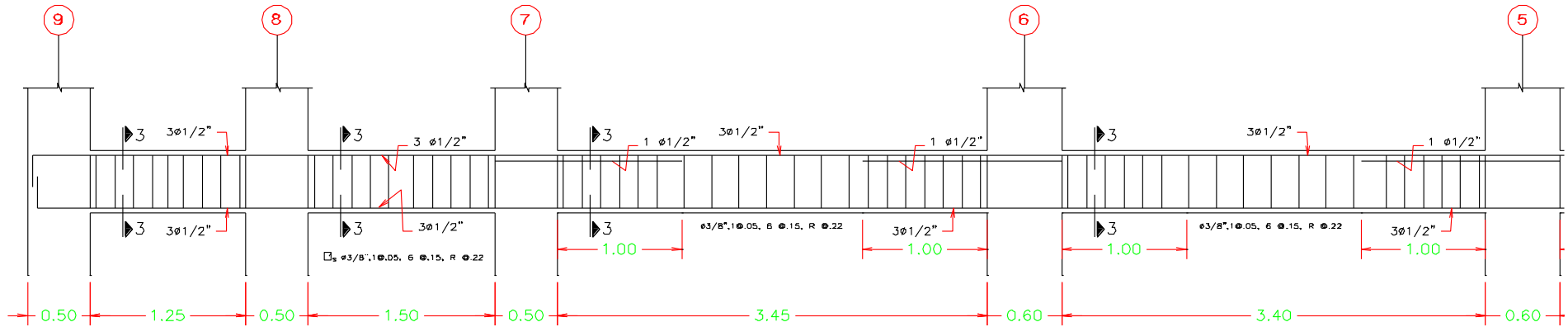
TRAMO 4 - 3						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	37.70 kN.m	21.21 kN.m	21.13 kN.m	44.29 kN.m	1.65 kN.m	80.65 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	235.0 mm ²	132.0 mm ²	132.0 mm ²	276.0 mm ²	10.0 mm ²	502.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	516.0 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	3	3	5
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	633.5 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°31: Diseño del acero para el refuerzo longitudinal de la viga principal del bloque 3 en la dirección Y, tramo 3 – 2.

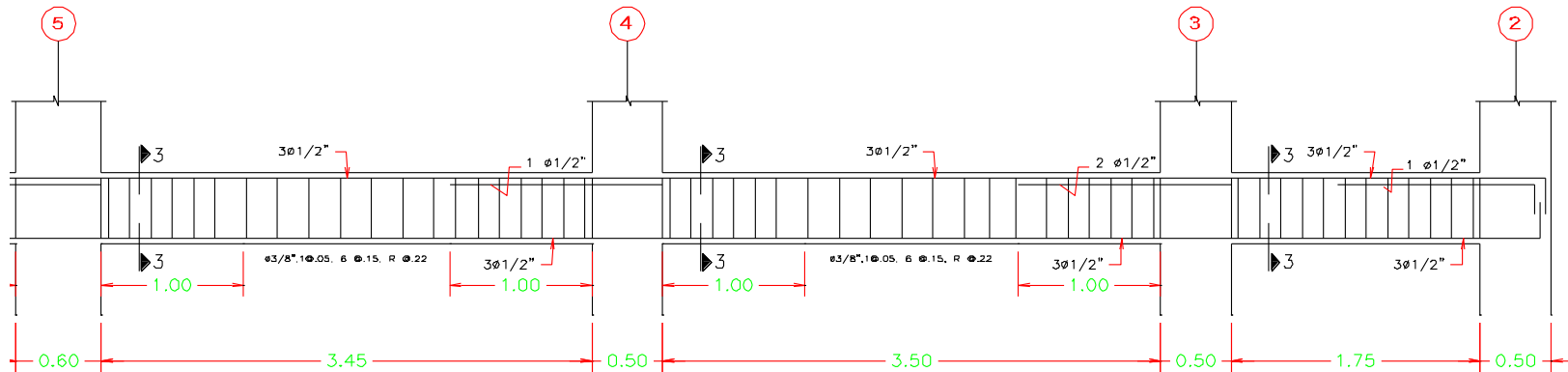
TRAMO 3 - 2						
CÁLCULOS	Mu(+) IZQUIERDA	Mu(+) CENTRO	Mu(+) DERECHA	Mu(-) IZQUIERDA	Mu(-) CENTRO	Mu(-) DERECHA
	38.98 kN.m	6.26 kN.m	6.50 kN.m	7.84 kN.m	11.00 kN.m	63.23 kN.m
1.- Acero aproximado						
d =	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm	437.8 mm
As =	243.0 mm ²	39.0 mm ²	40.0 mm ²	49.0 mm ²	68.0 mm ²	394.0 mm ²
# Varillas	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "	1 Φ 1 "
¿Entra?	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa	Usar una capa
2.- Cuantías:						
Cuantía mínima =	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
Cuantía máxima =	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
3.- Aceros						
Acero mínimo =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²
Acero máximo =	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²	1744.4 mm ²
4.- Momentos						
a mín =	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm	34.3 mm
\emptyset Mn mín =	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m	58.0 kN.m
a máx =	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm	164.2 mm
\emptyset Mn máx =	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m	234.5 kN.m
5.- Verificación preliminar						
¿Simple o Doble?	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple	Refuerzo_Simple
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6.- Diseño de acero						
As requerido =	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	364.8 mm ²	399.2 mm ²
Diametro propuesto =	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "	1/2 "
# barras =	3	3	3	3	3	4
As real =	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	380.1 mm ²	506.8 mm ²
¿Cumple?	SI	SI	SI	SI	SI	SI
¿Entra en una capa?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Anexo N°32: Distribución de acero de refuerzo para la viga principal del bloque 3 en la dirección Y.

VIGA DEL SEPTIMO AL NOVENO NIVEL BLOQUE 3; TRAMO DEL 9 AL 5

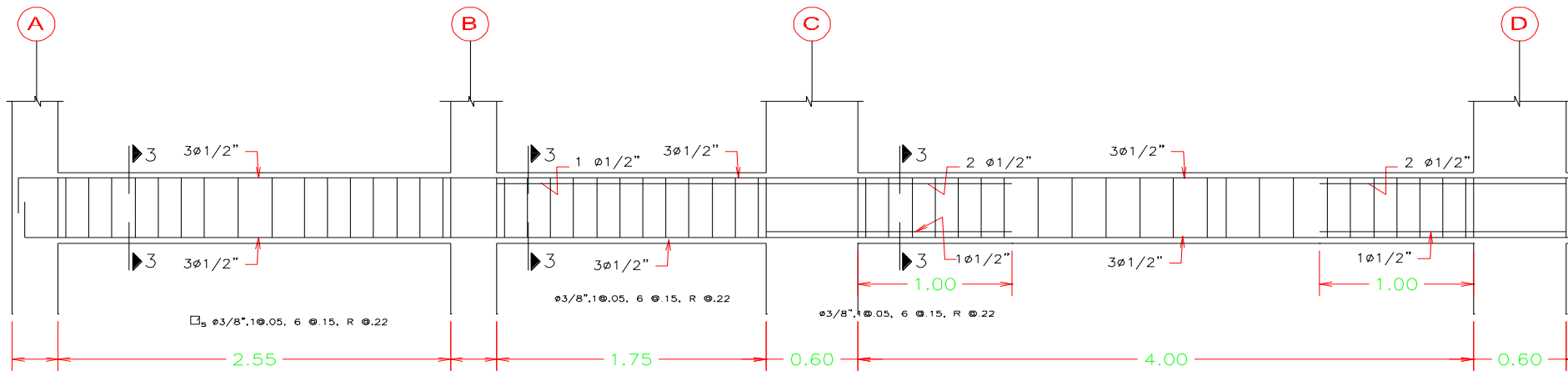


VIGA DEL SEPTIMO AL NOVENO NIVEL BLOQUE 3; TRAMO DEL 5 AL 2

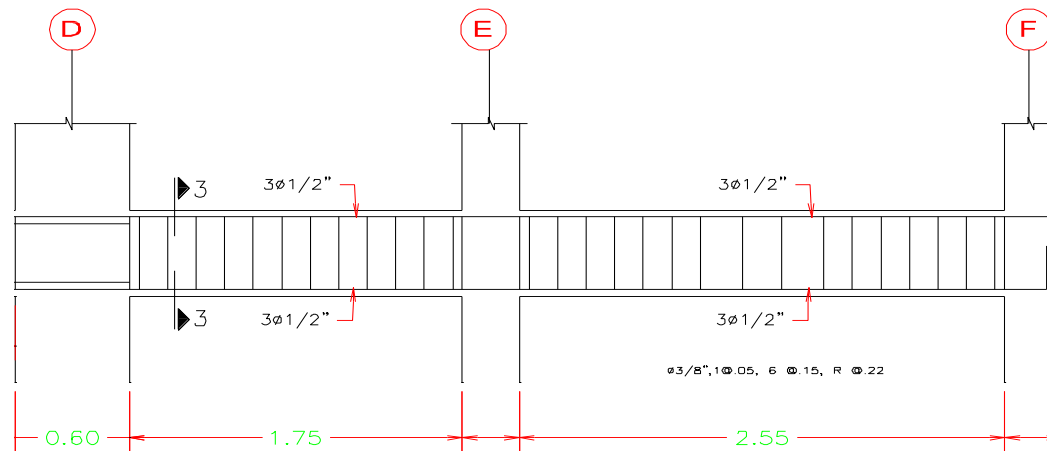


Anexo N°33: Distribución de acero de refuerzo para la viga principal del bloque 1 en la dirección X.

VIGA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL BLOQUE 1; TRAMO DEL A AL D

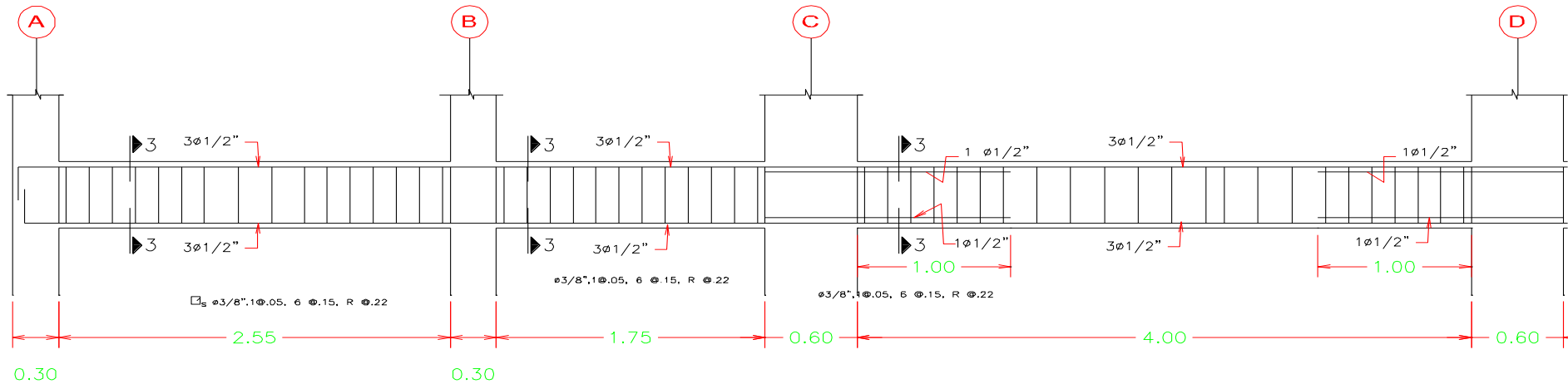


VIGA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL BLOQUE 1; TRAMO DEL A AL D

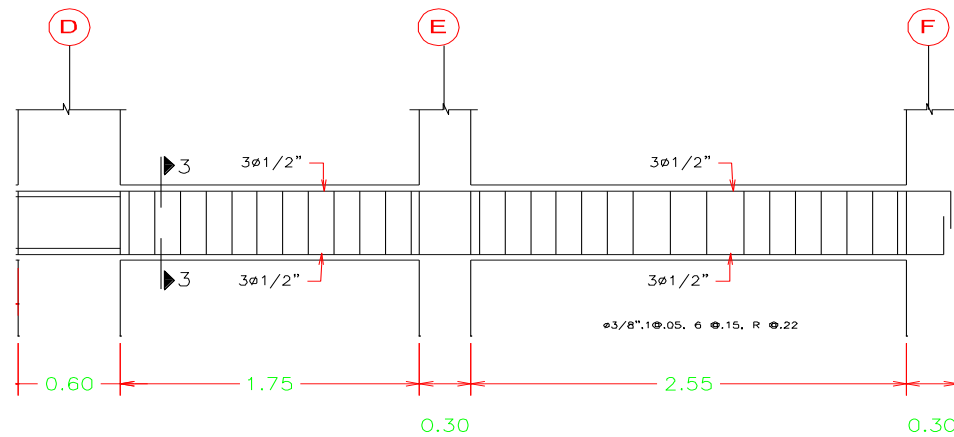


Anexo N°34: Distribución de acero de refuerzo para la viga principal del bloque 2 en la dirección X.

VIGA DEL CUARTO AL SEXTO NIVEL BLOQUE 2; TRAMO DEL A AL D

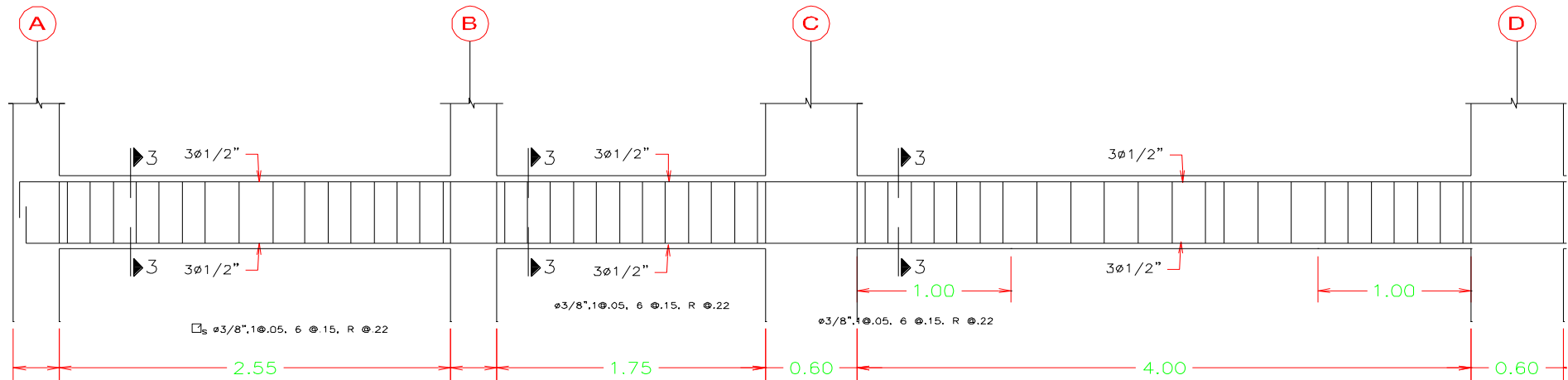


VIGA DEL CUARTO AL SEXTO NIVEL BLOQUE 2; TRAMO DEL D AL F



Anexo N°35: Distribución de acero de refuerzo para la viga principal del bloque 3 en la dirección X.

VIGA DEL CUARTO AL SEXTO NIVEL BLOQUE 3; TRAMO DEL A AL D



VIGA DEL CUARTO AL SEXTO NIVEL BLOQUE 3; TRAMO DEL D AL F

