

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Diseño estructural de un edificio de concreto armado
de 7 niveles con disipadores de energía del tipo fluido
viscoso en la ciudad de Huancayo**

Dick Helmut Moscoso Bravo

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2019

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

AGRADECIMIENTOS

Al Mg. Ing. Franz Emmanuel Estrada Porras, de manera especial, por su ayuda incondicional, tiempo, amabilidad y dirección en el presente proyecto.

A mi amigo, Jesús Requena, por apoyarme con la elaboración del plano arquitectónico.

DEDICATORIA

A mis padres Oscar y Esther.

A mis hermanos Erick y Ronnie.

A mi familia, por el afecto y apoyo incondicional que me brindaron para culminar mi carrera universitaria.

ÍNDICE

PORTADA	I
AGRADECIMIENTOS	II
DEDICATORIA.....	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE TABLAS	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
RESUMEN	VII
ABSTRACT	VIII
INTRODUCCIÓN	IX

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1.2. PROBLEMA PRINCIPAL.....	4
1.1.3. PROBLEMAS ESPECIFICOS.....	4
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	4
1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICIOS	4
1.3. JUSTIFICACION	4
1.3.1. JUSTIFICACION E IMPORTANCIA SOCIAL.....	4
1.3.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA FINANCIERA.....	5
1.3.3. JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA	5
1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	5
1.4.1. HIPÓTESIS	5

1.4.2. VARIABLES	6
------------------------	---

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	7
2.2. BASES TEÓRICAS	8
2.2.1. DISEÑO CONVENCIONAL SISMORRESISTENTE	8
2.2.2. SISTEMAS MODERNOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	9
2.2.3. DISIPADOR DE ENERGÍA DEL TIPO FLUIDO VISCOSO	16
2.2.4. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS	23
2.2.5. ECUACIONES GENERALES	24
2.2.6. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE	30

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	34
3.1.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN	34
3.1.2. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	35
3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	35
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	35
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	35
3.5. MATRIZ DE CONSISTENCIA	37

CAPÍTULO IV

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y METRADO DE CARGAS

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	38
4.1.1. UBICACIÓN.....	38
4.1.2. ARQUITECTURA Y USO DE LA EDIFICACIÓN	38

4.1.3. DATOS GEOTÉCNICOS PARA EL PROYECTO	40
4.2. CONFIGURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	41
4.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.....	42
4.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS	42
4.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	44
4.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	45
4.2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	46
4.2.6. CONFIGURACION ESTRUCTURAL FINAL	46
4.3. METRADO DE CARGAS.....	49
4.3.1. METRADO DE CARGAS EN LOSAS ALIGERADAS.....	49
4.3.2. METRADO DE CARGAS EN VIGAS	51
4.3.3. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS	52
4.3.4. METRADO DE CARGAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	53

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL SIN DISIPADORES DE ENERGÍA

5.1. PARÁMETROS Y CONTROLES SÍSMICOS	56
5.1.1. ZONIFICACIÓN	56
5.1.1. PARÁMETROS DE SUELO	57
5.1.2. AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....	58
5.1.3. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	58
5.1.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	59
5.1.5. CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL.....	59
5.1.6. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA.....	59
5.1.7. FACTORES DE IRREGULARIDAD	60
5.1.8. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD	62

5.1.9. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA “R”	62
5.1.10. LÍMITES DE DISTORSIÓN.....	62
5.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	63
5.2.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS	63
5.2.2. ESTIMACIÓN DEL PESO	64
5.2.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	64
5.2.4. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SISMICA EN ALTURA.....	67
5.2.5. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL.....	68
5.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	68
5.3.1. ACELERACIÓN ESPECTRAL	68
5.3.2. MODOS DE VIBRACIÓN.....	70
5.4. CONTROLES SÍSMICOS	71
5.4.1. CONTROL DE IRREGULARIDADES.....	71
5.4.2. VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL	76
5.4.3. CONTROL DE DERIVAS ESTÁTICAS	77
5.4.4. CONTROL DE DERIVAS DINÁMICAS	77
5.5. MÁXIMOS ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	78
5.5.1. ESFUERZOS POR SISMO ESTÁTICO	79
5.5.2. ESFUERZOS POR SISMO DINÁMICO.....	80

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON DISIPADORES DE ENERGÍA

6.1. ELECCIÓN DE OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	81
6.1.1. ELECCIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO.....	81
6.1.2. ELECCIÓN DEL ESTADO DE DAÑO	81
6.1.3. ELECCIÓN DE DERIVA OBJETIVO	81

6.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO CON R=1	82
6.2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS.....	82
6.2.2. ESPECTRO DE DISEÑO R=1.....	83
6.2.3. CONTROL DE DERIVAS	84
6.3. ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA	84
6.3.1. REGISTROS SÍSMICOS	84
6.3.2. CORRECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS	85
6.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO – ICA (2007)	89
6.3.4. ANALISIS SÍSMICO – MOYOBAMBA (2005)	90
6.3.5. ANALISIS SISMICO – OCOÑA (2001)	92
6.3.6. ELECCIÓN DEL SISMO DE DISEÑO.....	93
6.4. CÁLCULOS PARA EL USO DE DISIPADORES	95
6.4.1. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA	95
6.4.2. AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	96
6.4.3. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO	96
6.4.4. RIGIDEZ DEL BRAZO METÁLICO	97
6.4.5. EXPONENTE DE VELOCIDAD Y PARÁMETRO LAMBDA	98
6.4.6. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO NO LINEAL.....	98
6.5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO	103
6.5.1. CONTROL DE DERIVAS	103
6.5.2. VERIFICACIÓN DE PERIODO Y MASA MODAL.....	104
6.5.3. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	106
6.5.4. MÁXIMO STROKE.....	115
6.5.5. BALANCE ENERGÉTICO	116

6.5.6. ESFUERZOS ÚLTIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	117
---	-----

CAPÍTULO VII

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1. DISPOSICIONES GENERALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE	118
7.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN	119
7.1.2. DISEÑO POR CORTANTE	119
7.1.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	120
7.2. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	120
7.2.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN	121
7.2.2. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS DIRECCIONES.....	123
7.2.3. DISEÑO DE VIGAS	126
7.2.4. DISEÑO DE COLUMNAS	131
7.2.5. DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	135
7.2.6. DISEÑO DE ESCALERA	138
7.2.7. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN	142
7.3. DISEÑO DE ELEMENTOS DEL DISIPADOR.....	146
7.3.1. FUERZA EN LOS DISIPADORES	146
7.3.2. ELECCIÓN DEL DISIPADOR	148
7.3.3. DISEÑO DEL BRAZO METÁLICO.....	151
7.3.4. DISEÑO DE VIGA DE ACERO	155
7.3.5. DISEÑO DE PLACA BASE.....	160
7.3.6. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE.....	162
7.3.7. DETALLADO FINAL DE ELEMENTOS DEL DISIPADOR	163

CAPÍTULO VIII

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

8.1. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	164
8.1.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DE MASA164	
8.1.2. COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISOS	165
8.1.3. ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	167
8.1.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE FUERZAS CORTANTES POR NIVEL	170
CONCLUSIONES.....	X
RECOMENDACIONES	XI
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	XII
ANEXOS	XIII
PLANOS.....	XIV

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Registros sísmicos utilizados	26
Tabla 2: Parámetro λ y exponente α	28
Tabla 3: Niveles de amenaza sísmica – VISIÓN 2000	30
Tabla 4: Coeficiente “U” – Sismo de Diseño	31
Tabla 5: Niveles de Desempeño – VISION 2000	31
Tabla 6: Nivel de desempeño vs movimiento sísmico de diseño	32
Tabla 7: Estado de daño vs nivel de desempeño	33
Tabla 8: Deriva objetivo	33
Tabla 9: Predimensionamiento de losa	42
Tabla 10: Predimensionamiento de vigas de amarre	44
Tabla 11: Predimensionamiento de columnas	45
Tabla 12: Cargas a Utilizar	49
Tabla 13: Carga ultima en losa aligerada – habitaciones	50
Tabla 14: Carga Ultima en losa aligerada – spa y gimnasio	50
Tabla 15: Carga ultima en losa aligerada – azotea	50
Tabla 16: Carga muerta en viga	51
Tabla 17: Carga Viva en Viga	52
Tabla 18: Carga muerta en columna	52
Tabla 19: Carga viva en columna	53
Tabla 20: Metrado peso propio columna	53
Tabla 21: Cargas últimas en columna	53
Tabla 22: Cargas muertas en muro estructural	54
Tabla 23: Carga viva en muro estructural	54
Tabla 24: Peso propio en muro estructural	55
Tabla 25: Cargas últimas en muro estructural	55
Tabla 26: Factores de zona	57
Tabla 27: Factores de suelo	57
Tabla 28: Factores T_p y T_i	57
Tabla 29: Factores de uso	58
Tabla 30: Categoría y sistema estructural	59
Tabla 31: Coeficiente de reducción	60
Tabla 32: Categoría e irregularidad	62
Tabla 33: Limites de Distorsión	62
Tabla 34: Peso acumulado por piso	64
Tabla 35: Calculo periodo sin disipadores - Dirección “X”	64
Tabla 36: Calculo periodo sin disipadores - Dirección “Y”	65
Tabla 37: Distribución de fuerza sísmica por altura – Dirección X	68
Tabla 38: Distribución de fuerza sísmica por altura – Dirección Y	68
Tabla 39: Excentricidad Accidental	68
Tabla 40: Periodos de vibración – Análisis dinámico R=6	69
Tabla 41: Modos de vibración	70
Tabla 42: Rigidez y desplazamiento relativo por nivel – Dirección X	71

Tabla 43: Control de irregularidad por rigidez – Dirección “X”	71
Tabla 44: Rigidez y desplazamiento relativo por nivel – Dirección “Y”	71
Tabla 45: Control de irregularidad por rigidez – Dirección “Y”	72
Tabla 46: Control de irregularidad por resistencia – Dirección “X”	72
Tabla 47: Control de irregularidad por resistencia – Dirección “Y”	72
Tabla 48: Control de irregularidad por masa o peso.....	73
Tabla 49: Control de irregularidad por torsión – Dirección “X”	74
Tabla 50: Control de irregularidad por torsión – Dirección Y	74
Tabla 51: <i>Derivas estáticas en la dirección “X”</i>	77
Tabla 52: Derivas estáticas en la Dirección “Y”	77
Tabla 53: derivas dinámicas en la Dirección “X”	78
Tabla 54: Derivas Dinámicas en la Dirección “Y”	78
Tabla 55: Elección del nivel de desempeño	81
Tabla 56: Elección de la deriva objetivo.....	82
Tabla 57: Parámetros sísmicos con R=1	82
Tabla 58: Periodos de vibración con R=1	83
Tabla 59: Derivas con R=1 en la Dirección “X”	84
Tabla 60: Derivas con R=1 en la Dirección “Y”	84
Tabla 61: Aceleración máxima de registros	86
Tabla 62: Derivas en la Dirección “X” – Caso 1 Ica 2007.....	89
Tabla 63: Derivas en la Dirección “X” – Caso 2 Ica 2007.....	89
Tabla 64: Derivas en la Dirección “Y” – Caso 1 Ica 2007.....	90
Tabla 65: Derivas en la Dirección “Y” – Caso 2 Ica 2007.....	90
Tabla 66: Derivas en la Dirección “X” – Caso 1 Moyobamba 2005.....	90
Tabla 67: Derivas en la Dirección “X” – Caso 2 Moyobamba 2005.....	91
Tabla 68: Derivas en la Dirección “Y” – Caso 1 Moyobamba (2005).....	91
Tabla 69: Derivas en la Dirección Y – Caso 2 Moyobamba (2005).....	91
Tabla 70: Derivas en la Dirección “X” – Caso 1 Ocoña 2001.....	92
Tabla 71: Derivas en la Dirección “X” – Caso 2 Ocoña 2001.....	92
Tabla 72: Derivas en la Dirección “Y” – Caso 1 Ocoña 2001.....	92
Tabla 73: Derivas en la Dirección “Y” – Caso 2 Ocoña 2001.....	93
Tabla 74: Derivas obtenidas en la dirección “X”	93
Tabla 75: Derivas Obtenidas en la Dirección “Y”	93
Tabla 76: Elección de deriva objetivo – Dirección x.....	94
Tabla 77: Elección de deriva objetivo – Dirección “Y”	94
Tabla 78: Comparación de deriva objetivo – Dirección “X”	94
Tabla 79: Comparación de Deriva Objetivo – Dirección “Y”	95
Tabla 80: Derivas, caso 2, Ocoña 2001 – Deriva Objetivo.....	95
Tabla 81: Deriva, caso 1 Ocoña 2001 – Deriva Objetivo	95
Tabla 82: Elección del exponente de velocidad y parámetro lambda	98
Tabla 83: Desplazamiento en los nudos donde se ubicarán los disipadores – Dirección “X”	99
Tabla 84: Desplazamiento en los nudos donde se ubican los disipadores – Dirección Y	99

Tabla 85: Desplazamiento modal - Dirección "X"	100
Tabla 86: Cálculos para el coeficiente de amortiguamiento – Dirección "X"	100
Tabla 87: Amplitud – Dirección "X"	100
Tabla 88: Coeficiente de amortiguamiento por disipador – Dirección "X"	101
Tabla 89: Desplazamiento modal – Dirección "Y"	101
Tabla 90: Cálculos para el coeficiente de amortiguamiento – Dirección "Y"	102
Tabla 91: Amplitud – Dirección "Y"	102
Tabla 92: Coeficiente de amortiguamiento por disipador – Dirección "Y"	102
Tabla 93: Derivas obtenidas con disipadores – Dirección "X"	103
Tabla 94: Derivas obtenidas con disipadores – Dirección "Y"	104
Tabla 95: Periodo fundamental con disipadores dirección "X"	104
Tabla 96: Periodo fundamental con disipadores dirección "Y"	104
Tabla 97: Modos de vibración con disipadores.....	106
Tabla 98: Máximo stroke en los disipadores.....	115
Tabla 99. Factores de reducción – Diseño sismorresistente.....	118
Tabla 100: Diseño por flexión – Losa aligerada en una dirección.....	122
Tabla 101: Diseño por flexión dirección "X" – Losa en 2 direcciones.....	125
Tabla 102: Diseño por flexión dirección "Y" – Losa en 2 direcciones	125
Tabla 103: Diseño por flexión viga eje 2 – Momentos negativos	127
Tabla 104: Diseño por flexión viga eje 2 – Momentos positivos	128
Tabla 105. Cargas actuantes en columna 55 x 55	131
Tabla 106. Combinaciones de carga para diseño de columna 55x55	131
Tabla 107. Cargas actuantes en muro estructural del Eje A-4.....	135
Tabla 108. Combinaciones de carga para diseño de muro estructural	136
Tabla 109. Fuerza en los disipadores de la dirección X.....	147
Tabla 110. Fuerza en los disipadores de la Dirección Y	148
Tabla 111. Fuerza máxima en disipadores	148
Tabla 112. Elección de disipadores en la dirección X.....	149
Tabla 113. Elección de disipadores en la dirección Y.....	149
Tabla 114. Numero de dispositivos en la estructura	150
Tabla 115. Dimensiones de los disipadores por fuerza.....	150
Tabla 116. Dimensiones de placa base por disipador	150
Tabla 117. Cantidad de disipadores por fuerza de trabajo.....	151
Tabla 118. Fuerza amplificada en los disipadores de la dirección "X"	151
Tabla 119. Fuerza amplificada en los disipadores de la dirección "Y"	152
Tabla 120: Disipadores a diseñar por fuerza máxima	152
Tabla 121: Dimensiones del brazo metálico	153
Tabla 122. Longitud del brazo metálico	153
Tabla 123. Esfuerzo máximo en brazos metálicos	153
Tabla 124. Comprobación de longitud efectiva	154
Tabla 125. Esfuerzo máximo por pandeo en brazo metálico.....	154
Tabla 126. Resistencia nominal de brazos metálicos.....	154
Tabla 127. Resistencia por fluencia en brazos metálicos.....	154
Tabla 128. Verificación de esfuerzos máximos en brazos metálicos	155

Tabla 129. Variación de fuerzas en disipadores por pórtico – Dirección “X”	155
Tabla 130. Variación de fuerzas en disipadores por pórtico – Dirección “Y”	156
Tabla 131. Propiedades y esfuerzos máximos por perfil de acero	158
Tabla 132. Dimensiones de perfiles metálicos.....	159
Tabla 133. Dimensiones del perfil W21x57.....	160
Tabla 134. Dimensiones de placa base elegida.....	160
Tabla 135. Dimensiones de pernos estructurales.....	161
Tabla 136. Longitud requerida por pernos	162
Tabla 137. Comparación de desplazamientos en el centro de masa – Eje “X”	164
Tabla 138. Comparación de desplazamientos en el centro de masa – Eje X.....	165
Tabla 139. Comparación de derivas obtenidas - eje X.....	166
Tabla 140. Comparación de derivas obtenidas – eje Y	167
Tabla 141.: Momentos flectores máximos en viga del eje 2	167
Tabla 142. Fuerzas cortantes máximas en viga del eje 2	168
Tabla 143: Momentos flectores máximos en columna de 55 x 55	168
Tabla 144: Fuerzas cortantes máximas en columna 55 x 55.....	169
Tabla 145. Momentos flectores máximos en muro estructural	170
Tabla 146: Fuerzas cortantes máximas en muro estructural.....	170
Tabla 147. Fuerzas cortantes por nivel – Dirección “X”	170
Tabla 148. Fuerzas cortantes por nivel – Dirección “Y”	171

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Subducción entre Placa Nazca y Sudamericana	2
Figura 2. Sistemas modernos de protección sísmica	3
Figura 3. Enfoque convencional sismorresistente	9
Figura 4. Sistema de aislamiento de base	10
Figura 5. Sistema con disipadores de energía.....	10
Figura 6. Sistemas modernos de protección sísmica	11
Figura 7. Disipador de fricción.....	12
Figura 8. Comportamiento histerético por fricción	12
Figura 9: Disipador de plastificación	13
Figura 10. Comportamiento histerético por plastificación	13
Figura 11. Disipador viscoelastico	14
Figura 12. Comportamiento histerético disipador viscoelástico.	14
Figura 13. Disipador de energía de fluido viscoso	15
Figura 14. Comportamiento histerético disipador viscoso.	15
Figura 15: Disipador de fluido viscoso.	16
Figura 16. Elementos de un Disipador de Fluido Viscoso	18
Figura 17: Ciclo de histéresis de un disipador fluido viscoso.....	19
Figura 18. Disposición diagonal disipador.....	20
Figura 19: Disposición Chevron brace disipador	21
Figura 20: Disposición Chevron Brace con viga metálica.....	22
Figura 21: Detalle 1 Chevron Brace	22
Figura 22: Detalle 2 Chevron Brace	22
Figura 23: Detalle 3 Chevron Brace	22
Figura 24: Registro sísmico sin escalar vs espectro objetivo	27
Figura 25: Relación velocidad y fuerza de amortiguamiento	28
Figura 26: Angulo de Inclinación del disipador	29
Figura 27: Ubicación del proyecto.....	38
Figura 28: Primer nivel del proyecto	39
Figura 29: Segundo, tercer y cuarto nivel del proyecto	39
Figura 30: Quinto y sexto nivel del proyecto	40
Figura 31: Séptimo nivel del proyecto	40
Figura 32: Configuración final 1er nivel	46
Figura 33: Configuración final 2do y 3er nivel.....	47
Figura 34: Configuración final 4to y 5to nivel	47
Figura 35: Configuración final 6to nivel	48
Figura 36: Configuración final 7mo nivel	48
Figura 37: Área tributaria de la losa sobre la viga.....	51
Figura 38: Área tributaria de la columna	52
Figura 39: Área tributaria de la placa	54
Figura 40: Mapa de zonificación sísmica.....	56
Figura 41: Modelado tridimensional de la edificación.....	63
Figura 42: Periodo fundamental en la dirección "X"	66

Figura 43: Periodo fundamental en la dirección "Y"	66
Figura 44: Espectro de Respuesta Inelástico	70
Figura 45: Esquinas a analizar por torsión	73
Figura 46: Vista en Planta de la Estructura	75
Figura 47: Planta con mayores aberturas	75
Figura 48: Diagrama de momentos flectores por sismo estático, eje "C"	79
Figura 49: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo estático, eje "C"	79
Figura 50: Diagrama de momentos flectores por sismo dinámico, eje "C"	80
Figura 51: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo dinámico, eje "C"	80
Figura 52: Espectro de respuesta con R=1	83
Figura 53: Caso 1 de Análisis sísmico	85
Figura 54: Caso 2 de análisis sísmico	85
Figura 55: Caso 1, Registro escalado de la ciudad de ICA	86
Figura 56: Caso 2, Registro escalado de la ciudad de ICA	87
Figura 57: Caso 1, Registro escalado de la ciudad de MOYOBAMBA	87
Figura 58: Caso 2, Registro Escalado de la ciudad de MOYOBAMBA.....	88
Figura 59: Caso 1, Registro escalado de la ciudad de la ciudad de OCOÑA.....	88
Figura 60: Caso 2, Registro escalado de la ciudad de OCOÑA	89
Figura 61: Ubicación de los disipadores	97
Figura 62: Longitud de disipadores	97
Figura 63: Nudos de los Disipadores, eje "X"	98
Figura 64: Nudos de los disipadores, eje "Y"	99
Figura 65: Modelo tridimensional con disipadores.....	103
Figura 66: Periodo en el eje "X" con disipadores	105
Figura 67: Periodo en el eje "Y" con disipadores	105
Figura 68: Comportamiento histerético disipadores K1 y K2	106
Figura 69: Comportamiento histerético disipadores K3 y K4	107
Figura 70: Comportamiento histerético disipadores K5 y K6	107
Figura 71: Comportamiento histerético disipadores K7 y K8	107
Figura 72: Comportamiento histerético disipadores K9 y K10	108
Figura 73: Comportamiento histerético disipadores K11 y K12	108
Figura 74: Comportamiento histerético disipadores K13 y K14	108
Figura 75: Comportamiento histerético disipadores K15 y K16	109
Figura 76: Comportamiento histerético disipadores K17 y K18	109
Figura 77: Comportamiento histerético disipadores K19 y K20	109
Figura 78: Comportamiento histerético disipadores K21 y K22	110
Figura 79: Comportamiento histerético disipadores K23 y K24	110
Figura 80: Comportamiento histerético disipadores K25 y K26	110
Figura 81: Comportamiento histerético disipadores K27 y K28	111
Figura 82: Comportamiento histerético disipadores K29 y K30	111
Figura 83: Comportamiento histerético disipadores K31 y K32	111
Figura 84: Comportamiento histerético disipadores K33 y K34	112
Figura 85: Comportamiento histerético disipadores K35 y K36	112
Figura 86: Comportamiento histerético disipadores K37 y K38	112

Figura 87: Comportamiento histerético disipadores K39 y K40	113
Figura 88: Comportamiento histerético disipadores K41 y K42	113
Figura 89: Comportamiento histerético disipadores K43 y K44	113
Figura 90: Comportamiento histerético disipadores K45 y K46	114
Figura 91: Comportamiento histerético disipadores K47 y K48	114
Figura 92: Balance energético de la estructura	116
Figura 93: Diagrama de momentos flectores en el eje “C”	117
Figura 94. Diagrama de fuerzas cortantes con disipadores en el eje C	117
Figura 95. Diagrama de Interacción de una Columna.....	120
Figura 96. Losa aligerada en una dirección	121
Figura 97. Diagrama de momentos flectores de la losa en una dirección.....	121
Figura 98. Distribución de acero en losa aligerada de una dirección	122
Figura 99. Losa aligerada en dos direcciones.....	123
Figura 100: Anchos tributarios para cálculo de peralte mínimo.....	123
Figura 101: Diagrama de momentos flectores – Losa en dos direcciones.....	124
Figura 102. Distribución de acero en losa de dos direcciones.....	126
Figura 103. Viga del eje 2 para diseño estructural.....	126
Figura 104: Diagrama de momentos flectores máximos en viga del eje 2	127
Figura 105: Diagrama de fuerza cortante en viga eje 2 por envolvente.....	128
Figura 106: Diagrama de fuerza cortante por $1.25(CM+CV)$	129
Figura 107. Detallado final de la viga del eje 2, entre eje E y F.....	130
Figura 108. Dimensiones de columna central.....	131
Figura 109. Distribución de acero inicial en columna central.....	132
Figura 110. Diagrama de interacción en el eje X de la columna central.....	132
Figura 111. Diagrama de interacción en el eje “Y” de la columna central	133
Figura 112. Diagrama de interacción para diseño por corte	133
Figura 113. Distribución de acero en columna central	134
Figura 114. Dimensiones del muro estructural del eje A-4.....	135
Figura 115: Distribución inicial de acero en muro estructural.....	136
Figura 116: Diagrama de Interacción del Muro Estructural en el eje X	136
Figura 117: Diagrama de interacción de muro estructural en el eje “Y”	137
Figura 118. Diagrama de interacción del muro estructural para diseño por corte.	137
Figura 119. Distribución de acero en muro estructural	138
Figura 120. Cargas muertas amplificadas en escalera	140
Figura 121. Cargas vigas amplificadas en escalera.....	140
Figura 122. Diagrama de fuerza cortante en escalera	140
Figura 123. Diagrama de momentos flectores en escalera	141
Figura 124. Distribución de acero en escalera	142
Figura 125. Área de losa de cimentación	142
Figura 126. Capacidad portante de la losa de cimentación	143
Figura 127. Diagrama de momentos flectores en eje X de la losa de cimentación	144
Figura 128. Diagrama de momentos flectores en el eje y de la losa de cimentación .	145
Figura 129. Distribución de acero en losa de cimentación	146
Figura 130. Placa base de un disipador	151

Figura 131. Fuerza de los disipadores en viga metálica	156
Figura 132. Descomposición de fuerzas de los disipadores.....	156
Figura 133: Idealización de viga metálica.....	157
Figura 134. Perfil de acero W21x57	160
Figura 135. Dimensiones en placa base	161
Figura 136. Dimensiones de arandelas en pernos	161
Figura 137. Detallado final de los disipadores en el eje X.....	163
Figura 138. Análisis comparativo de desplazamientos en centro de masa – Eje “X” ..	164
Figura 139. Análisis comparativo de desplazamientos en centro de masa – Eje Y.....	165
Figura 140. Comparación de derivas en el eje X	166
Figura 141. Comparación de derivas en el eje Y	166
Figura 142. Comparación de momentos flectores en viga del eje 2.....	167
Figura 143. Comparación de fuerzas cortantes en viga del eje 2	168
Figura 144. Comparación de momentos flectores en columna central.....	168
Figura 145: Comparación de fuerzas cortantes en columna central	169
Figura 146. Comparación de momentos flectores en muro estructural	169
Figura 147. Comparación de fuerzas cortantes en muro estructural	170

RESUMEN

En la presente investigación se realizó el diseño estructural de un edificio de 7 niveles de la ciudad de Huancayo, destinado para funcionar como un hotel, haciendo uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso para disminuir los esfuerzos en las columnas, muros estructurales y vigas, así también, para comprobar cómo influye en el desplazamiento lateral, en comparación con una estructura convencional.

El diseño estructural se realizó, teniendo como referencia geográfica el distrito de Chilca, de la provincia de Huancayo que, presenta un tipo de suelo blando - flexible con una capacidad portante de 1.30 kg/cm², a una profundidad de desplante de -1.70m, a partir del primer nivel de piso terminado.

La investigación se realizó buscando proteger las vidas humanas y disminuir los gastos económicos que acarrearían un posible derrumbe o daños en la estructura, ante un sismo muy raro, con periodo de retorno de 970 años (propuesta del comité VISIÓN 2000).

En el análisis sísmico se trabajó bajo las especificaciones de la Norma Técnica Peruana E.030 - Diseño sismorresistente. Para el modelamiento tridimensional de la estructura se utilizó el software Etabs 2016, mientras que, para la corrección y filtrado de las ondas sísmicas del acelerograma, el software SeismoSignal 4.3.0 y; el software SeismoMatch 1.3.0, fue utilizado para el escalamiento del acelerograma.

Asimismo, los planos arquitectónicos permitieron realizar la estructuración y predimensionamiento de la edificación con losas aligeradas en una y dos direcciones, vigas, columnas, muros estructurales y platea de cimentación; mientras que, para hacer uso de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso se usaron las vigas metálicas, brazos metálicos y placas metálicas.

Para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado se utilizó el método de resistencia última y para los elementos de acero, se utilizó el método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*).

Finalizado el modelamiento tridimensional y diseño estructural, se obtuvo un amortiguamiento de 5%-10% y, se logró reducir la deriva en un 81.86%. Esto permitió que el daño se mantenga en el umbral de moderado, frente a sismos muy raros con periodo de retorno de 970 años.

Palabras Claves: disipadores de fluido viscoso, nivel de desempeño, amortiguamiento.

ABSTRACT

In the present investigation, the structural design of a 7-level building in the city of Huancayo was carried out, destined to function as a hotel, making use of viscous fluid-type energy dissipators to reduce efforts on columns, structural walls, and beams. , also, to check how it influences the lateral displacement, compared to a conventional structure.

The structural design was carried out, taking as a geographical reference the district of Chilca, in the province of Huancayo, which presents a type of soft-flexible soil with a bearing capacity of 1.30 kg / cm², at a depth of -1.70m, starting from the first-floor level finished.

The investigation was carried out seeking to protect human lives and reduce the economic expenses that a possible collapse or damage to the structure would entail, in the face of a very rare earthquake, with a return period of 970 years (proposal of the VISION 2000 committee).

The seismic analysis worked under the specifications of the Peruvian Technical Standard E.030 - Seismic resistant design. For the three-dimensional modeling of the structure, the Etabs 2016 software was used, while, for the correction and filtering of the seismic waves of the accelerogram, the SeismoSignal 4.3.0 and; SeismoMatch 1.3.0 software was used for scaling the accelerogram.

Likewise, the architectural plans allowed the structuring and pre-dimensioning of the building with lightened slabs in one and two directions, beams, columns, structural walls and foundation plate; while, to make use of the energy dissipators of the viscous fluid type, metal beams, metal arms and metal plates were used.

For the design of the reinforced concrete structural elements, the last resistance method was used and for the steel elements, the LRFD method (Load and Resistance Factor Design) was used.

Finished the three-dimensional modeling and structural design, a damping of 5% -10% was obtained and, it was possible to reduce the drift by 81.86%. This allowed the damage to remain at the moderate threshold, against very rare earthquakes with a return period of 970 years.

Keywords: viscous fluid dissipators, performance level, damping.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras diseñadas bajo estándares nacionales e internacionales demostraron recibir daños severos e irreparables en sus elementos estructurales ante movimientos sísmicos de alta magnitud; por tal motivo, actualmente, la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño sismorresistente exige que las nuevas edificaciones establecidas como categoría A1 (hospitales, centros de salud, hoteles, etc.), cuenten con un sistema de aislamiento sísmico, en zonas geográficas que, presenten alta sismicidad.

Los disipadores, al igual que los aisladores, son un sistema moderno de protección sísmica; es por ello que, se vienen utilizando distintos tipos de disipadores de energía tales como: disipadores de fluido viscoso, ADAS, SLB y otros para edificaciones nuevas y reforzamiento de estructuras existentes para reducir los daños en los elementos estructurales, pero al conocerse muy poco sobre el diseño y comportamiento sísmico de estos disipadores, es necesario realizar investigaciones en las distintas localidades del Perú.

En tal sentido, en la siguiente investigación se planteó como objetivo: diseñar una edificación con disipadores de energía del tipo fluido viscoso, que permita proteger la estructura ante posibles sismos.

En el Capítulo 1, se aborda todo lo referente al planteamiento del problema, así como los objetivos del proyecto y la importancia del por qué usar los disipadores de energía del tipo fluido viscoso.

En el Capítulo 2, se da a conocer sobre los distintos tipos de disipadores de energía, así como toda la fundamentación de la ecuación de la energía con disipadores y sin disipadores, utilizando las fórmulas necesarias para diseñar los disipadores de energía del tipo fluido viscoso.

En el Capítulo 3, se realiza una descripción de la metodología utilizada, el tipo y diseño de la investigación.

En el Capítulo 4, se da a conocer el plano arquitectónico, la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales, tales como: columnas, vigas, muros estructurales, losas y otros, con sus respectivos metrados de cargas.

En el Capítulo 5, se analiza la edificación sin el uso de los disipadores de energía y se da a conocer todos los parámetros básicos utilizados para el análisis tridimensional de la estructura.

En el Capítulo 6, se analiza la edificación con el uso de disipadores de energía con el tipo de arreglo chevron brace mejorado, así como los registros sísmicos utilizados y todos los procedimientos necesarios para un análisis con disipadores de fluido viscoso.

En el Capítulo 7, se diseñan todos los elementos estructurales (losas, columnas, vigas, etc.) de concreto armado usando el método de resistencia última y método LRFD para los elementos de acero (brazo metálico del disipador, viga metálica, etc.)

Finalmente, en el Capítulo 8, se da un análisis comparativo de derivas, desplazamientos, esfuerzos máximos en vigas, columnas, etc. al usar y no usar disipadores de fluido viscoso.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Perú es considerado un país altamente sísmico, debido a que se encuentra en una de las zonas más destructivas de la tierra. La superficie del país está formada por placas tectónicas que se encuentran en constante fricción, dando origen a actividades sísmicas y erupciones volcánicas.

A lo largo de la historia, los movimientos sísmicos han ocasionado grandes pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas, debido al derrumbe de edificios mal estructurados.

Uno de los más potentes se vivió en nuestro país el año de 1970 en la ciudad de Huaraz, que tuvo una magnitud de 7.8 y dejó como saldo lamentable, la muerte de más 66 000 compatriotas. En el país sureño de Chile, también se vivió uno de los sismos más fuertes en el año de 1960, que alcanzó una magnitud de 9.5 en la escala de Richter y dejó como saldo más de 2 000 muertos.

Estos dos lamentables sucesos se deben a que, en América del Sur existen dos placas de grandes magnitudes que son: la placa Nazca y la placa Sudamericana, donde la primera se introduce debajo de la segunda ocasionando un fenómeno llamado subducción como se puede apreciar en la figura 1. Este fenómeno es el causante de la mayoría de sismos en el Perú y Sudamérica.

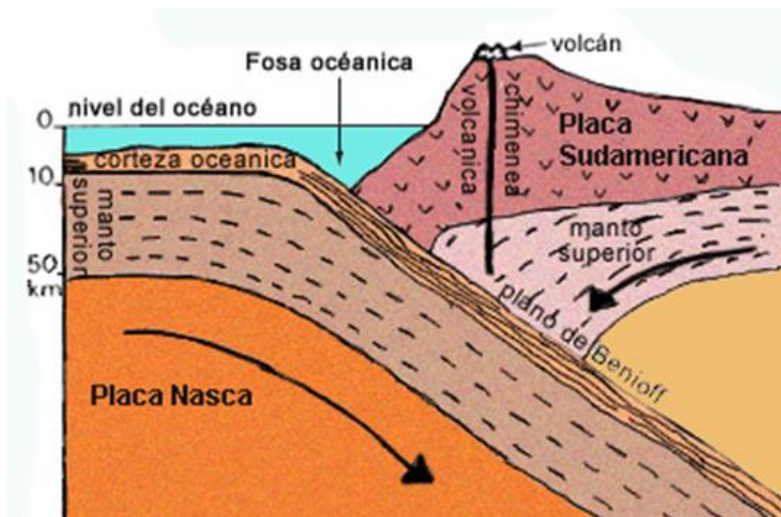


Figura 1. Subducción entre Placa Nazca y Sudamericana

Fuente: Centro de Estudios y Prevención de Desastres

Actualmente, las edificaciones disipan su energía sísmica mediante su sistema estructural (concreto armado y acero estructural), estos sistemas toman en cuenta la formación de rotulas plásticas en las vigas.

Al ocurrir la formación de rotulas plásticas se da una falla dúctil que permite, la posibilidad, que los ocupantes puedan abandonar el edificio ante un sismo; pero esto ocasiona que, estos puntos, donde se forman las rotulas plásticas, se vuelvan irreparables en muchos casos.

En edificios de categoría A1 y A2, según nuestra norma actual: E.030 - Diseño sismorresistente, se restringió el uso del sistema aporticado, debido a que, ya no se permiten daños irreparables en las estructuras. Estas deben seguir brindando los servicios destinados a conseguir que estas estructuras solo tengan daños despreciables, se generan elementos estructurales de grandes dimensiones generando una estructura muy costosa.

Ante esta necesidad, desde el año 1950, en países como Estados Unidos, Japón y otros, se han implementado sistemas modernos de protección sísmica (disipadores, aisladores, etc.) en edificios y puentes, mejorando así la respuesta sísmica de las estructuras, evitando pérdidas de vidas humanas, daños materiales y pérdidas económicas considerables.

Los disipadores de energía son un sistema moderno de protección sísmica como se aprecia en la figura 2. Estos, pueden brindar rigidez y amortiguamiento a la estructura de acuerdo al tipo de disipador que se emplea. Por ejemplo, los disipadores tipo ADAS, brindan rigidez y amortiguamiento; mientras que, los disipadores de fluido viscoso solo brindan amortiguamiento adicional.

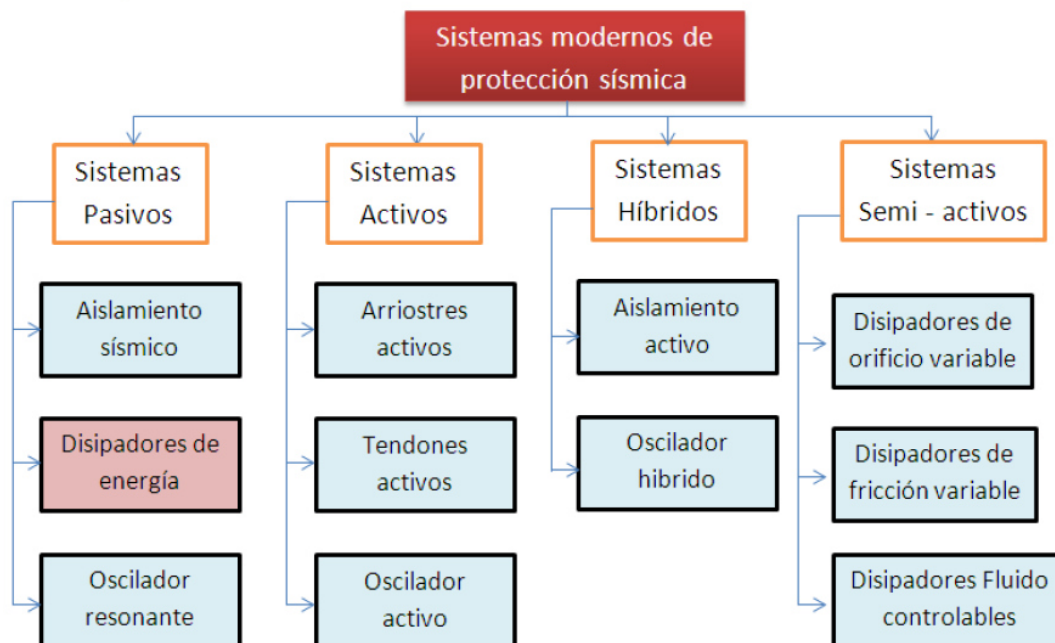


Figura 2. Sistemas modernos de protección sísmica

Es por ello que, con la implementación de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso, al ser un sistema pasivo de protección sísmica, se espera que los elementos estructurales de una edificación, reciban daños moderados, leves y despreciables, de acuerdo al objetivo de desempeño que se pretende lograr. Tal es así que, es necesario que se evalúe la respuesta sísmica de edificios construidos con disipadores de energía en las distintas localidades, así como en los distintos tipos de suelo.

En la ciudad de Lima ya se vienen utilizando los disipadores de energía, del tipo fluido viscoso, en edificios construidos y reforzados, tales como: el Casino Mubarak (2004), que fue el primer edificio del Perú en utilizar este sistema, el Aeropuerto Jorge Chávez, el Centro Empresarial Reducto, entre otros.

En Huancayo aún no existen edificaciones con disipadores de energía; por lo que, en la presente investigación, se realizó el diseño estructural de un edificio de 7 niveles, utilizando disipadores de energía del tipo fluido viscoso, buscando tener estructuras más resistentes ante posibles sismos.

1.1.2. PROBLEMA PRINCIPAL

¿En cuánto disminuye la distorsión de entrepisos al realizar el diseño estructural con disipadores de energía del tipo fluido viscoso de un edificio de 7 niveles en la ciudad de Huancayo?

1.1.3. PROBLEMAS ESPECIFICOS

¿En cuánto disminuyen los esfuerzos en los elementos estructurales tales como: columnas, vigas y muros estructurales?

¿Cuál es el porcentaje de amortiguamiento adicional que brinda el uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso?

¿En cuánto reduce el desplazamiento lateral de la estructura con el uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso con respecto a una estructura convencional?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño estructural con disipadores de energía del tipo fluido viscoso en un edificio de 7 niveles en la ciudad de Huancayo.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICIOS

- Determinar el porcentaje en que disminuyen los esfuerzos en los elementos estructurales tales como: columnas, muros estructurales y vigas.
- Determinar el porcentaje adicional de amortiguamiento que brinda al usar los disipadores de energía del tipo fluido viscoso.
- Determinar la influencia del uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso en el desplazamiento lateral con respecto a una estructura convencional.

1.3. JUSTIFICACION

1.3.1. JUSTIFICACION E IMPORTANCIA SOCIAL

En la actualidad, en muchas construcciones no se consideran cargas sísmicas en el diseño y la estructuración (ausencia de elementos que aporten rigidez y ductilidad). Tal es así que, si ocurriera un sismo sufrirían daños estructurales que, en su mayoría, serían irreparables.

En Huancayo existen edificios de gran altura. Algunos de ellos con más de 15 metros que ante la ocurrencia de un sismo raro (poco frecuente), ocasionarían pérdidas humanas y económicas.

Por lo tanto, al incorporar el uso de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso, se espera que la seguridad se incremente en un 50%-100%, con relación a una estructura convencional.

1.3.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA FINANCIERA

Al utilizar los disipadores de energía del tipo fluido viscoso en edificaciones, se evitarían daños estructurales considerables y se reducirían las pérdidas económicas que pudieran ocurrir después del acontecer de un sismo, ya sea en la reparación del edificio o en la adquisición de los bienes que se pudieran perder.

El costo de reparación de un edificio convencional puede ser entre 30% - 100% más alto, con respecto a un edificio con disipadores de energía. Además que, existe un ahorro en la puesta en el servicio de la estructura en la construcción de hoteles, centros comerciales, oficinas, hospitales, etc.

1.3.3. JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA

Al incorporar el uso de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso, en las construcciones, se incrementará el amortiguamiento entre un 5% a 40%, y se reducirán los desplazamientos laterales de la estructura. Es por ello que, en la siguiente investigación se busca impulsar el uso de este sistema.

1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.1. HIPÓTESIS

1.4.1.1. HIPÓTESIS GENERAL

El diseño estructural con disipadores de energía del tipo de fluido viscoso disminuye la distorsión de entrepiso en 60.23% como máximo de la edificación de 7 niveles en la ciudad de Huancayo.

1.4.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- Las fuerzas cortantes en las columnas, vigas y muros estructurales se redujeron en un 37%, y los momentos flectores se redujeron en un 13%.
- Los disipadores de energía aumentan el amortiguamiento en un 25%.

- El uso de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso disminuye 30% los desplazamientos laterales respecto a una estructura convencional.

1.4.2. VARIABLES

1.4.2.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

- Estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Sistema estructural.
- Tipo de arreglo de los disipadores.

1.4.2.2. VARIABLES DEPENDIENTES

- Desplazamiento lateral de la estructura.
- Distorsión de entrepisos.
- Amortiguamiento incrementado por los disipadores de fluido viscoso.
- Diseño estructural

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

En la presente investigación se realizó el diseño estructural de una edificación según el Reglamento Nacional de Edificaciones (E.030, E.060, etc.) así como se brinda criterios básicos y parámetros para el diseño de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso en edificaciones destinadas a hoteles: En tal sentido, a continuación, se mencionan investigaciones afines al tema.

Grajales Vargas Efraín (2003) – desarrolló la tesis titulada: “*Comportamiento dinámico de los edificios provistos con dispositivos disipadores de energía*”, cuyo objetivo fue estudiar la influencia de los dispositivos disipadores de energía en edificios con distintas características dinámicas. La investigación concluyó que a cada disipador de energía se le debe verificar la forma de comportamiento histerético, ya que esto comprueba si funciona como un dispositivo visco elástico o viscoso; por lo tanto, es necesario verificar el comportamiento histerético de cada disipador de energía para comprobar si se diseñó con los disipadores adecuados.

Jurado Guzmán, Max (2015) – desarrolló la tesis titulada: “*Análisis de la aplicación de disipadores de fricción para el mejoramiento del desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado en la ciudad de Guayaquil*”, cuyo objetivo fue analizar las ventajas que brindan el uso de dispositivos de energía de fricción en las edificaciones de la mencionada ciudad. La investigación concluyó que los dispositivos de fricción mejoran el desempeño sísmico de las estructuras, reduciendo el daño y evitando el colapso de las estructuras.

Boza Farfán, Zuen y Galán Tirapo, Danny (2013) – desarrollaron la tesis titulada: “*Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo Chevron, cuyo objetivo fue diseñar un edificio aporticado con disipadores, mediante el control de los desplazamientos laterales*”. La investigación demostró que el uso de disipadores en el

rango lineal y no lineal puede alcanzar una deriva de daño levé de 0.33% en el rango de un sismo raro (poco frecuentes).

Romero Urunaga, Daniela O. (2013) – desarrolló la tesis titulada: “*Diseño de edificaciones con disipadores de energía sísmica de tipo fluido viscoso*”, cuyo objetivo fue interpretar y resaltar el comportamiento físico de una edificación con la implementación de dispositivos de energía en la edificación 4J, de la Universidad Nacional de Cajamarca. La investigación demostró que se llegó a reducir una deriva máxima, de una de las edificaciones, de 0.9% a 0.58% y, disminuir la incursión en el rango inelástico, por ende, reducir el daño de los elementos estructurales.

Díaz La Roza Sánchez, Marco A. (2014) – desarrolló la tesis titulada: “*Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscoso Taylor para una edificación esencial de 6 pisos*”, cuyo objetivo fue diseñar la estructura de una clínica, mediante parámetros principales, los cuales fueron: las derivas de entrepiso, fuerzas y momentos estructurales en los elementos, y mejorar el diseño usando disipadores de energía viscoso. La investigación aportó que se pueden reducir los momentos en columnas y placas hasta un 47.93% y un 48.58% en corte, así como reducir las derivas de entrepiso hasta un 51.10% usando los disipadores de energía.

Segovia David, Juan C. (2016) – desarrolló la tesis titulada: “*Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado*”, cuyo objetivo fue diseñar disipadores de energía del tipo ADAS en una edificación existente, haciendo un análisis comparativo entre un edificio de concreto armado con disipadores y sin disipadores de energía. La investigación aportó que se pudo reducir el daño de las columnas y placas hasta en un 70% como máximo usando los disipadores de energía y aumentar el amortiguamiento hasta en un 24.71%.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. DISEÑO CONVENCIONAL SISMORRESISTENTE

Actualmente, para controlar la respuesta sísmica de las estructuras se busca que las edificaciones tengan una alta rigidez, resistencia y capacidad de disipar energía.

Este tipo de diseño convencional hace que las edificaciones sean cada vez más costosas, además generan elementos estructurales cada vez más grandes que, desde una perspectiva arquitectónica, no satisfacen las demandas de los ocupantes.

Asimismo, con este diseño, las estructuras sufren daños permanentes después de un sismo (como se puede observar en la figura 3). En la mayoría de los casos los daños son irreparables.

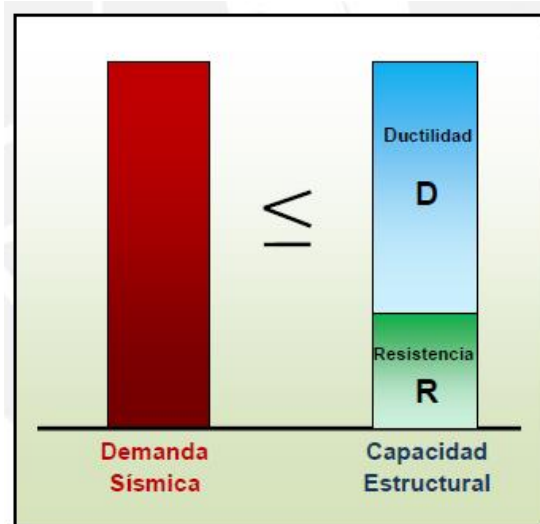


Figura 3. Enfoque convencional sismorresistente

Es por ello que, en los últimos años, en nuestro país, se han implementado sistemas modernos que disipen energía, los cuales modifican las características dinámicas de las edificaciones, aumentando la rigidez o el amortiguamiento de las estructuras.

2.2.2. SISTEMAS MODERNOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Existen diferentes sistemas de protección sísmica que tienen como principal objetivo controlar los desplazamientos de las estructuras.

“Los sistemas modernos de disipación de energía pueden clasificarse en 4 grupos: sistemas pasivos, semiactivos, híbridos y activos; donde cada uno de ellos, tienen distintos tipos de dispositivos” (Villareal y otros, 2016, p.8).

2.2.2.1. SISTEMAS DE PROTECCIÓN

2.2.2.1.1. SISTEMAS PASIVOS

Los sistemas pasivos, llamados así, porque no requieren de ningún sensor o dispositivo que ordene al disipador de cuanto amortiguamiento debe actuar.

Una ventaja de este sistema es que, actúan de manera independiente en función de su disposición y ubicación propuesta de acuerdo a la energía sísmica.

Los principales sistemas pasivos son:

Aisladores sísmicos: Se basa principalmente en la posibilidad de separar la estructura del suelo para así evitar el movimiento sísmico, mediante la incorporación de

elementos flexibles. En la figura 4 se puede apreciar un sistema con aislamiento en la base.

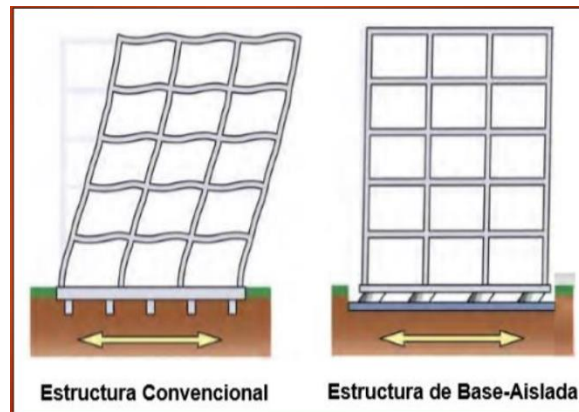


Figura 4. Sistema de aislamiento de base

Fuente: Desempeño sísmico y diseño de hospitales con aisladores elastómeros, J. Chávez (2018)

Disipadores de Energía: Este sistema absorbe un porcentaje de la energía sísmica disipándola por medio de sus dispositivos, estos disipadores evitan las deformaciones inelásticas de las estructuras. En la figura 5 se observa un edificio con disipadores de energía.

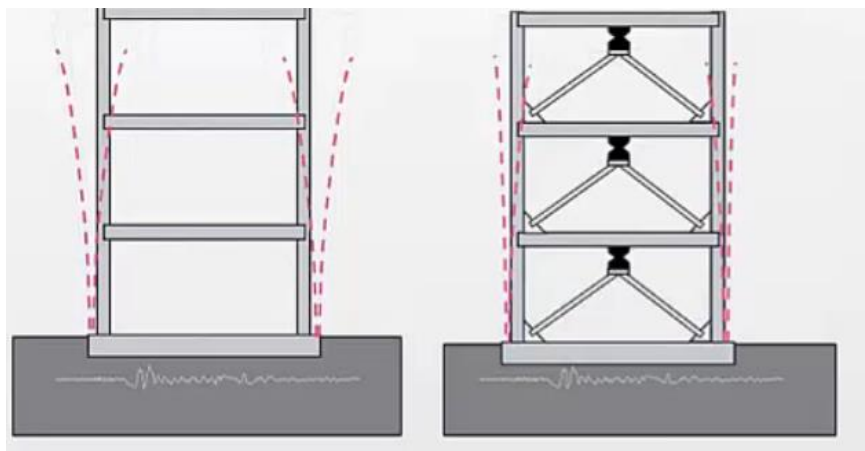


Figura 5. Sistema con disipadores de energía

Fuente: Presentación disipadores de energía de fluido viscoso, Córdoba Ingenieros (2017)

2.2.2.1.2. SISTEMAS ACTIVOS

Los sistemas activos actúan de acuerdo a unos sensores o controles que procesan la información en el mismo momento y envían el amortiguamiento necesario para contrarrestar la energía sísmica que se produce.

Este sistema tiene una mejor respuesta estructural ante un movimiento sísmico, pero tienen elevados costos de mantenimiento.

2.2.2.1.3. SISTEMAS HÍBRIDOS

Los sistemas híbridos son una mezcla tanto de un sistema pasivo y activo. Se manejan de acuerdo a un sistema de controles y/o sensores que se activan ante la ocurrencia de un sismo, pero si estos dejan de funcionar el sistema actúa como si fuera un sistema pasivo ante un movimiento sísmico.

2.2.2.1.4. SISTEMAS SEMIACTIVOS

Los sistemas semiactivos son muy similares a los sistemas activos. Estos no poseen un sistema de control que le brinden información de cuánto amortiguamiento aplicar; sino que controlan algunas propiedades mediante técnicas de fricción variable, dispositivos con amortiguamiento variable, los mismos que son controlados a partir de un campo eléctrico o magnético.

2.2.2.2. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGÍA

Existen diferentes tipos de disipadores de energía como se observa en la figura 6, que trabajan de acuerdo a lo que se requiere reducir, ya sea en los temas de desplazamiento o velocidad.

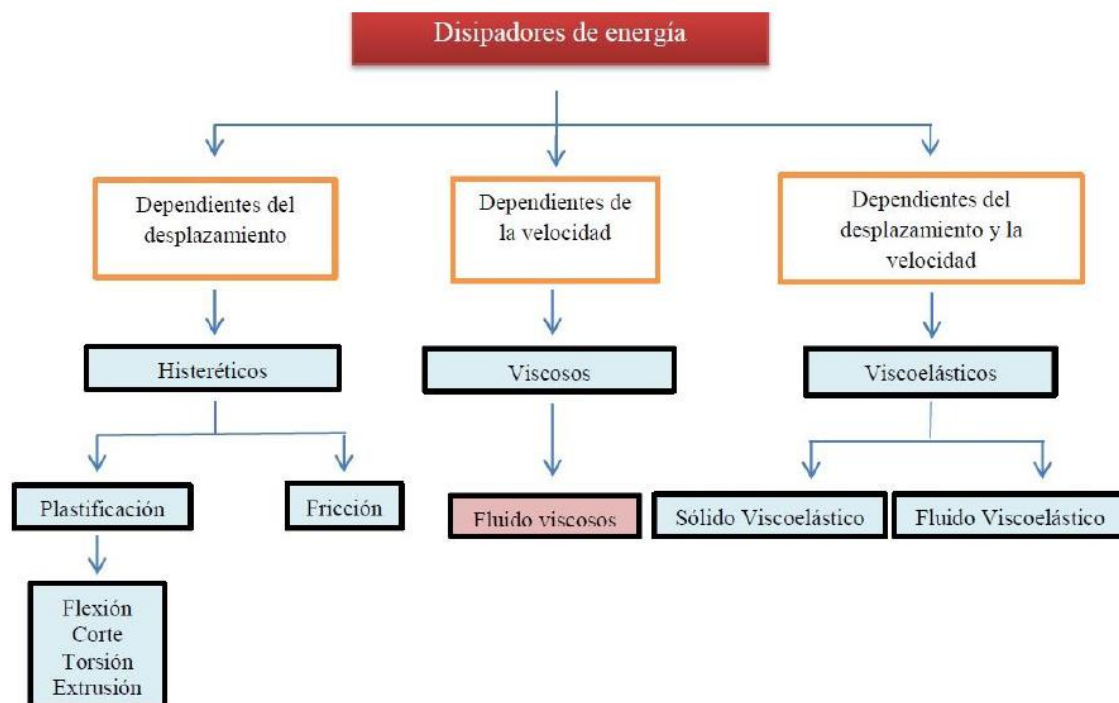


Figura 6. Sistemas modernos de protección sísmica

2.2.2.2.1. DISIPADORES HISTERÉTICOS POR FRICCIÓN

En este tipo se disipa la energía por medio de la fricción, ocurriendo un rozamiento entre dos superficies que están en presión constante.

Las formas de estos disipadores son en forma de la letra "X" como se muestra en la figura 7, donde los disipadores están ubicados en la parte central, dependiendo del desplazamiento para que pueda ocurrir la fricción del disipador.

Una de las ventajas de estos disipadores es que pueden aumentar el amortiguamiento y la rigidez de la estructura.

Mientras que la desventaja es que, al momento de ocurrir la fricción generan una gran cantidad de calor que puede ser percibida por sus ocupantes y puede resultar incómodo.

Otra desventaja es que, ante la ocurrencia de un sismo severo pueden llegar a ser inutilizables, teniendo que ser cambiados después de ocurrir un movimiento sísmico.

En la figura 8 se observa el comportamiento histerético que deben tener estos tipos de disipadores.



Figura 7. Disipador de fricción

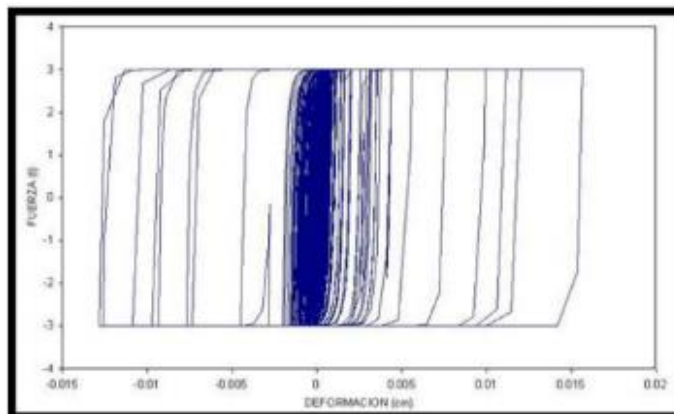


Figura 8. Comportamiento histerético por fricción

Fuente: Prezi Disipadores de energía fluido viscoso, R. Oviedo (2013)

2.2.2.2.2. DISIPADORES HISTERÉTICOS POR PLASTIFICACIÓN

Disgregan la energía por medio de la flexión y plastificación de los metales, los cuales, ante un desplazamiento, tienden a enrollarse produciendo una plastificación entre sus planchas.

El disipador más usado es el ADAS (Added Damping and Stiffness), el cual consta de unas planchas en forma de "X" que son atornillados para impedir que giren.

Una ventaja, al igual que los disipadores por fricción, es que aumentan la rigidez y el amortiguamiento de la estructura.

Estos disipadores se tienen que cambiar después de ocurrir un sismo considerado severo, porque se vuelven inservibles. En la figura 9 y 10 se puede observar el disipador de plastificación, así como también su comportamiento histerético.

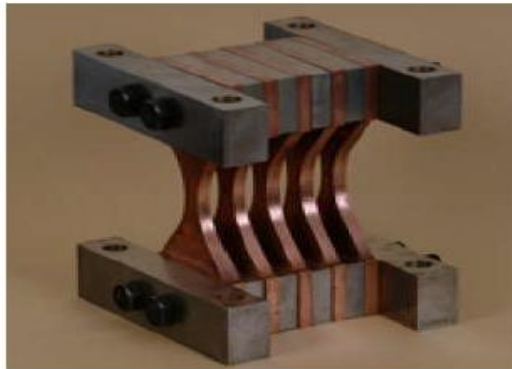


Figura 9: Disipador de plastificación

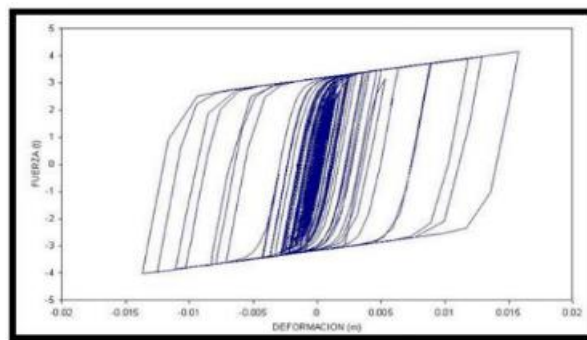


Figura 10. Comportamiento histerético por plastificación

Fuente: Prezi Disipadores de Energía Fluido Viscoso, R. Oviedo (2013)

2.2.2.2.3. DISIPADORES VISCOELÁSTICOS

Estos dispositivos adicionan tanta rigidez como amortiguamiento a la estructura porque están compuestos por planchas metálicas y fluido visco elástico.

Pueden ser usados tanto en reforzamientos de estructuras, así como en nuevas construcciones. Se diferencia de los disipadores de fluido viscoso por su forma de comportamiento histerético, ya que estos disipadores tienen una forma elíptica.

Entre las desventajas que evidencia es que, se necesitan una gran cantidad para disipar la energía en sismos severos.

En la figura 11 y 12 se puede observar el disipador viscoelástico, así como también su comportamiento histerético.

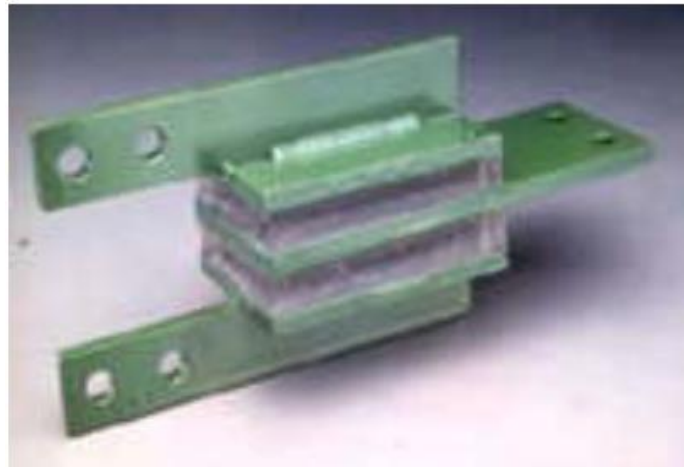


Figura 11. Disipador viscoelastico

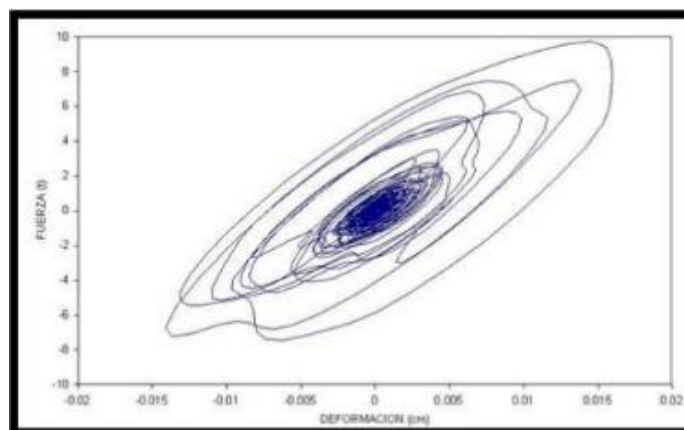


Figura 12. Comportamiento histerético disipador viscoelástico.

Fuente: Prezi Disipadores de Energía Fluido Viscoso, R. Oviedo (2013)

2.2.2.4. DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Estos dispositivos (figura 13) añaden solamente amortiguamiento a la estructura. El fluido trabaja dependientemente de la velocidad, reduciendo deflexiones y esfuerzos en sus elementos estructurales.

Así también, absorben gran cantidad de energía sísmica y no tienen que ser cambiados después de un movimiento sísmico.

La forma de su comportamiento histerético es de una elipse paralela al eje de las abscisas, tal como se aprecia en la figura 14.



Figura 13. Disipador de energía de fluido viscoso

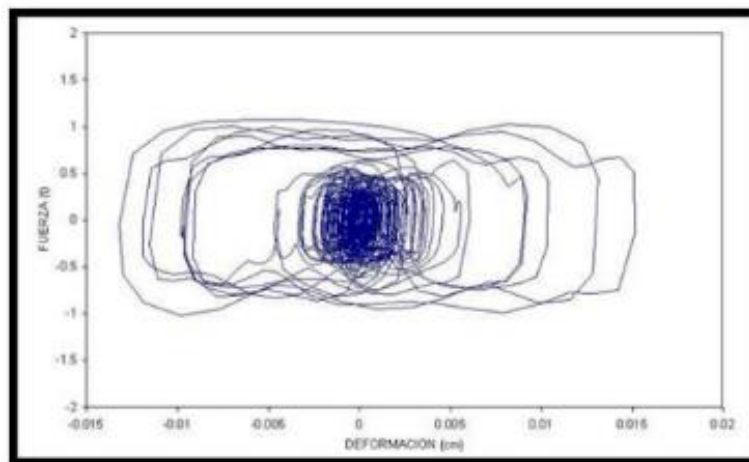


Figura 14. Comportamiento histerético disipador viscoso.

Fuente: Prezi Disipadores de Energía Fluido Viscoso, R. Oviedo (2013)

2.2.3. DISIPADOR DE ENERGÍA DEL TIPO FLUIDO VISCOSO

Son una gran alternativa para absorber la energía sísmica. El amortiguamiento añadido que brinda a la estructura, posterior a un sismo severo, hace que la mayoría de sus elementos estructurales de las edificaciones queden intactos y puedan seguir siendo usados.

“Los disipadores viscosos brindan una fuerza que resiste al movimiento de la estructura, esta fuerza va en proporción a su velocidad relativa junto con los extremos del amortiguador” (Chávez, 2017, p.44).

La ecuación de la fuerza es la siguiente:

$$F = C V^{\alpha}$$

Donde:

F: Fuerza del amortiguador

C: Constante de amortiguamiento

V: Velocidad del amortiguador

α : Exponente entre 0.4 – 0.6 para edificaciones (FEMA 274).

Los disipadores cuentan con un pistón y una cámara hueca con fluido silicónico (ver figura 15) que, ante la ocurrencia de un sismo y movimiento de los pórticos, pasan el fluido de una cámara a otra. Este mecanismo hace que se produzca la disipación de la energía sísmica.

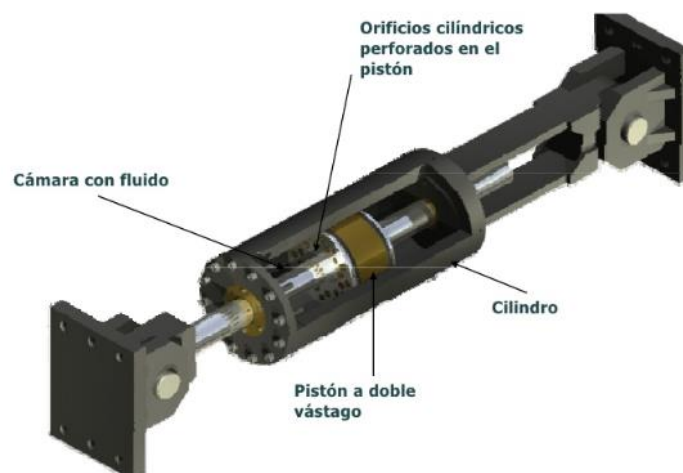


Figura 15: Disipador de fluido viscoso.

2.2.3.1. COMPONENTES DEL DISIPADOR

Un disipador de energía del tipo fluido viscoso cuenta con los siguientes elementos:

Barra del Pistón.- Según Lee y Taylor (2001), definen la barra del bastón de la forma siguiente: La barra del pistón está compuesta de aceros inoxidable de alta fundición y bastante pulido. Esta característica le permite al sello una existencia prolongada. Está diseñada para la rigidez, puesto que debe soportar el pandeo por compresión y no debe flexionarse bajo cualquier tipo de carga ya que esto podría lastimar el sello. (p.2)

Cilindro.- Según Lee y Taylor (2001), lo definen de la siguiente manera: El cilindro contiene el fluido y debe aguantar las cargas de presiones cuando empieza a funcionar el amortiguador. Está compuesto de acero inconsútil y de sucesiones de barras de acero. La presión de prueba es generalmente 1.5 sucesiones, la presión interna esperada para el riesgo sísmico máximo probable. (p.2)

Fluido.- Según Lee y Taylor (2001) definen al fluido como se muestra a continuación: Los dispositivos requieren un fluido que resista al fuego, no tóxico, ni térmico y que no se deprecie con el tiempo [...] el líquido de silicona se utiliza por tener un punto de inflamación de más de 650° F". (p.2)

Sello.- Según Lee y Taylor (2001), lo definen de la siguiente forma: El sello debe gratificar una vida útil no menor a 35 años sin reemplazo [...] el sello diligente está compuesto de polímero estructural de alta resistencia para desterrar la adición o la compresión durante largos periodos de tiempos de inactividad. Los materiales de los cuales puede estar compuesto son teflón A, nylon y cuerpos de la familia de la goma acetal, los sellos hechos de plásticos estructurales no se deterioran con el tiempo. (p.2)

Cabeza de Pistón.- Según Lee y Taylor (2001), la definen del siguiente modo: La cabeza del pistón está anclado al vástago o vara del pistón y divide el cilindro en dos cámaras de presión, este contenido entre el secante exterior del pistón y el secante interior del laminador forman un agujero. Está hecho de un material desigual del laminador para suministrar compensación térmica, a menudo que la temperatura aumenta, el nexo entre la cabeza del pistón y el cilindro se contrae para equilibrar el enflaquecimiento del fluido. (p.2)

Acumulador.- Según Lee y Taylor (2001) definen al acumulador de la siguiente manera: Es un bloque de espuma de plástico de celda cerrada o un pistón presurizado

movible o una vejiga de caucho que tiene como función garantizar el cambio de volumen por los golpes en la barra y regula la expansión sísmica del fluido de silicona. (p.2).

En la figura 16, se puede observar el disipador con todos los elementos que lo componen.

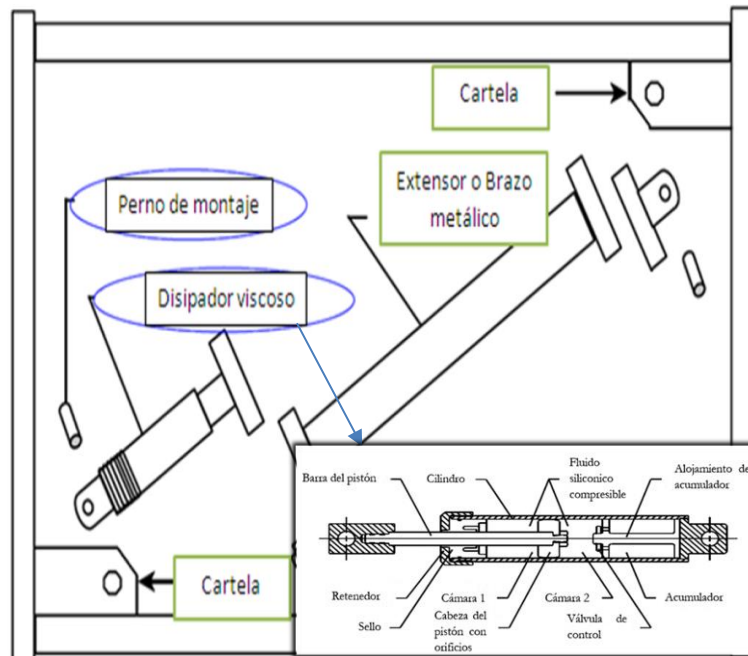


Figura 16. Elementos de un Disipador de Fluido Viscoso

2.2.3.2. ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS AL DISIPADOR

Los amortiguadores de fluido viscoso están compuestos por los disipadores, brazos metálicos, vigas de acero (en algunos tipos de arreglos o disposiciones) y anclajes. En la presente investigación se diseñó las vigas metálicas, los brazos metálicos y los anclajes.

2.2.3.2.1. BRAZOS METÁLICOS

En lo general son elementos de acero tubular que cumplen la función de arristrar el disipador.

Los brazos metálicos solo trabajan a compresión o tracción de acuerdo a la fuerza axial que produce el disipador.

Para poder analizar tridimensionalmente los disipadores es necesario la rigidez de los brazos metálicos, lo cual se halla con la formula siguiente:

$$K = \frac{E A}{L}$$

Donde:

K: Rigidez del brazo metálico por cada dissipador

A: Área de la sección del brazo metálico

E: Modulo de elasticidad del acero

L: longitud del brazo metálica

2.2.3.2.2. VIGA METÁLICA

Los dissipadores junto con los brazos metálicos se arriostran a una viga metálica y no a la de concreto (sirve para evitar grandes magnitudes de fuerzas axiales a la viga).

2.2.3.3. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

Es muy importante la verificación de la forma del comportamiento histerético, como ya se indicó anteriormente de un dissipador de fluido viscoso debe tener una elipse paralela a las abscisas como se aprecia en la figura 17.

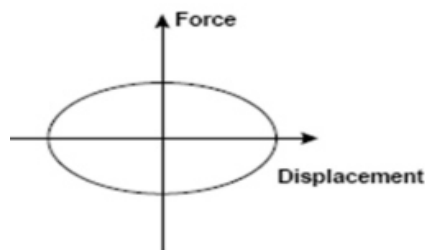


Figura 17: Ciclo de histéresis de un dissipador fluido viscoso.

Fuente: Prezi dissipadores de energía fluido viscoso, R. Oviedo (2013)

Si un dissipador de fluido viscoso no posee este tipo de comportamiento histerético puede ser por lo siguiente:

- Los coeficientes asignados no son los correctos para el análisis.
- El pórtico no es el adecuado para el dissipador.
- El tipo de arreglo o disposición no es el correcto.

Al momento de verificar la forma del comportamiento es muy importante señalar que se debe verificar el máximo stroke, que viene a ser la máxima distorsión en el dissipador.

El principal proveedor de disipadores de fluido viscoso en el Perú es la empresa Taylor Devices, mediante la representación de CDV que tiene su sede en la ciudad de Lima, el cual señala que el máximo stroke permisible es de 50mm para diseñar la cámara de líquido siliconico.

2.2.3.4. DISPOSICIONES O ARREGLOS TÍPICOS DE DISIPADORES

Las disposiciones se dan mayormente en un sistema aporticado por su poca resistencia a un movimiento sísmico y, es muy importante señalar que, no debe interferir, ni influenciar demasiado con la arquitectura de la edificación.

Los tipos de disposición Chevron y diagonal son los que comúnmente se usan en la mayoría de diseños.

2.2.3.4.1. DISPOSICIÓN DIAGONAL SIMPLE

En este tipo de disposición, el disipador se ubica en la diagonal de un pórtico como se muestra en la figura 18.

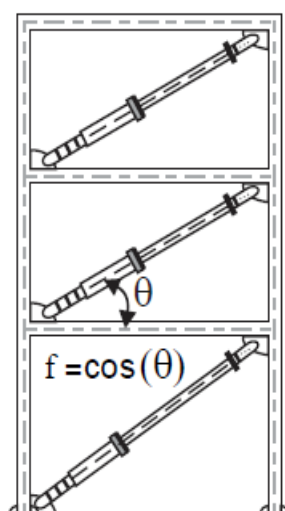


Figura 18. Disposición diagonal disipador

Ventajas:

- No requiere de elementos complementarios ya que se unen directamente con el pórtico de concreto armado.
- El costo es menor, en comparación de otros tipos de arreglos de disipadores, porque no tiene elementos complementarios.
- No genera esfuerzos a la estructura principal, debido a que, encaja perfectamente en el pórtico.

Desventajas:

- Al existir solo un ángulo de inclinación, la energía sísmica absorbida es mucho menor que otras disposiciones (doble diagonal, Chevron brace, etc.).

2.2.3.4.2. DISPOSICIÓN CHEVRON BRACE

En esta disposición se colocan los disipadores horizontalmente como se encuentra en la figura 19.

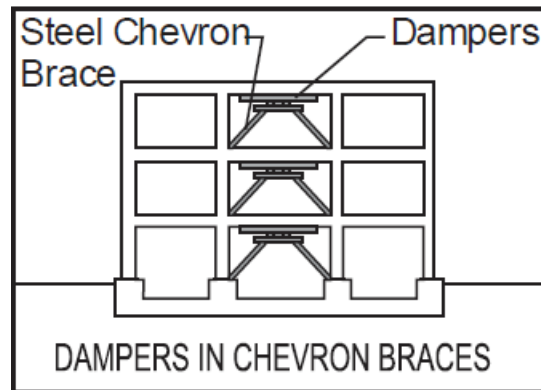


Figura 19: Disposición Chevron brace disipador

Ventaja:

- Recibe mayor energía sísmica por su ubicación horizontal.

Desventajas:

- Genera un costo mayor debido al uso de elementos complementarios.
- Hace que la viga reciba mayor fuerza debido al disipador.

Existe otra forma de la disposición Chevron brace, llamado “Chevron brace mejorado” que consta de una viga metálica, que se añade a la parte superior... para así poder evitar que las fuerzas sean recibidas directamente por la viga del pórtico, como se aprecia en las figuras del 20 al 23.

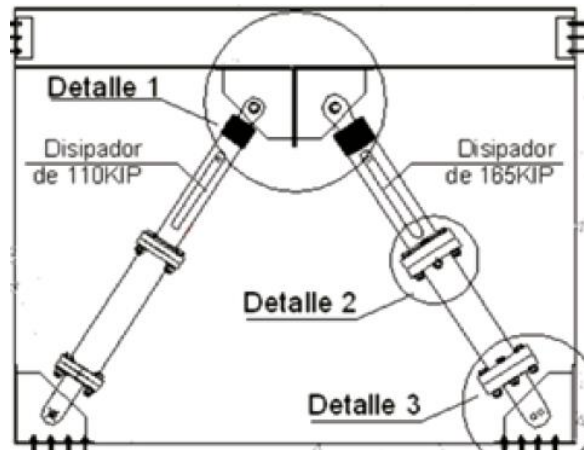


Figura 20: Disposición Chevron Brace con viga metálica

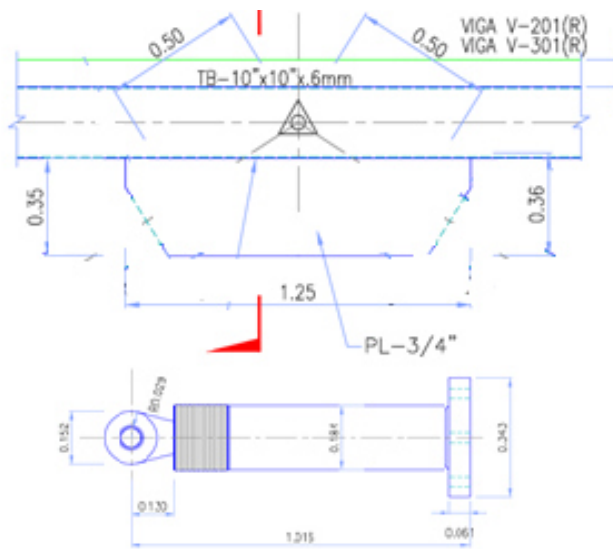


Figura 21: Detalle 1 Chevron Brace

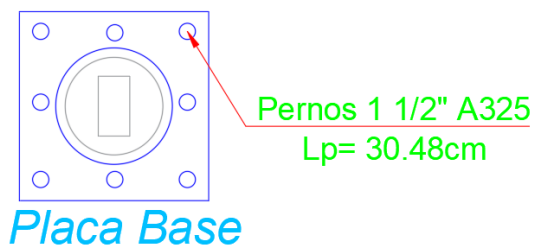


Figura 22: Detalle 2 Chevron Brace

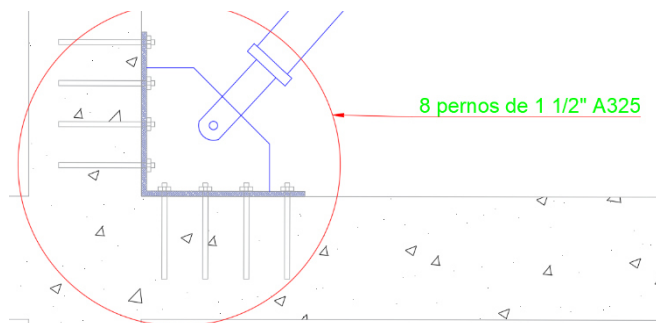


Figura 23: Detalle 3 Chevron Brace

Ventaja:

- No existen fuerzas que se apliquen directamente a la viga del pórtico.

Desventaja:

- Genera un costo mayor debido a la viga metálica añadida en la parte superior.

2.2.4. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS

Según el ASCE/SEI 41-13 existen cuatro métodos de análisis sísmico: los métodos de análisis lineal, que agrupa al análisis estático lineal y análisis dinámico lineal y; los de análisis no lineal, compuesto por el análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal.

2.2.4.1. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS LINEAL**2.2.4.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL O DE FUERZAS EQUIVALENTES**

Este método realiza un análisis sísmico por medio de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada piso.

2.2.4.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL Y TIEMPO - HISTORIA

La estructura se analiza mediante un sistema de un grado de libertad o varios grados de libertad, con matrices de rigideces, elásticos, lineales y una matriz de amortiguamiento viscoso.

Este método utiliza un espectro de diseño sísmico mediante el análisis modal espectral y registros sísmicos en un análisis tiempo - historia.

2.2.4.2. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NO LINEAL

Los procedimientos de análisis no lineal son más cercanos al comportamiento real de la estructura, identificando modos de falla, degradación de los elementos estructurales hasta que lleguen al punto de fallar.

2.2.4.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL O PUSHOVER

Método utilizado para saber el desempeño sísmico de la estructura, incorporando características no lineales a partir de cierto nivel de fuerzas.

2.2.4.2.2. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Procedimiento que utiliza registros sísmicos para su análisis. Depende del nivel de desempeño objetivo de las características de la estructura y de los sismos.

2.2.5. ECUACIONES GENERALES

2.2.5.1. ECUACIÓN DE LA ENERGÍA SIN DISIPADORES

La ecuación de la energía en edificios sin disipadores es la siguiente:

$$E_{sismo} = E_{cinetica} + E_{potencial} + E_{edificio}$$

2.2.5.2. ECUACIÓN DE LA ENERGÍA CON DISIPADORES

La ecuación de la energía con disipadores es la siguiente:

$$E_{sismo} = E_{cinetica} + E_{potencial} + E_{edificio} + E_{disipadores}$$

Donde la energía del disipador será la primera en actuar ante un sismo de acuerdo al amortiguamiento dado, evitando, de este modo, provocar daños a la estructura

2.2.5.3. ECUACIONES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Estos disipadores aumentan el amortiguamiento de la estructura. El intervalo recomendado por CDV Ingenieros, representante de Taylor Devices en el Perú, es entre el 20% - 40%, teniendo en cuenta que existe 5% de amortiguamiento del sistema de concreto armado.

2.2.5.3.1. FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Este factor de la respuesta sísmica esta dado entre la relación de desplazamiento máximo y la deriva, objetivo a la cual se quiere llegar, de acuerdo a lo brindado por el comité VISIÓN 2000.

El cálculo necesario para el factor de reducción se realizó para ambas direcciones mediante la siguiente formula:

$$B_x = \frac{D_{max X}}{D_{objetivo}}$$

$$B_y = \frac{D_{max y}}{D_{objetivo}}$$

Donde:

B_x, B_y: Factor de reducción de respuesta sísmica

D_{max X}, Y: Deriva máxima del edificio

Dobjetivo: Deriva objetivo (ver capítulo 2.2.6.5.)

La deriva objetivo, es la deriva máxima a la cual se debe alcanzar, de acuerdo al estado de daño que se requiere en la edificación.

2.2.5.3.2. AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

El cálculo se realizó para ambas direcciones mediante la siguiente formula:

$$B_x = \frac{2.31 - 0.41Ln (B_o)}{2.31 - 0.41Ln (\beta_{effX})}$$

$$B_y = \frac{2.31 - 0.41Ln (B_o)}{2.31 - 0.41Ln (\beta_{effY})}$$

Donde:

β_{eff} X, Y: amortiguamiento efectivo

B_y: Factor de reducción de la respuesta sísmica

B_o: Amortiguamiento inherente de la estructura (5% para edificaciones de concreto armado)

2.2.5.3.3. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

El amortiguamiento efectivo es la suma entre el amortiguamiento añadido y el inherente de la estructura, por ello fue necesario, restar el amortiguamiento inherente para conocer el amortiguamiento viscoso.

$$\beta_{HX} = \beta_{effX} - 5\%$$

$$\beta_{HY} = \beta_{effY} - 5\%$$

Donde:

β_H X, Y: amortiguamiento de los disipadores de fluido viscoso

β_{eff} X, Y: amortiguamiento efectivo

2.2.5.3.4. REGISTROS SÍSMICOS

Para realizar el análisis con disipadores de energía de fluido viscoso, es necesario el tipo: tiempo - historia que, según nuestra norma actual sismorresistente E.030, debe usarse como mínimo 3 conjuntos de registros sísmicos de aceleración del terreno.

Si no se cuenta con registros sísmicos, se podría utilizar registros simulados.

En la presente investigación se utilizó los registros sísmicos que se observan en la tabla 1.

Sismo	Ubicación de la Estación	Tipo de Suelo
23 de junio del 2001	Gob. Regional de Moquegua (Moquegua)	S3
15 de agosto del 2007	U. San Luis Gonzales (Ica)	S3
25 de septiembre del 2005	Moyobamba (San Martín)	S3

Tabla 1: Registros sísmicos utilizados

2.2.5.3.5. ESPECTRO DE DISEÑO

Al realizar un análisis dinámico modal se utilizó un espectro de respuesta inelástico con los parámetros que nos brinda la norma E.030 diseño sismorresistente, la cual contiene un coeficiente “R” que está dado por el sistema estructural.

$$V_{xy} = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Categoría de la edificación

C: Coeficiente de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

R: Coeficiente de reducción sísmica

g: Aceleración de la gravedad

Al realizar un análisis tiempo – historia por desempeño se debe diseñar para el sismo máximo esperado, es decir el valor de R será igual a 1 de esta manera se diseñará para prepararlo para un sismo severo, la cual tendrá que escalarse para un espectro objetivo (como se observa en la figura 24).

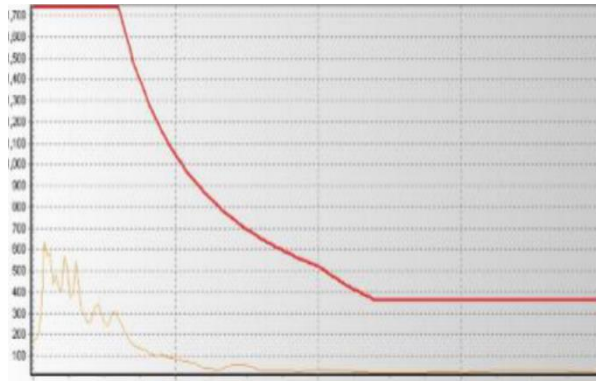


Figura 24: Registro sísmico sin escalar vs espectro objetivo

2.2.5.3.6. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO NO LINEAL

El coeficiente de amortiguamiento no lineal depende de las propiedades y comportamiento del disipador, el FEMA 273 y 274 nos brinda una ecuación la cual es la siguiente:

$$\sum C_j = \frac{\beta H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum I m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Donde:

βH : Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador

m_i : Masa del nivel

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador

ϕ_i : Desplazamiento modal en el nivel

ϕ_{rj} : Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador correspondiente al primer modo de vibración

A : Amplitud del desplazamiento del modo

ω : Frecuencia angular

λ : Parámetro lambda (factor dependiente del exponente “ α ”)

2.2.5.3.7. EXPONENTE DE VELOCIDAD

El exponente de velocidad está definido como la reacción del dispositivo ante impactos producidos por la velocidad, generando así, un gráfico del comportamiento histerético.

El FEMA 274 brinda valores para la velocidad como se muestra en la tabla 2

Exponente α	Valores del parámetro 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

Tabla 2: Parámetro λ y exponente α

Cuando $\alpha < 1$ los disipadores son efectivos para minimizar los pulsos de altas velocidades que producen los sismos. Si $\alpha > 1$, se requiere grandes velocidades para que el disipador pueda funcionar, por ello, no son usados en las edificaciones. Si $\alpha=1$ se trata de un dispositivo en el rango lineal. donde la fuerza del disipador es proporcional a la velocidad.

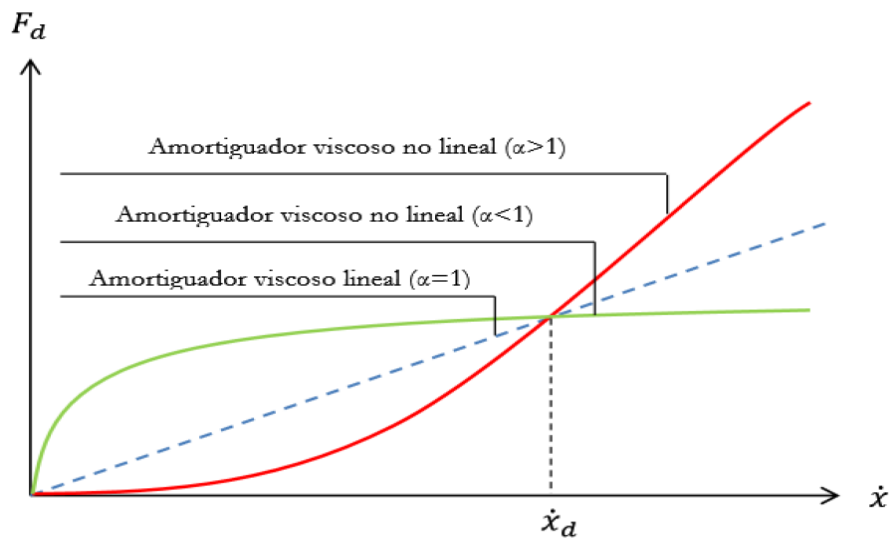


Figura 25: Relación velocidad y fuerza de amortiguamiento

2.2.5.3.8. FRECUENCIA ANGULAR

La frecuencia angular se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Donde:

ω : Frecuencia angular

T: Periodo de vibración del modo 1

2.2.5.3.9. ÁNGULO DE INCLINACIÓN

Es muy importante señalar el ángulo de inclinación del disipador (ver figura 26), ya que esto influye en cuanta energía sísmica podrá ser recibida por ellos.

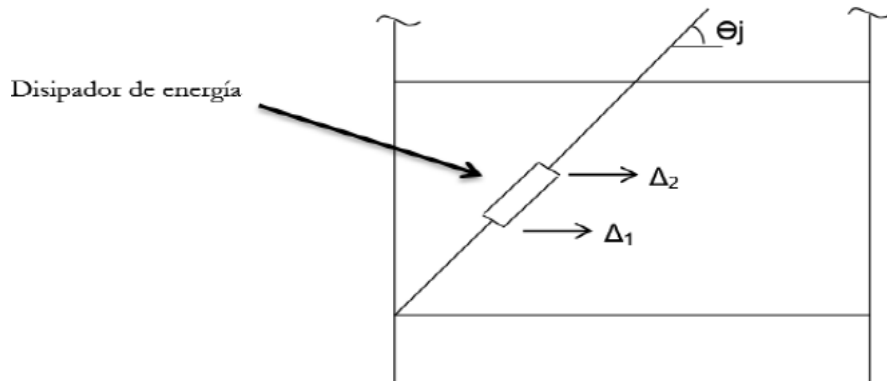


Figura 26: Angulo de Inclinación del disipador

2.2.5.3.10. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO UNITARIO

Después de calcular el amortiguamiento general de toda la estructura (coeficiente de amortiguamiento no lineal), es necesario calcular el amortiguamiento unitario, mediante la siguiente ecuación:

$$C_j = \frac{\sum C_j}{Nd}$$

Donde:

C_j : amortiguamiento unitario

Nd : cantidad de disipadores por dirección de análisis

2.2.5.3.11. VELOCIDAD DEL DISIPADOR

La velocidad del disipador está dada por la siguiente formula:

$$V = \alpha \sqrt{\frac{F}{C}}$$

Donde:

V: Velocidad del disipador

F: Fuerza del disipador

C: Amortiguamiento del disipador

α : Exponente de velocidad (ver capítulo 2.2.5.3.7.)

2.2.6. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE

A lo largo de los años se han venido implementado nuevas formas de realizar un diseño sismorresistente debido a los grandes daños estructurales que, ocasionaron pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas.

Existen edificios alrededor del mundo que colapsaron ante movimientos sísmicos de pequeñas magnitudes, es por ello que, es necesario realizar un diseño basado en distintos niveles de desempeño, así como el estado de daño esperado, de acuerdo al tipo de uso que se dará a la edificación.

Tal es así que, distintas organizaciones y/o programas tales como: HAZUS 99, FEMA 273 y 274, SEAOC, etc. han venido analizando y brindando criterios para medir el nivel de desempeño esperado.

2.2.6.1. NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

Para medir el nivel de amenaza sísmica se determinó el que nos brinda el comité VISIÓN 2000 (presenta probabilidades de excedencia similares a nuestra norma E.030 Diseño Sismorresistente del 2018), el cual establece 4 niveles de amenaza sísmica con sus respectivos periodos de retorno como se muestra en la tabla 3.

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)
Sismos Frecuentes	43	50% en 30 años
Sismos Ocasionales	72	50% en 50 años
Sismos Raros	475	10% en 50 años
Sismos muy Raros	970	10% en 100 años

Tabla 3: Niveles de amenaza sísmica – VISIÓN 2000

Es importante señalar que, nuestra norma actual de diseño sismorresistente E.030, no indica para qué movimiento sísmico de diseño o periodo de retorno se diseña cada estructura.

Muchos profesionales, entre ellos el Ing. Edisson Moscoso, nos señalan que el coeficiente “U” que nos brinda la esta norma está relacionada con el movimiento sísmico de diseño, como se muestra en la tabla 4.

U	Clasificación	Sismo
1.0	Común	Raro – 475 años
1.3	Importante	Muy Raro – 970 años
1.5	Esencial	Máximo Sismo Esperado – 2500 años

Tabla 4: Coeficiente “U” – Sismo de Diseño

2.2.6.2. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

El SEAOC establece 5 niveles de desempeño sísmico (ver tabla 5) a base de lo siguiente:

- Daño sufrido por los elementos estructurales.
- Seguridad de los ocupantes debido al daño.
- Funcionalidad de la edificación después de la ocurrencia del sismo.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Totalmente Operacional	El daño es despreciable o nulo. La edificación permanece segura y estable para sus ocupantes. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicios.
Funcional	Daños leves en elementos estructurales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan con normalidad. Se requieren algunas reparaciones menores
Resguardo de Vida	Daño moderado en elementos estructurales, no estructurales y contenido de la edificación. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones quedan fuera de servicio. El edificio requerirá reparaciones importantes.
Próximo al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Gran degradación de la rigidez lateral y capacidad resistente del sistema. Inseguridad para los ocupantes y el costo de reparación puede ser no factible económicamente.
Colapso	Pérdida parcial o total del soporte, colapso parcial o total de la estructura. No es posible la reparación

Tabla 5: Niveles de Desempeño – VISION 2000

Nuestra actual norma E.030, diseño sismorresistente, nos señala como filosofía y principio del diseño sismorresistente lo siguiente:

- Evitar pérdidas de vidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

Para edificaciones esenciales, nos indica que, estos deben permanecer operativas luego de un sismo severo. Con estos principios podemos indicar que, nuestra norma actual, presenta un nivel de desempeño para diseñar, entre funcional y resguardo de vida

2.2.6.3. RELACION DAÑO Y NIVEL DE DESEMPEÑO

El comité VISIÓN 2000 (1995), define lo siguiente:

“Los objetivos del desempeño Sismorresistente son el resultado de la combinación entre los distintos niveles de desempeño y los niveles de amenaza sísmica esperada de acuerdo al uso de la edificación” (p.74).

Asimismo, nos brinda la matriz de movimiento sísmico de diseño vs nivel de desempeño como se observa en la tabla 6.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Totalmente Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Próximo al Colapso
Movimiento Sísmico de Diseño	Sismo Frecuente (43 años)	Estructura Básica			
	Sismo Ocasional (72 años)	Estructura Esencial	Estructura Básica		
	Sismo Raro (475 años)	Estructura Crítica	Estructura Esencial	Estructura Básica	
	Sismo muy Raro (970 años)	Estructura Crítica	Estructura Crítica	Estructura Esencial	Estructura Básica

Tabla 6: Nivel de desempeño vs movimiento sísmico de diseño

2.2.6.4. RELACIÓN SISMO Y COMPORTAMIENTO ESPERADO

El nivel de desempeño sísmico se encuentra en relación con el estado estructural de la edificación, luego de ocurrir un sismo, de acuerdo al deterioro y daño que presentará la edificación.

El Comité VISIÓN 2000 lo clasifica como se muestra en la tabla 7.

Estado de Daño	Nivel de Desempeño
Despreciable	Totalmente Operacional
Leve	Funcional
Moderado	Resguardo de Vida
Severo	Pre – colapso
Completo	Colapso

Tabla 7: Estado de daño vs nivel de desempeño

2.2.6.5. DERIVA OBJETIVO

El nivel de desempeño sísmico se encuentra en relación con el estado estructural de la edificación, luego de ocurrir un sismo, de acuerdo al deterioro y daño que presentará la edificación.

La HAZUS nos brinda una propuesta que relaciona el estado de daño con la deriva, objetivo de acuerdo al sistema estructural y altura del edificio. Como ejemplo, presentamos un resumen de edificaciones de concreto armado con sistema estructural de pórticos y muros estructurales en la tabla 8.

Propiedades de la edificación			Distorsión limite según el estado de daño			
Edificación	Tipo	Altura (m)	Leve	Moderado	Extenso	Completo
Pórticos de Concreto Armado	Bajo	6.00	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
	Medio	15.00	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
	Alto	36.00	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
Muros de Concreto Armado	Bajo	6.00	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
	Medio	15.00	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
	Alto	36.00	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300

Tabla 8: Deriva objetivo

Es importante señalar que, nuestra norma sismorresistente actual, nos indica que la deriva máxima para edificaciones de concreto armado es 0.007.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

Se realizó el diseño estructural de un edificio de 7 niveles en la ciudad de Huancayo, con disipadores de energía de fluido viscoso.

El método de la investigación utilizado fue de análisis cuantitativo.

Métodos Específicos:

- Paso 1: Se estructuró y configuró de los elementos estructurales de acuerdo al plano de arquitectura.
- Paso 2: Se determinó las dimensiones de los elementos estructurales según los criterios de distintos autores.
- Paso 3: El metrado de cargas verticales (carga muerta y carga viva) se realizó, según el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Paso 4: Para el análisis tridimensional de la edificación se usó el programa ETABS 2016.
- Paso 5: El análisis estructural para los elementos sometidos a cargas de gravedad (losas y vigas no sísmicas), así como, los sometidos a cargas de sismo y gravedad (columnas, vigas y placas), fue realizado tanto para el análisis estático y dinámico, según el RNE y determinación del sistema estructural.
- Paso 6: El control de irregularidades de la edificación y límites máximos permisibles, fueron realizados según la norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Paso 7: Se consideró el análisis sísmico dinámico modal espectral con $R=1$ (Según RNE – E.030, Análisis Tiempo - Historia) para determinar las derivas máximas.

- Paso 8: Se utilizó y corrigió los acelerogramas utilizando los softwares Seismomatch 1.3.0 y Seismosignal 4.3.0.
- Paso 9: El análisis sísmico dinámico se realizó usando los registros sísmicos: tiempo - historia lineal y determinación del sismo de diseño.
- Paso 10: Se determinó el objetivo de desempeño, la deriva objetivo y amortiguamiento objetivo del proyecto.
- Paso 11: El análisis dinámico del tipo tiempo - historia no lineal, se realizó con el uso de los disipadores de energía.
- Paso 12: Se verificó el comportamiento histerético de los disipadores de fluido viscoso, y control a los límites máximos permisibles.
- Paso 13: El diseño estructural de cada elemento de la edificación, fue realizado por el método de la resistencia y LRFD para los elementos de acero.

3.1.2. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de la investigación fue aplicativo porque se utilizó parámetros y controles máximos permitidos en el diseño de un edificio de 7 niveles, destinado a uso de hotel.

NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel utilizado para la presente investigación fue de tipo descriptivo porque se realizó los pasos sistemáticos para obtener la solución del problema y se especificó las propiedades y características de los elementos a que se utilizaron.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

NO EXPERIMENTAL: Se realizó un análisis tridimensional de la estructura, y no una ejecución real del proyecto.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

POBLACIÓN: Edificaciones con 7 niveles a más destinadas a hoteles.

MUESTRA: Se realizó un muestreo no probabilístico y se eligió para la presente investigación un edificio de 7 niveles.

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para lograr cumplir los objetivos planteados fue necesario realizar una adecuada recolección de datos, mediante técnicas e instrumentos que nos permitieran la recopilación de información más fácil.

- Se recopiló datos del plano arquitectónico para lograr una adecuada configuración estructural y predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Se recopiló datos de los parámetros de diseño sísmico, según el tipo de suelo donde se encontraría la edificación.

Para el procesamiento de datos y obtener resultados se usaron los siguiente:

- Hojas de cálculo para calcular e insertar datos numéricos de la investigación.
- Programas de cómputo especializados (ETABS 2016, SeismoSignal, SeismoMatch, etc.) para el análisis tridimensional de la edificación.

3.5. MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p>GENERAL: ¿En cuánto disminuye la distorsión de entresijos al realizar el diseño estructural con disipadores de energía del tipo fluido viscoso de un edificio de 7 niveles en la ciudad de Huancayo?</p> <p>ESPECIFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿En cuánto disminuyen los esfuerzos en los elementos estructurales tales como: columnas, vigas y muros estructurales? • ¿Cuál es el porcentaje de amortiguamiento adicional que brinda el uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso? • ¿En cuánto reduce el desplazamiento lateral de la estructura con el uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso con respecto a una estructura convencional? 	<p>GENERAL: Realizar el diseño estructural con disipadores de energía del tipo fluido viscoso en un edificio de 7 niveles en la ciudad de Huancayo.</p> <p>ESPECIFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar el porcentaje en que disminuyen los esfuerzos en los elementos estructurales tales como: columnas, muros estructurales y vigas. • Determinar el porcentaje adicional de amortiguamiento que brinda al usar los disipadores de energía del tipo fluido viscoso. • Determinar la influencia del uso de disipadores de energía del tipo fluido viscoso en el desplazamiento lateral con respecto a una estructura convencional. 	<p>GENERAL: El diseño estructural con disipadores de energía del tipo de fluido viscoso disminuye la distorsión de entresijos en 60.23% como máximo de la edificación de 7 niveles en la ciudad de Huancayo.</p> <p>ESPECIFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Las fuerzas cortantes en las columnas, vigas y muros estructurales se redujeron en un 37%, y los momentos flectores se redujeron en un 13%. • Los disipadores de energía aumentan el amortiguamiento en un 25%. • El uso de los disipadores de energía del tipo fluido viscoso disminuye 30% los desplazamientos laterales respecto a una estructura convencional. 	<p>VARIABLES DEPENDIENTES:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Desplazamiento lateral de la estructura. • Distorsión de entresijos. • Amortiguamiento incrementado por los disipadores de fluido viscoso • Diseño Estructural <p>VARIABLES INDEPENDIENTES:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales. • Sistema Estructural. • Tipo de arreglo de los disipadores 	<p>METODO CUANTITATIVO - DEDUCTIVO Se realizó el diseño estructural de un edificio de 7 niveles en la ciudad de Huancayo con disipadores de energía de fluido viscoso.</p> <p>TIPO DE INVESTIGACION: Del tipo aplicativo porque se utilizó parámetros, controles máximos permitidos, y se usaron en un caso en particular: edificio de 7 niveles destinado a uso hotel.</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACION: Descriptivo porque se realizó pasos sistemáticos para obtener la solución del problema, y se especificaron propiedades y características de los elementos a utilizar.</p> <p>DISEÑO NO EXPERIMENTAL: Se realizó un análisis tridimensional de la estructura, y no una ejecución real del proyecto. Evaluación cuantitativa de los resultados obtenidos y proyectados.</p> <p>POBLACIÓN: Edificaciones con 7 niveles a más destinadas a hoteles.</p> <p>MUESTRA: Se realizó un muestreo no probabilístico y se eligió para la presente investigación un edificio de 7 niveles.</p>

CAPÍTULO IV

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y METRADO DE CARGAS

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para realizar una adecuada configuración estructural y predimensionamiento fue necesario conocer la arquitectura del proyecto, el uso de la edificación y los datos geotécnicos de suelo (capacidad portante, profundidad de desplante, etc.) para no afectar la parte estética de la edificación y se pueda lograr una compatibilidad, entre los planos estructurales y arquitectónicos.

4.1.1. UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en la avenida Los Próceres del distrito de Chilca, provincia de Huancayo, departamento de Junín, como se aprecia en la figura 27.

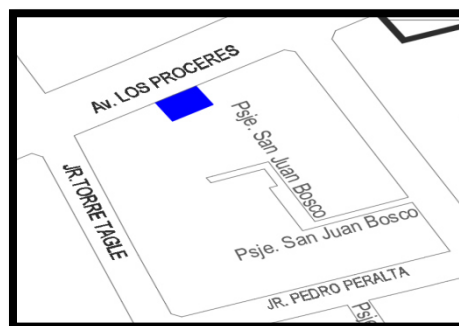


Figura 27: Ubicación del proyecto

4.1.2. ARQUITECTURA Y USO DE LA EDIFICACIÓN

Fue necesario conocer la distribución arquitectónica por nivel del diseño de la edificación de 7 niveles, que estaría destinado para ser un hotel. Se identificó las cargas vivas a utilizar para saber en qué parte del proyecto se podía ensanchar los elementos estructurales, sin afectar la arquitectura considerablemente.

- En el primer nivel se proyectó un restaurante, sala de espera, estacionamiento, acceso de ascensores, escaleras, sala de usos múltiples y servicios higiénicos como se tiene en la figura 28.

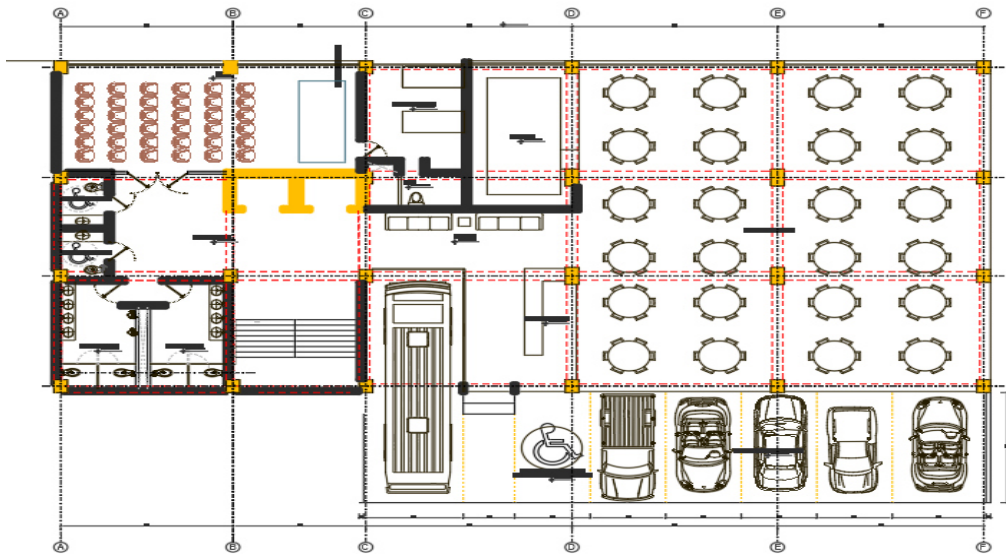


Figura 28: Primer nivel del proyecto

- El segundo, tercero y cuarto nivel; las habitaciones, área de ascensores, escaleras, servicios higiénicos, sala de usos múltiples y recepción como se tiene en la figura 29.

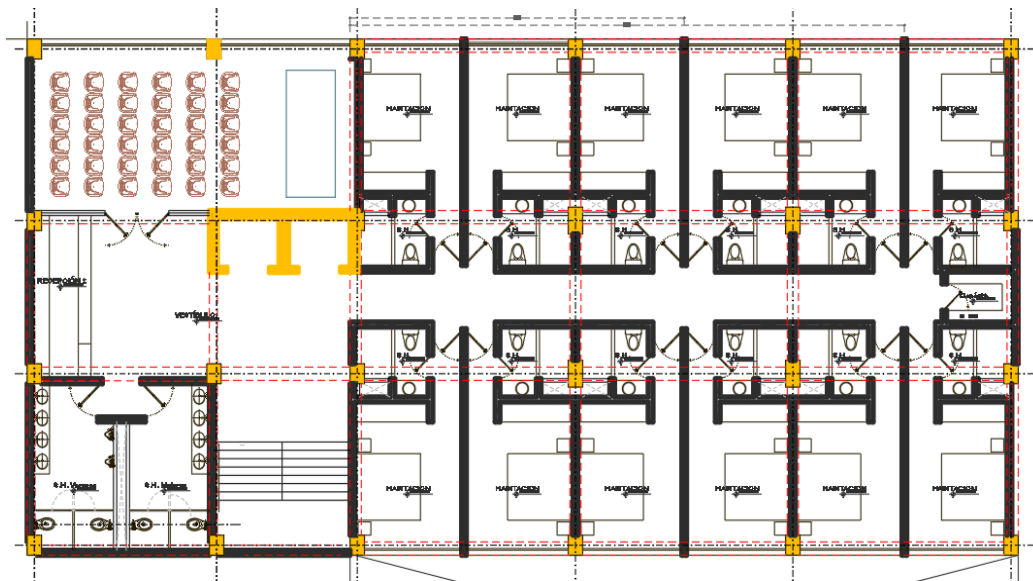


Figura 29: Segundo, tercer y cuarto nivel del proyecto

- El quinto y sexto nivel estarían las suites dobles, suites matrimoniales, servicios higiénicos, sala de usos múltiples, área de ascensores y escaleras como se tiene en la figura 30.

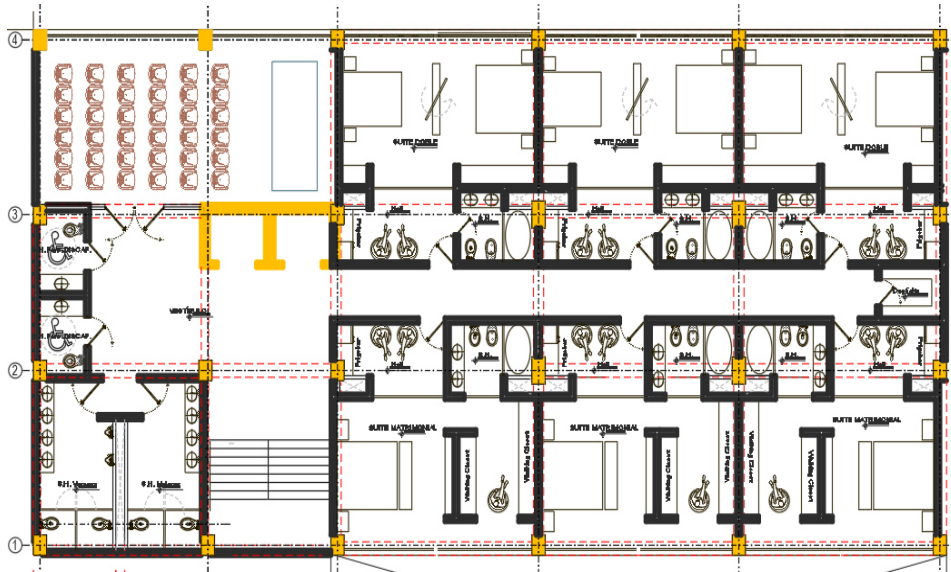


Figura 30: Quinto y sexto nivel del proyecto

- El séptimo nivel, el gimnasio, sala de usos múltiples, sala de spa, servicios higiénicos y recepción, como se tiene en la figura 31.

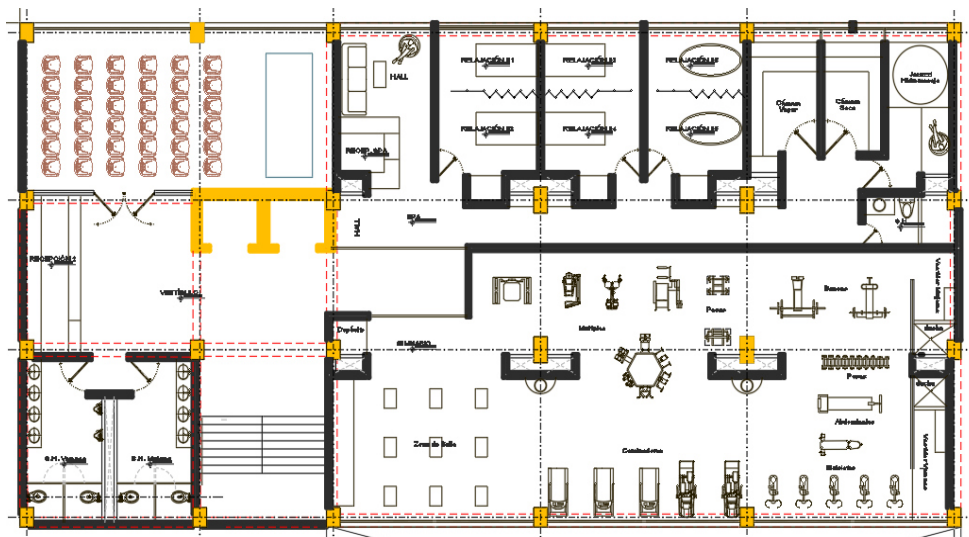


Figura 31: Séptimo nivel del proyecto

4.1.3. DATOS GEOTÉCNICOS PARA EL PROYECTO

Para fines académicos consideró los siguientes datos geotécnicos:

- Tipo de Suelo: S3 suelo flexible.
- Capacidad Portante: 1.30kg/cm².
- Coeficiente de Balasto: 2.74 kg/cm³
- Profundidad de desplante: 1.70m.

4.2. CONFIGURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Al encontrarnos en un país altamente sísmico, la configuración estructural es muy importante para realizar un diseño estructural, por lo cual, se consideró la perspectiva del libro *Estructuración y Criterios de Edificios de Concreto Armado* (BLANCO, 1997) que son los siguientes:

- **Simplicidad y simetría:** la estructura debe de ser la más simple posible para un fácil análisis y lo más simétrico posible para poder predecir su comportamiento sísmico. La ubicación de los elementos estructurales resistentes a movimientos laterales (columnas y placas) deben tener una cierta simetría para evitar posibles efectos de torsión.
- **Resistencia y ductilidad:** Los elementos estructurales deben ser capaces de tener una resistencia adecuada para soportar los movimientos sísmicos y las cargas de gravedad, La ductilidad de los elementos estructurales nos garantizan una falla dúctil, siendo capaz de disipar energía por medio de las rotulas plásticas.
- **Hiperestaticidad y monolitismos:** La estructura debe ser monolítico para que las cargas sean transmitidas a los siguientes elementos estructurales y evitar el colapso de la estructura.
- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** Se debe tratar de usar la misma dimensión de los elementos estructurales en una dirección. Deben ser continuos en cada nivel para evitar posibles irregularidades estructurales.
- **Rigidez Lateral:** Es muy importante que los elementos puedan resistir cargas laterales para evitar deformaciones considerables y posibles colapsos estructurales.
- **Diafragma Rígido:** Cada nivel de la estructural debe tener un diafragma rígido que nos garantice una única deformación ante cargas laterales

Para el proyecto se realizó la configuración y predimensionamiento de forma simultánea en cada elemento estructural para poder garantizar los criterios ya mencionados.

4.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Losas Aligeradas en una Dirección

En el diseño se optó por utilizar losas aligeradas en una dirección, en donde se encuentran ubicados: las habitaciones, parte central ascensor, gimnasio y spa, eligiendo como dirección de esta, la paralela a la luz más corta.

Para el predimensionamiento se tomó como referencia la tabla 9.

Losa (m)	Luz (m)
0.17	< 5m
0.20	< 6m
0.25	< 7m

Tabla 9: Predimensionamiento de losa

Se eligió la luz libre mayor entre las luces más cortas:

$L_n = 5.30\text{m} \rightarrow$ Losa Aligerada de e: 0.20m

Losas aligeradas en dos direcciones

Se ubicó losas aligeradas en 2 direcciones en la zona de los servicios higiénicos y salón de usos múltiples. Se optó por utilizar el mismo criterio que las losas aligeradas en una dirección para garantizar la simetría del proyecto.

$L_n = 5.78\text{m} \rightarrow$ Losa aligerada de e:0.20m

$L_n = 5.30\text{m} \rightarrow$ Losa aligerada de e:0.20m

En conclusión, se usaron losas aligeradas de e: 0.20m, tanto en una dirección y dos direcciones.

4.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS

Las escaleras, generalmente, están conformadas por tramos y descansos que, a su vez, tienen pasos y contrapasos.

Para el trabajo de investigación se tomó en cuenta el reglamento A.010 que especifica que, las escaleras deben cumplir las siguientes condiciones:

- Tendrán un máximo de 17 pasos entre descansos.
- La dimensión mínima de los descansos es 0.90m para escaleras lineales.
- El ancho de las escaleras se mide entre sus límites de su contorno.
- Las escaleras deben tener un ancho mínimo de 1.20m.

- Las escaleras de 1.20m hasta 2.40m tendrán pasamanos en ambos lados, y las de mayor a 2.40m tendrán pasamanos centrales.

Los pasos y contrapasos deben cumplir la siguiente condición:

$$0.60m \leq 2CP + P \leq 0.64m$$

Donde:

P: paso

CP: contrapaso

Las dimensiones mínimas deben ser:

CPmin: 0.18m

Pmin 0.25m (viviendas)

Pmin: 0.28m (comercio)

Pmin: 0.30m (locales de afluencia masiva)

Para predimensionar el espesor se usará la siguiente expresión:

$$t = \frac{Ln}{25} - \frac{Ln}{20}$$

Los pasos designados son:

- P: 0.275m en el primer nivel
- P: 0.30m resto de niveles

Los contrapasos son:

- CP: 0.18m primer nivel
- CP: 0.15m resto de niveles

La suma de 2CP + P son:

- Primer Nivel: $2 \times 0.18m + 0.275m = 0.635m$... cumple
- Resto de Niveles: $2 \times 0.15m + 0.30m = 0.60m$... cumple

Con una luz libre de 5.00m se procedió a predimensionar el espesor de la escalera:

$$t = \frac{5.00m}{25} - \frac{5.00m}{20} = 0.20m - 0.25m$$

Eligiendo como espesor a utilizar $e=0.20m$.

4.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas peraltadas que se utilizó tienen las mismas dimensiones en ambas direcciones por temas de uniformidad y arquitectura. Se utilizó la siguiente fórmula:

$$\frac{Ln}{12} < h < \frac{Ln}{10}$$

$$\frac{2h}{3} < b < \frac{h}{2}$$

Donde:

Ln: luz libre de la viga

h: peralte de la viga

b: ancho de la viga

La luz libre mayor de las vigas es 6.90m, entonces el peralte se calculó de la siguiente manera:

$$h = \frac{6.90m}{12} - \frac{6.90m}{10} = 0.575m - 0.69m$$

Se eligió como peralte un h=0.60m, y se procedió a predimensionar la base de la viga:

$$b = \frac{0.60m}{3} - \frac{0.60m}{2} = 0.20m - 0.30m$$

Eligiendo como b=0.30m, en conclusión, se usó vigas peraltadas de 0.30mx0.60m.

Para las vigas de amarre se utilizó como referencia la tabla 10.

Luz libre	Dimensiones a usar
< 3m	25cm x espesor losa
< 4m	35cm x espesor losa
> 4m	50cm x espesor losa

Tabla 10: Predimensionamiento de vigas de amarre

4.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para obtener las dimensiones de las columnas se utilizó las siguientes formulas:

- Columnas Centradas:

$$Area\ de\ Columna = \frac{P\ (servicio)}{0.45\ f_c}$$

- Columnas Esquinadas y Excéntricas:

$$Area\ de\ Columna = \frac{P\ (servicio)}{0.35\ f_c}$$

Donde:

$$P\ (servicio) = P \times A \times N$$

Edificio Categoría A (ver E.030) P=1500kg/cm²

Edificio Categoría B (ver E.030) P=1200kg/cm²

Edificio Categoría C (ver E.030) P=1000kg/cm²

A: área tributaria

N: Numero de Piso

Fc: 210kg/cm²

Al tratarse de un edificio categoría C, se consideró P=1000/kg/cm², y por simetría se calculó solo de las columnas con mayor área tributaria. En la tabla 11 se puede observar las áreas asignadas para el tipo de columna.

Columna	Área tributaria	Nº de Pisos	Área requerido	Área asignada
Columna Céntrica	33.73m ²	7	2498.52 cm ²	3025 cm ² → C55x55
Columna Excéntrica	19.52m ²	7	1859.05cm ²	1925 cm ² → C35X55 2100 cm ² → C35X60

Tabla 11: Predimensionamiento de columnas

4.2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES

Para obtener las dimensiones de los muros estructurales se optó por utilizar un ancho igual al de las vigas peraltadas:

$$b=0.30\text{m}$$

Se utilizó como ancho 0.30m, para evitar congestionamiento del acero y se ubicó de manera que no interfiera con la arquitectura del proyecto, siendo ubicado en las esquinas de la edificación para evitar efectos de torsión, teniendo una longitud de 2m.

4.2.6. CONFIGURACION ESTRUCTURAL FINAL

En la figura 32 se observa la configuración final del 1er nivel.

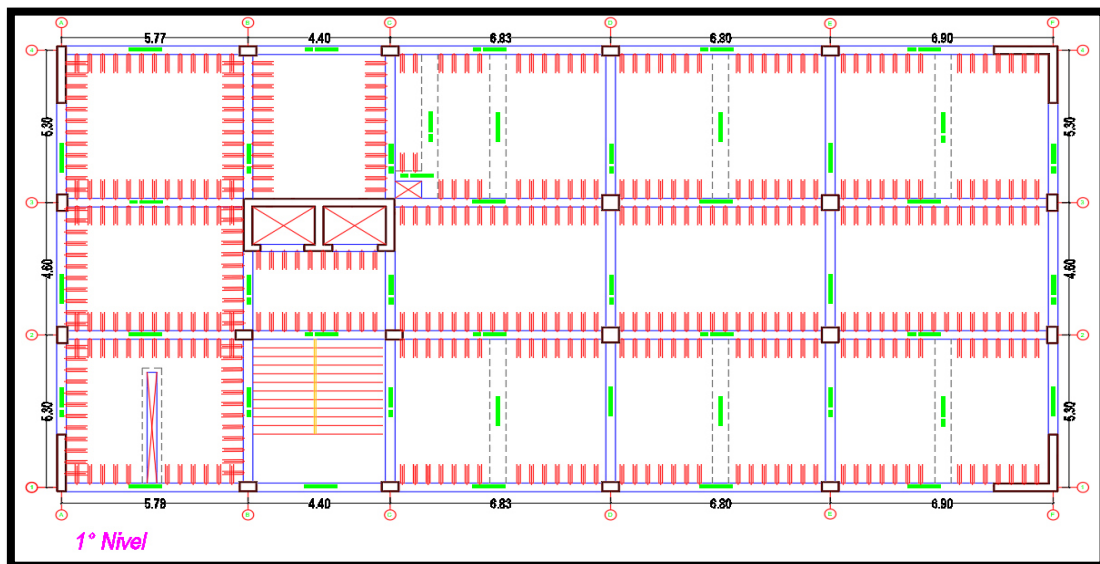


Figura 32: Configuración final 1er nivel

En la figura 33 se observa la configuración final del 2do y 3er nivel:

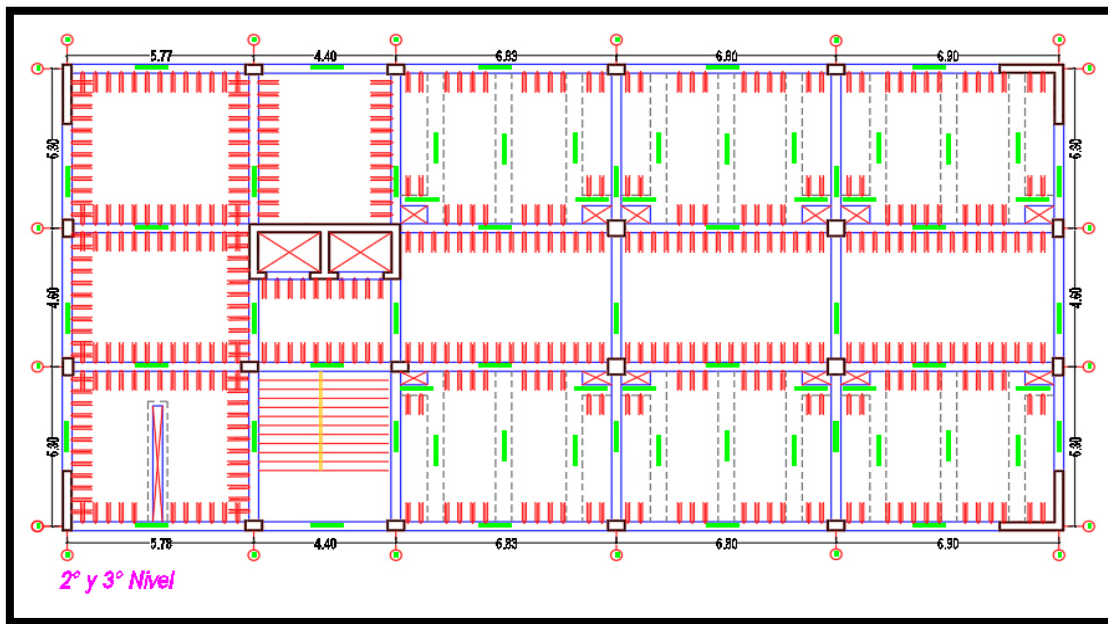


Figura 33: Configuración final 2do y 3er nivel

En la figura 34 se observa la configuración final de 4to y 5to nivel:

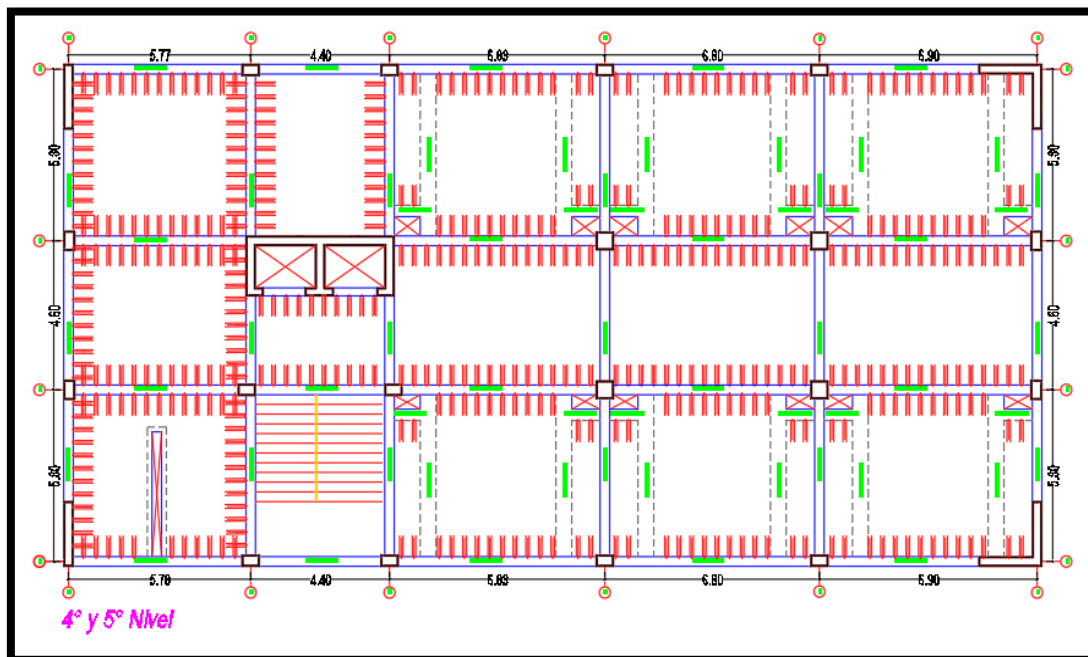


Figura 34: Configuración final 4to y 5to nivel

En la figura 35 se observa la configuración final del 6to nivel.

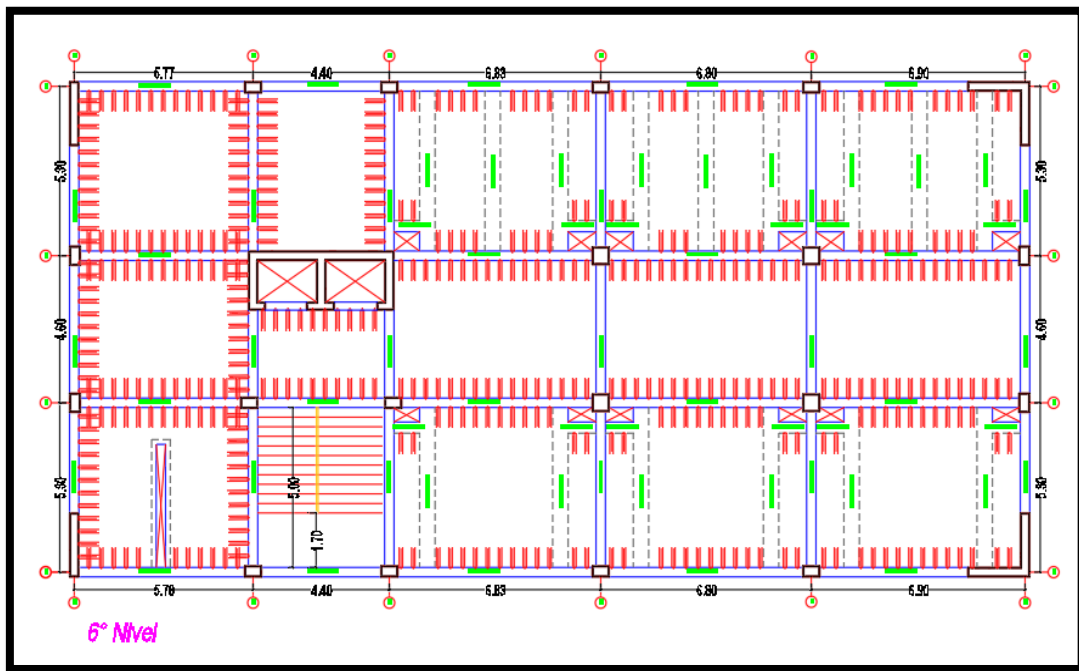


Figura 35: Configuración final 6to nivel

En la figura 36 se observa la configuración final del 7mo nivel.

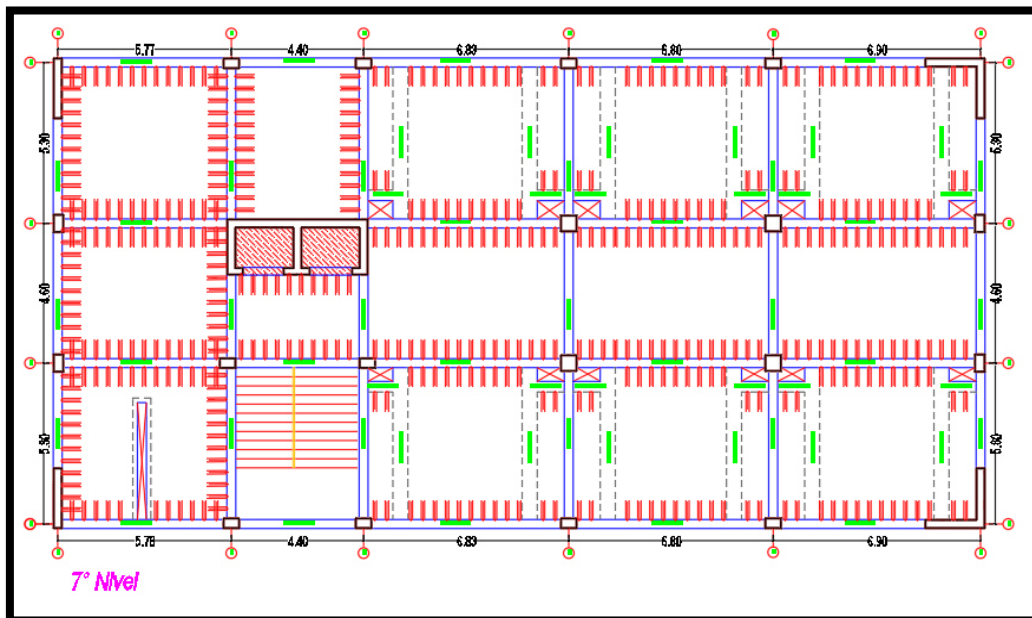


Figura 36: Configuración final 7mo nivel

4.3. METRADO DE CARGAS

La norma E.020 Cargas, nos indica algunas especificaciones que se deben utilizar de acuerdo al material y uso para las cargas vivas repartidas.

Se obtuvo las siguientes cargas muertas y vivas mostradas en la tabla 12.

CARGAS MUERTAS	
Peso específico concreto armado	2400 kg/m ²
Peso acabados	120 kg/m ²
Tabiquería	150 kg/m ²
CARGAS VIVAS	
Sobrecarga de habitaciones de hotel	200 kg/m ²
Sobrecarga de corredores y escaleras	400 kg/m ²
Sobrecarga servicios higiénicos	200 kg/m ²
Sobrecarga gimnasio	400 kg/m ²
Sobrecarga spa	400 kg/m ²
Sobrecarga techo hasta 3°	100 kg/m ²

Tabla 12: Cargas a Utilizar

4.3.1. METRADO DE CARGAS EN LOSAS ALIGERADAS

Las losas son los elementos estructurales que reciben la carga viva, luego estas transfieren las cargas a los otros elementos (muros estructurales o vigas). A modo de ejemplo se realizó el metrado de las losas aligeradas de las habitaciones, gimnasio y spa.

- Losas aligeradas en una dirección - habitaciones (1er, 2do, 3er, 4to y 5to nivel), en la tabla 13 se aprecia la carga ultima de la losa.

Carga Muerta		
Item	Peso	Final
Peso Propio	300kg/m ²	300kg/m ²
Acabados	120kg/m ²	120kg/m ²
Tabiquería	150kg/m ²	150kg/m ²
		570kg/m ²

Carga Viva		
Item	Peso	Final
Sobrecarga	200kg/m ²	200kg/m ²
		200kg/m ²

Carga Ultima		
1.4CM + 1.7CV	1.4 (570) + 1.7(200)	1138kg/m ²

Tabla 13: Carga ultima en losa aligerada – habitaciones

- Losas aligeradas en una dirección – spa y gimnasio (6to nivel), en la tabla 14 se muestra la carga última de la losa.

Carga Muerta			Carga Viva		
Item	Peso	Final	Item	Peso	Final
Peso Propio	300kg/m ²	300kg/m ²	Sobrecarga	400kg/m ²	400kg/m ²
Acabados	120kg/m ²	120kg/m ²			400kg/m ²
Tabiquería	150kg/m ²	150kg/m ²			
		570kg/m ²			

Carga Ultima		
1.4CM + 1.7CV	1.4 (570) + 1.7(400)	1478kg/m ²

Tabla 14: Carga Ultima en losa aligerada – spa y gimnasio

- Losas aligeradas en una dirección – azotea (7mo nivel). En la tabla 15 se aprecia la carga última de la losa.

Carga Muerta			Carga Viva		
Item	Peso	Final	Item	Peso	Final
Peso Propio	300kg/m ²	300kg/m ²	Sobrecarga	100kg/m ²	100kg/m ²
Acabados	120kg/m ²	120kg/m ²			100kg/m ²
Tabiquería	150kg/m ²	150kg/m ²			
		570kg/m ²			

Carga Ultima		
1.4CM + 1.7CV	1.4 (570) + 1.7(100)	968kg/m ²

Tabla 15: Carga ultima en losa aligerada – azotea

4.3.2. METRADO DE CARGAS EN VIGAS

Las losas transmiten todas las cargas a las vigas, recibiendo directamente toda la carga de ellos.

Para el cálculo del metrado de vigas principales se trazó un área tributaria a la mitad de la losa aligerada. Como ejemplo se realizó el metrado de la viga principal ubicada en el eje 2, entre los ejes D y E.

En la figura 37 se muestra el área tributaria de la viga:

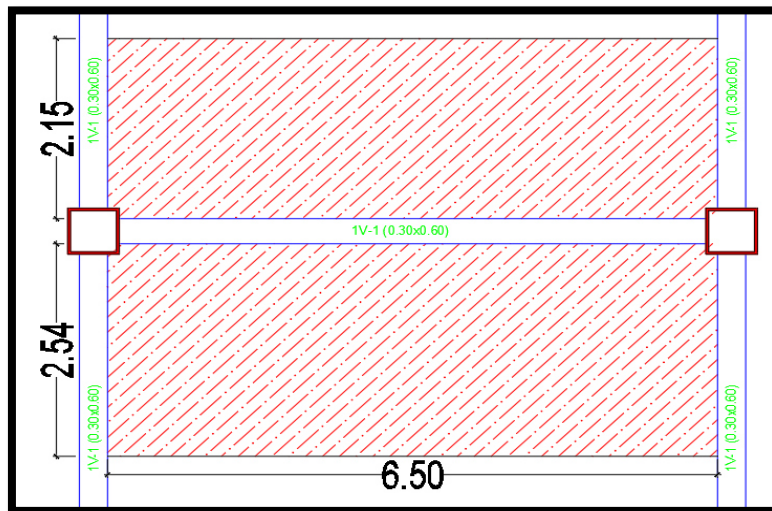


Figura 37: Área tributaria de la losa sobre la viga

En las tablas 16 y 17 se muestran las cargas finales en viga.

CARGA MUERTA				
Item	Carga	Base	Peralte	Final
Peso propio	2400 kg/m ³	0.30m	0.60m	432kg/m
Acabados	120 kg/m ²	4.99m		598.8kg/m
Losa Aligerada	300 kg/m ²	4.69m		1 407kg/m
Tabiquería	150 kg/m ²	4.99m		748.5kg/m
				3186.3kg/m

Tabla 16: Carga muerta en viga

CARGA VIVA				
Item	Carga	Base	Peralte	Final
Sobrecarga	200 kg/m ²	4.99m		998kg/m
				998kg/m

Tabla 17: Carga Viva en Viga

4.3.3. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS

Las vigas luego de recibir las cargas de la losa las transmiten a las columnas que, luego pasan a la cimentación y, finalmente, al suelo.

Por el método de área tributaria se realizó el metrado de cada columna. Como ejemplo se realizó el metrado de la columna más cargada la cual es esta ubicada entre el eje D y el eje 2 (figura 38).

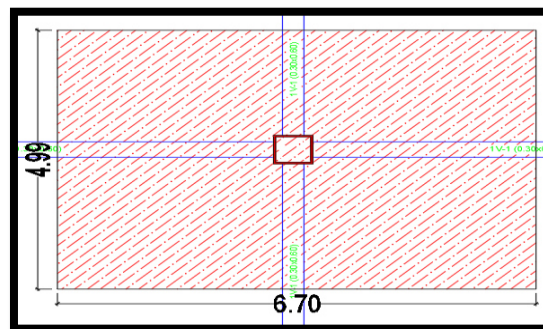


Figura 38: Área tributaria de la columna

En las tablas 18 y 19 se muestran las cargas finales en la columna.

CARGA MUERTA					
Item	Peso	Área o ancho	Peralte	Longitud	Final
Losa aligerada	300 kg/m ²	29.98m ²			8 994kg
Acabados	120 kg/m ²	33.23m ²			3 987.6kg
Tabiquería	150kg/m ²	33.23m ²			4 984.5kg
Vigas	2400kg/m ³	0.30m	0.60m	10.69m	4 618.08kg
					22 584.18kg

Tabla 18: Carga muerta en columna

CARGA VIVA					
Item	Peso	Área o ancho	Peralte	Longitud	Final
Sobrecarga	200 kg/m ²	33.23m ²			6 646kg
Sobrecarga	100 kg/m ²	33.23m ²			3 323kg
Sobrecarga	400 kg/m ²	33.23m ²			13 292kg

Tabla 19: Carga viva en columna

Luego, se procedió a realizar el metrado del peso propio de la columna (tabla 20).

Nivel	Peso	Ancho	Largo	Altura	Final
Primer Nivel	2400 kg/m ³	0.55m	0.55m	5.80m	4 210.8kg
Piso Típico	2400 kg/m ³	0.55m	0.55m	4.00m	2 904kg

Tabla 20: Metrado peso propio columna

En la tabla 21 se muestra la carga última:

Nivel	Carga Muerta	Carga Viva	CU(1.4CM + 1.7CV)	Carga Ultima Acumulado
7mo Piso	25 488.18kg	3 323kg	41 332.55kg	41 332.55kg
6to Piso	25 488.18kg	13 292kg	58 279.85 kg	99 612.40kg
5to Piso	25 488.18kg	6 646kg	46 981.65 kg	146 594.05kg
4to Piso	25 488.18kg	6 646kg	46 981.65 kg	193 575.70kg
3er Piso	25 488.18kg	6 646kg	46 981.65 kg	240 557.35kg
2do Piso	25 488.18kg	6 646kg	46 981.65 kg	287 539.00kg
1er Piso	26 794.98kg	6 646kg	48 811.17 kg	336 350.17kg

Tabla 21: Cargas últimas en columna

4.3.4. METRADO DE CARGAS EN MUROS ESTRUCTURALES

Los muros estructurales reciben las cargas de las vigas y de las losas para transmitir la carga hacia la cimentación. Se utilizó el método de área tributaria para calcular la dimensión y se realizó el metrado de la placa, entre los ejes 4 y A, como se muestra en la figura 39.

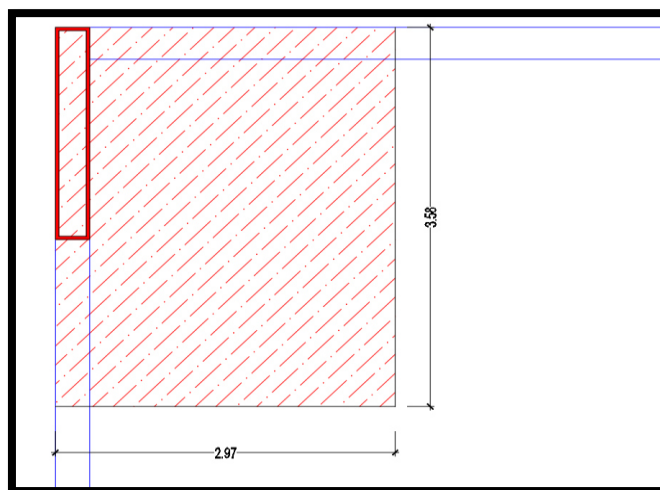


Figura 39: Área tributaria de la placa

En la tabla 22 y 23 se muestran las cargas últimas en el muro estructural

ir					
Item	Peso	Área o ancho	Peralte	Longitud	Final
Losa aligerada (2 direcciones)	326.25 kg/m ²	8.76m ²			2 857.95 kg
Acabados	120 kg/m ²	10.04m ²			1 204.8 kg
Tabiquería	150kg/m ²	10.04m ²			1 506 kg
Vigas	2400kg/m ³	0.30m	0.60m	4.25m	1 836 kg
					7 404.75 kg

Tabla 22: Cargas muertas en muro estructural

CARGA VIVA					
Item	Peso	Área o ancho	Peralte	Longitud	Final
Sobrecarga	400 kg/m ²	10.04m ²			4 016 kg
					4 016 kg

Tabla 23: Carga viva en muro estructural

Luego, se realizó el metrado del peso propio del muro estructural, como se muestra en la tabla 24.

Nivel	Peso	Ancho	Largo	Altura	Final
Primer Nivel	2400 kg/m ³	0.30m	2.00m	5.80m	8 352 kg

Piso Típico	2400 kg/m ³	0.30m	2.00m	4.00m	5 760 kg
-------------	------------------------	-------	-------	-------	----------

Tabla 24: Peso propio en muro estructural

En la tabla 25 se muestra la carga última:

Nivel	Carga Muerta	Carga Viva	CU(1.4CM + 1.7CV)	Carga Ultima Acumulado
7mo Piso	13 164.75 kg	1 004kg	20 137.45kg	20 137.45kg
6to Piso	13 164.75 kg	4 016 kg	25 257.85kg	45 395.30kg
5to Piso	13 164.75 kg	4 016 kg	25 257.85kg	70 653.15kg
4to Piso	13 164.75 kg	4 016 kg	25 257.85kg	95 911.00kg
3er Piso	13 164.75 kg	4 016 kg	25 257.85kg	121 168.85kg
2do Piso	13 164.75 kg	4 016 kg	25 257.85kg	146 426.70kg
1er Piso	15 756.75 kg	4 016 kg	28 886.65kg	175 315.35kg

Tabla 25: Cargas últimas en muro estructural

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL SIN DISIPADORES DE ENERGÍA

5.1. PARÁMETROS Y CONTROLES SÍSMICOS

La norma peruana E.030 brinda parámetros sísmicos que se deben realizar y cumplir para un análisis estructural.

5.1.1. ZONIFICACIÓN

El Perú se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas de acuerdo a las características sísmicas de cada zona, según la norma E.030 (ver figura 40).

“Cada división tiene un coeficiente “z”, que es la velocidad máxima en suelo rígido con probabilidad de exceder 10 % en 50 años. El coeficiente Z se expresa como la fracción de la rapidez de la gravedad” (E.030 – Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). En la tabla 26 se observa los factores “Z” para cada zona del Perú.



Figura 40: Mapa de zonificación sísmica
Fuente: Norma E.030 – Diseño sismorresistente (2018)

Factor de Zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.35
1	0.10

Tabla 26: Factores de zona
Fuente: Norma E.030 – Diseño sismorresistente (2018)

El edificio está ubicado en el distrito de Chilca, que pertenece a la ciudad de Huancayo, por lo cual se encuentra en la **Zona 3**, con un factor "Z" de **0.35**.

5.1.1. PARÁMETROS DE SUELO

Para el diseño, se consideró los parámetros del sitio (S, TP y TL) que describieron las condiciones del suelo del lugar y evidenciaron que están de acuerdo al tipo de suelo como se muestran en las tablas 27 y 28.

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 27: Factores de suelo
Fuente: Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (2018)

Periodos Tp y TI				
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TI (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla 28: Factores Tp y Ti
Fuente: Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (2018)

El edificio al ser ubicado en la Z3 y tipo de suelo S3, se puede determinar que, el parámetro “S” es 1.20 y los periodos Tp y TI son 1.0 y 1.6, respectivamente.

5.1.2. AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

El factor de amplificación sísmica “C”, se definió por las siguientes ecuaciones:

$$T < T_p \quad C=2.5$$

$$T_p < T < T_I \quad C=2.5 \times (T_p/T)$$

$$T > T_I \quad C= 2.5 \times ((T_p \times T_I)/T^2)$$

5.1.3. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

Cada edificación se clasificó según su importancia, para lo cual se le asignó un factor “U”, como se muestran en la tabla 29.

Categoría de la edificación y factor “U”		
Categoría	Descripción	Factor “U”
A Edificaciones esenciales	A1: edificaciones del sector salud, de segundo y tercer nivel	Ver nota 1
	A2: edificaciones cuyo colapso es un riesgo o pueden ocasionar posibles desastres	1.5
B Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como: centros comerciales teatros, cines, etc.	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones tales como: viviendas, hoteles, oficinas, etc.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales	Ver nota 2
Nota 1	Edificaciones nuevas ubicadas en zona 3 y 4 deben tener aislamiento sísmico.	
Nota 2	El proyectista a criterio debe proveer resistencia y rigidez lateral adecuada	

Tabla 29: Factores de uso

Fuente: Norma E.030 – Diseño sismorresistente (2018)

El edificio, al ser destinado a uso hotel, se encuentra en la categoría C Edificaciones comunes, por ello se usó el factor “U” de 1.0.

5.1.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

Las estructuras de concreto armado fueron divididas de la siguiente manera:

Pórticos: Las columnas absorbieron como mínimo 80% de la fuerza cortante.

Muros estructurales: Absorbieron un mínimo del 70% de la fuerza cortante.

Dual: Los muros absorbieron la fuerza cortante en un rango entre 20% y 70%.

Muros de ductilidad limitada: Edificaciones con muros de espesores reducidos, máximo construcciones hasta 8 niveles.

5.1.5. CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL

Según la norma E.030, el sistema estructural empleado debe estar en concordancia con la zona y categoría de la edificación como muestra en la tabla 30.

CATEGORIA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION		
Categoría de la edificación	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento sísmico con cualquier sistema
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: sistema dual y muros de concreto armado. Albañilería armada y confinada.
A2	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: sistema dual y muros de concreto armado. Albañilería armada y confinada.
	1	Cualquier sistema
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, OCBF, SCBF y EBF. Estructuras de concreto: pórticos, sistema dual y muros de concreto armado. Albañilería armada y confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 Y 1	Cualquier sistema

Tabla 30: Categoría y sistema estructural

Fuente: Norma E.030 – Diseño sismorresistente (2018)

5.1.6. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA

La tabla 31 muestra el coeficiente “ R_o ” que se utilizó para los sistemas estructurales de concreto armado:

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6

Muros de ductilidad estructurales	4
-----------------------------------	---

Tabla 31: Coeficiente de reducción

Fuente: Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (2018)

En edificaciones de la categoría C, en la zona 3, se permite cualquier sistema estructural. En el diseño se usó muros estructurales en ambas direcciones, los mismos que corresponden un coeficiente “**R_o**” de 6.

Posteriormente, se realizó la comprobación mediante un análisis tridimensional para determinar si el coeficiente “R” asignado era el correcto.

5.1.7. FACTORES DE IRREGULARIDAD

La edificación puede presentar irregularidades tanto en planta y altura, por lo cual se le asigna: el factor I_a para irregularidades en altura y el factor I_p para irregularidades en planta.

Por tal motivo, se asignó el menor valor para irregularidad en planta y altura, según lo mencionado a continuación:

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES DE ALTURA

- **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO**

Existe irregularidad de piso blando siempre que, en cualquier nivel, la rigidez lateral de la estructura sea menor al 70% de la rigidez lateral de un piso superior, o menor al 80% de la rigidez lateral del promedio de 3 pisos superiores. Factor de Irregularidad $I_a = 0.75$.

- **IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL**

La resistencia de un piso, ante esfuerzos cortantes, es menor al 80% de un piso inmediato superior. Factor $I_a = 0.75$.

- **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ**

Hay irregularidad de piso blando siempre que, en cualquier entrepiso, la rigidez lateral llegue a ser menor al 60% de la rigidez lateral de un nivel superior, o menor al 70% de la rigidez lateral promedio de 3 niveles superiores. Factor de Irregularidad $I_a = 0.50$.

- **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL**

La resistencia de un piso ante fuerzas cortantes es menor al 65% de un piso inmediato superior. Factor de Irregularidad $I_a = 0.50$.

- **IRREGULARIDAD DE MASA O PESO**

Existe irregularidad de masa o peso, siempre que la masa de un nivel sea mayor al 1.5 veces que un piso anterior. Factor $I_a=0.90$.

- **IRREGULARIDAD GEÓMETRICA VERTICAL**

Existe irregularidad geométrica vertical, cuando las dimensiones de la estructura frente a esfuerzos laterales son mayores que 1.30 veces a la de un anterior. Factor $I_a=0.90$.

- **DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES**

Elemento estructural que resiste más del 10% de la fuerza cortante, tiene un desalineamiento mayor al 25% de la dimensión del elemento vertical. Factor de Irregularidad $I_a=0.80$.

- **DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES**

Elemento estructural que resiste más del 25% de un esfuerzo cortante, tiene un desalineamiento mayor al 25% de la dimensión del elemento vertical. Factor $I_a=0.60$.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

- **IRREGULARIDAD TORSIONAL**

El máximo desplazamiento relativo de un piso en el extremo, es mayor al 1.3 veces del desplazamiento relativo promedio en los extremos del mismo piso, por lo que, solo se aplicará si el desplazamiento es mayor al 50% del desplazamiento permitido. Factor de irregularidad $I_p=0.75$.

- **ESQUINAS ENTRANTES**

Esquina entrante cuando la dimensión es mayor que el 20% de la dimensión total en análisis. Factor $I_p=0.90$.

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA**

Se tiene diafragmas con variaciones importantes o aberturas mayores al 50% del área total del diafragma, de la misma manera cuando se tiene un diafragma resistente menor al 25% de la sección de la misma dirección. Factor de irregularidad $I_p=0.85$.

- **SISTEMAS NO PARALELOS**

Cuando uno de los ejes tiene una inclinación mayor a 30° o cuando resista más del 10% de un esfuerzo cortante total. Factor $I_p=0.90$.

5.1.8. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD

Existen restricciones de irregularidad de acuerdo a la categoría de la edificación y zona, como muestra la tabla 32.

CATEGORIA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas.
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de 2 pisos u 8m de altura
	1	Sin restricciones

Tabla 32: Categoría e irregularidad

Fuente: Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (2018)

5.1.9. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA “R”

El factor “R” se obtuvo mediante la siguiente ecuación:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

5.1.10. LÍMITES DE DISTORSIÓN

La tabla 33, muestra los límites máximos permisibles de distorsión:

LIMITES DE DISTORSION	
Material Predominante	(Δ/h)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Muros de Ductilidad Limitada	0.005

Tabla 33: Límites de Distorsión

Fuente: Norma E.030 – Diseño Sismorresistente (2018)

5.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

5.2.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS

Esfuerzos de los elementos:

- Concreto armado: $f'c = 210\text{kg/cm}^2$
- Acero grado 60: $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad:

- Concreto armado: $E = 15000 \times \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- Acero grado 60: $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de Poisson:

Igualando la ecuación de módulo de corte a utilizar de la norma E.060 y la ecuación general del módulo de corte, nos dio un coeficiente de 0.15.

$$G = \frac{Ec}{2.3} = \frac{Ec}{2(1 + \mu)} \rightarrow \mu = 0.15$$

En la figura 41, muestra un modelo en 3 dimensiones de la estructura mediante el software Etabs 2016.

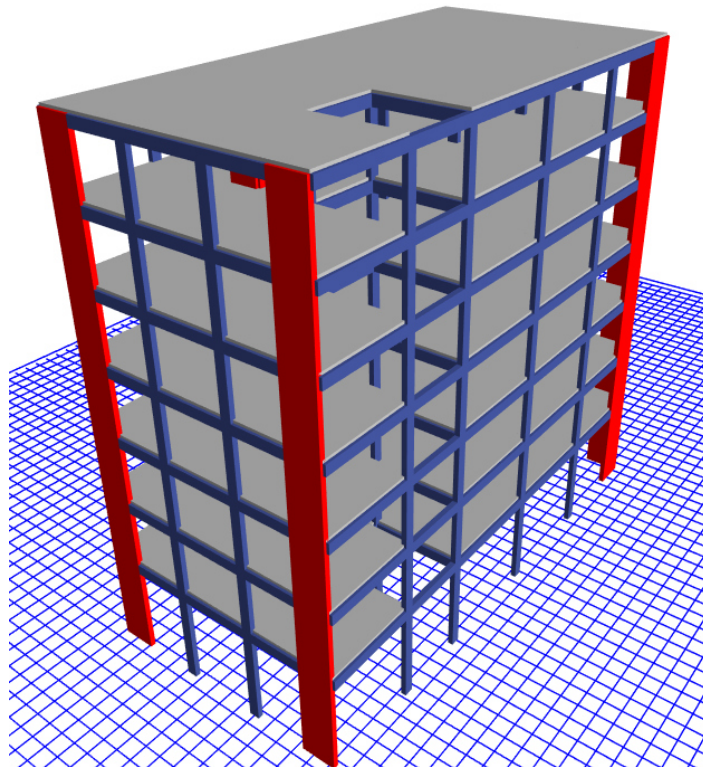


Figura 41: Modelado tridimensional de la edificación

5.2.2. ESTIMACIÓN DEL PESO

Para obtener el peso de la estructura, según la norma E.030 para edificaciones de categoría C, se consideró el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, así en la tabla 34 se muestra el peso acumulado por piso.

Piso	Peso Propio	CM	Live	LiveUP	Peso x Piso	Peso Acum.
1	272098.057	118433.988	22471	-	413.003044	413.003044
2	319971.082	118433.988	22471	-	460.876069	873.879113
3	304391.061	118433.988	22471	-	445.296048	1319.17516
4	304391.061	118433.988	22471	-	445.296048	1764.47121
5	304391.061	118433.988	22471	-	445.296048	2209.76726
6	290376.561	118433.988	36485.5	-	445.296048	2655.06331
7	366303.426	118433.988	-	9757.5	484.737414	3139.80072
Peso Total					3139.80072	

Tabla 34: Peso acumulado por piso

5.2.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

El cálculo del periodo fundamental se realizó mediante la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2 \right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i \right)}}$$

Donde a "T" se le aplicó un factor de 0.85 porque no se consideró los efectos de los elementos no estructurales.

En la dirección "X" se realizó los siguientes cálculos para obtener el periodo tal como se muestra en la tabla N°35:

Piso	Peso(Tn)	Altura(m)	Peso x altura	α	Fi (Tn)	Di (mm)	P x d ²	Fi x di
Story 7	413.003044	4	1652.01218	0.12299325	67.5867228	64.404	1713085.09	42686937.1
Story 6	460.876069	4	1843.50428	0.13724995	75.4210013	55.136	1401053.34	40780102.6
Story 5	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	72.8713771	45.17	908550.396	32279576.7
Story 4	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	72.8713771	34.745	537568.08	24829619.1
Story 3	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	72.8713771	24.302	262986.148	17366798.2
Story 2	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	72.8713771	14.538	94114.8534	10389207.1
Story 1	484.737414	5.8	2811.477	0.20931607	115.022467	6.382	19743.318	7198802.25
Base	3139.80072	29.8	13431.7302	1	549.5157		4937101.23	175531043

Tabla 35: Calculo periodo sin disipadores - Dirección "X"

Obteniendo un periodo: $T=0.90\text{seg}$

En la dirección "Y" se realizó los siguientes cálculos para obtener el periodo tal como se muestra en la tabla N°36:

Piso	Peso (Tn)	Altura (m)	Peso x Altura	α	Fi (Tn)	Di (mm)	$P \times d^2$	Fi x di
Story 7	413.003044	4	1652.01218	0.12299325	64.9794626	80.389	2668987.29	51226361
Story 6	460.876069	4	1843.50428	0.13724995	72.511522	70.697	2303488.92	50272301.8
Story 5	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.0602534	59.637	1583727.35	40973989.9
Story 4	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.0602534	47.233	993436.019	32451740.8
Story 3	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.0602534	33.953	513340.049	23327630.2
Story 2	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.0602534	20.775	192190.053	14273599.3
Story 1	484.737414	5.8	2811.477	0.20931607	110.585302	9.19	40939.0315	9966293.72
Base	3139.80072	29.8	13431.7302	1	528.3173		8296108.72	222491917

Tabla 36: *Calculo periodo sin disipadores - Dirección "Y"*

Obteniendo un periodo: $T=1.03\text{seg}$

Luego, se procedió a realizar un análisis tridimensional con el ETABS 2016 y se obtuvo los periodos que están ocurriendo en la edificación, que son los que se observan en las figuras 42 y 43.

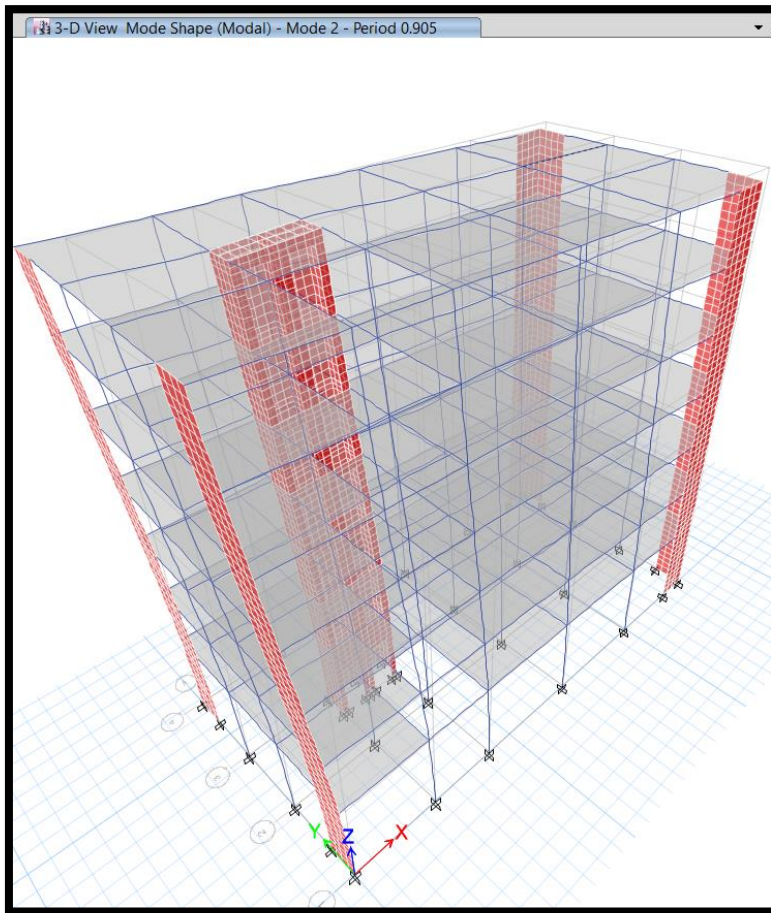


Figura 42: Periodo fundamental en la dirección "X"

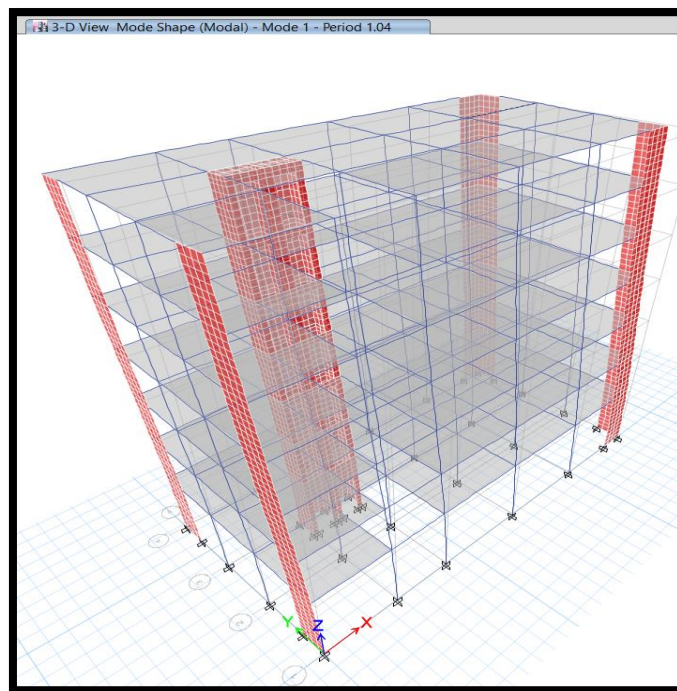


Figura 43: Periodo fundamental en la dirección "Y"

Los periodos obtenidos son los siguientes:

- $T_x = 0.905$ seg
- $T_y = 1.04$ seg

Los periodos calculados manualmente y los obtenidos no tienen una variación significativa, por lo tanto, se utilizó los periodos obtenidos por el programa ETABS 2016.

5.2.4. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SISMICA EN ALTURA

Con los periodos calculados, se obtuvo el verdadero valor "C":

- Para X: $T < T_p \rightarrow 0.905 < 1.0$ entonces $C=2.5$
- Para Y: $T_p < T < T_I \rightarrow 1.0 < 1.04 < 1.6$ entonces $C= 2.5 \times (1/1.04) = 2.4038$

Comprobación de $C/R > 0.11$

- En X: $2.5/6 = 0.417$
- En Y: $2.4038/6 = 0.401$

Para la distribución de la fuerza sísmica por altura se utilizó la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$
$$\alpha_1 = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k}$$

Donde:

n: número de pisos

p: peso de la edificación por nivel

h: altura de la edificación por nivel

Para el cálculo de k se utilizó la siguiente ecuación:

- Para T mayores que 0.5 seg:
 - $K = 0.75 + 0.5T$
 - $K_x = 0.75 + 0.5 \times 0.905 = 1.2025$
 - $K_y = 0.75 + 0.5 \times 1.04 = 1.27$

Se procedió a realizar la distribución de la fuerza sísmica por altura como se muestran en las tablas 37 y 38.

$V_x = 549.5167$ tn

Nivel	Altura m	Peso Tn	H x P	fv	Vx.fv	Vi (Tn)
7	29.8	353.2388	20932.13	0.24143	132.669	132.67
6	25.8	398.1296	19837.97	0.22881	125.734	258.40
5	21.8	382.5497	15566.17	0.17954	98.659	357.06
4	17.8	382.5497	12198.82	0.14070	77.317	434.38
3	13.8	382.5497	8982.40	0.10360	56.931	491.31
2	9.8	382.5497	5951.65	0.06865	37.722	529.03
1	5.8	390.3375	3231.93	0.03728	20.484	549.52
			86701.07	1.00000		

Tabla 37: Distribución de fuerza sísmica por altura – Dirección X

Vy = 528.3173 tn

Nivel	Altur m	Peso Tn	H x P	fv	Vy.fv	Vi (Tn)
7	29.8	353.2388	26322.25	0.24759	130.806	130.81
6	25.8	398.1296	24704.81	0.23238	122.768	253.57
5	21.8	382.5497	19165.83	0.18028	95.243	348.82
4	17.8	382.5497	14815.67	0.13936	73.625	422.44
3	13.8	382.5497	10723.44	0.10087	53.289	475.73
2	9.8	382.5497	6942.96	0.06531	34.502	510.23
1	5.8	390.3375	3639.10	0.03423	18.084	528.32
			106314.06	1.00000		

Tabla 38: Distribución de fuerza sísmica por altura – Dirección Y

5.2.5. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

Se tuvo en cuenta una excentricidad accidental de 0.05 a la dirección perpendicular del análisis, como se da a conocer en la tabla 39.

	Dirección X	Dirección Y
Longitud	30.68m	15.20m
Excentricidad	0.76	1.53

Tabla 39: Excentricidad Accidental

5.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

5.3.1. ACELERACIÓN ESPECTRAL

Se realizó el cálculo de la aceleración espectral con la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z U C S}{R} \times g$$

Donde:

- $Z = 0.35$
- $U = 1.00$
- $S = 1.20$
- $g = \text{gravedad}$
- $R = 6$ (muros estructurales)

Los datos obtenidos se registraron en la tabla 40, así como su espectro de respuesta en la figura 44.

T	C	(ZUCS/R)	T	C	(ZUCS/R)
0	1.0	0.07	1.1	2.27	0.15909091
0.02	1.2	0.0805	1.2	2.08	0.14583333
0.04	1.3	0.091	1.3	1.92	0.13461538
0.06	1.5	0.1015	1.4	1.78	0.125
0.08	1.6	0.112	1.5	1.66	0.11666667
0.1	1.8	0.1225	1.6	1.56	0.109375
0.12	1.9	0.133	1.7	1.38	0.09688581
0.14	2.1	0.1435	1.8	1.23	0.08641975
0.16	2.2	0.154	1.9	1.10	0.07756233
0.18	2.4	0.1645	2	1.00	0.07
0.2	2.5	0.175	2.1	0.90	0.06349206
0.25	2.5	0.175	2.2	0.82	0.05785124
0.3	2.5	0.175	2.3	0.75	0.05293006
0.35	2.5	0.175	2.4	0.69	0.04861111
0.4	2.5	0.175	2.5	0.64	0.0448
0.45	2.5	0.175	2.6	0.59	0.04142012
0.5	2.5	0.175	2.7	0.54	0.03840878
0.55	2.5	0.175	2.8	0.51	0.03571429
0.6	2.5	0.175	2.9	0.47	0.0332937
0.65	2.5	0.175	3	0.44	0.03111111
0.7	2.5	0.175	4	0.25	0.0175
0.75	2.5	0.175	5	0.16	0.0112
0.8	2.5	0.175	6	0.11	0.00777778
0.85	2.5	0.175	7	0.08	0.00571429
0.9	2.5	0.175	8	0.06	0.004375
0.95	2.5	0.175	9	0.05	0.00345679
1	2.5	0.175	10	0.04	0.0028

Tabla 40: Periodos de vibración – Análisis dinámico $R=6$

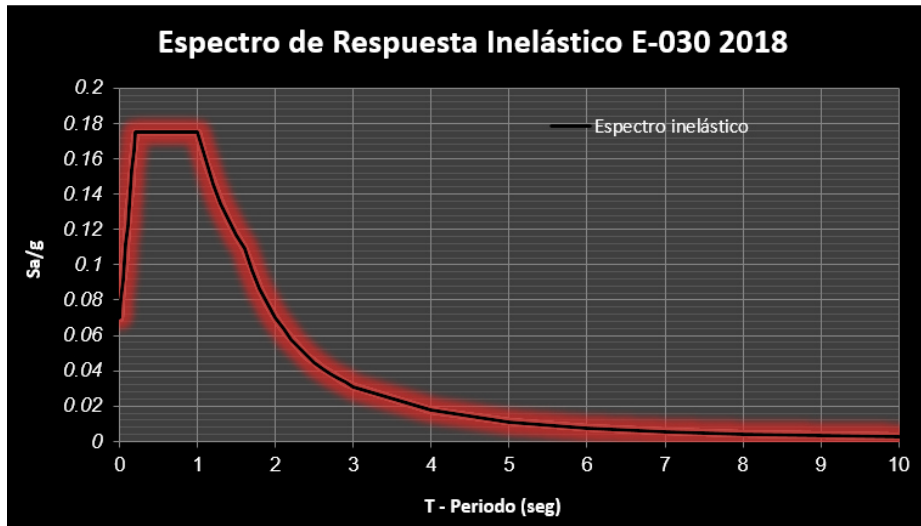


Figura 44: Espectro de Respuesta Inelástico

5.3.2. MODOS DE VIBRACIÓN

Se utilizó 3 módulos por nivel, siendo en total 21 modos de vibración como máximo. La estructura cumplió una participación de masa del 90% por dirección de análisis y tuvo 3 modos representativos por dirección.

En la tabla 41, se observa los resultados finales de los modos, cumpliendo lo establecido anteriormente.

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		Seg						
Modal	1	1.04	0.0016	0.7535	0	0%	75%	0
Modal	2	0.905	0.6811	0.0047	0	68%	76%	0
Modal	3	0.781	0.057	0.0088	0	74%	77%	0
Modal	4	0.283	0.0004	0.1372	1.16E-06	74%	90%	0
Modal	5	0.231	0.1226	0.0026	0	86%	91%	0
Modal	6	0.201	0.0509	1.90E-03	0	91%	91%	0
Modal	7	0.128	2.00E-04	4.65E-02	2.64E-06	91%	96%	0
Modal	8	0.122	1.81E-05	1.40E-03	0.0387	91%	96%	0
Modal	9	0.12	0	2.00E-04	0.1716	91%	96%	0
Modal	10	0.109	1.00E-04	2.91E-05	0.0286	91%	96%	0
Modal	11	0.105	0.0246	0.0009	0.0047	94%	96%	0
Modal	12	0.104	0.0128	1.00E-04	0.0062	95%	96%	0
Modal	13	0.099	0.0005	3.55E-05	0.0563	95%	96%	0
Modal	14	0.089	0.0132	0.0008	0.0011	97%	96%	0
Modal	15	0.074	2.52E-05	1.92E-02	0.0006	97%	98%	0
Modal	16	0.063	1.61E-02	0.0001	0.0005	98%	98%	0
Modal	17	0.05	0.0001	0.0073	0.001	98%	99%	0

Tabla 41: Modos de vibración

5.4. CONTROLES SÍSMICOS

5.4.1. CONTROL DE IRREGULARIDADES

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES DE ALTURA

- IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

En las tablas 42 y 43 se aprecian los resultados obtenidos en la dirección “X”.

STORY	Fx	Fx	D	Drelativo	K
Story 7	-132.9774	132.9774	0.064404	0.009268	14348.01
Story 6	-257.7455	257.7455	0.055136	0.009966	25862.48
Story 5	-356.1815	356.1815	0.04517	0.010425	34166.09
Story 4	-433.3156	433.3156	0.034745	0.010443	41493.40
Story 3	-490.1048	490.1048	0.024302	0.009764	50195.08
Story 2	-527.7263	527.7263	0.014538	0.008156	64704.06
Story 1	-549.5167	549.5167	0.006382	0.006382	86104.15

Tabla 42: Rigidez y desplazamiento relativo por nivel – Dirección X

STORY	70%	promedio	80%promedio
Nivel 7		52130.85	165%
Nivel 6	180%		
Nivel 5	132%		
Nivel 4	121%		
Nivel 3	121%		
Nivel 2	129%		
Nivel 1	133%		

Tabla 43: Control de irregularidad por rigidez – Dirección “X”

En las tablas 44 y 45 se aprecian los resultados obtenidos en la dirección “Y”.

STORY	Fy	Fy	D	Drelativo	K
Story 7	-131.1239	131.1239	0.080389	0.009692	13529.09
Story 6	-252.9704	252.9704	0.070697	0.01106	22872.55
Story 5	-348.0226	348.0226	0.059637	0.012404	28057.29
Story 4	-421.5003	421.5003	0.047233	0.01328	31739.48
Story 3	-474.6828	474.6828	0.033953	0.013178	36020.85
Story 2	-509.1161	509.1161	0.020775	0.011585	43946.15
Story 1	-528.3713	528.3713	0.00919	0.00919	57494.16

Tabla 44: Rigidez y desplazamiento relativo por nivel – Dirección “Y”

STORY	70%	promedio	80%promedio
Nivel 7		21486.31	148%
Nivel 6	123%		
Nivel 5	113%		
Nivel 4	113%		
Nivel 3	122%		
Nivel 2	131%		
Nivel 1	135%		

Tabla 45: Control de irregularidad por rigidez – Dirección “Y”

Como se pudo observar, las rigideces son mayores que el 70% de un nivel superior y mayor del 80% del promedio de 3 pisos superiores, por ello, no presenta irregularidad de rigidez ni irregularidad extrema de rigidez en ambas direcciones.

- **IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL**

En la tabla 46 se muestra los resultados en la dirección “X”, para su comprobación de irregularidad por resistencia.

		VX	VX	80% VX
Story 7	S_ESTX	-132.9774	132.98	106.38
Story 6	S_ESTX	-257.7455	257.75	206.20
Story 5	S_ESTX	-356.1815	356.18	284.95
Story 4	S_ESTX	-433.3156	433.32	346.65
Story 3	S_ESTX	-490.1048	490.10	392.08
Story 2	S_ESTX	-527.7263	527.73	422.18
Story 1	S_ESTX	-549.5167	549.52	439.61

Tabla 46: Control de irregularidad por resistencia – Dirección “X”

En la tabla 47, se muestra los resultados en la dirección “Y” para su comprobación de irregularidad por resistencia.

		VY	VY	80% VY
Story 7	S_ESTY	-131.1239	131.12	104.90
Story 6	S_ESTY	-252.9704	252.97	202.38
Story 5	S_ESTY	-348.0226	348.02	278.42
Story 4	S_ESTY	-421.5003	421.50	337.20
Story 3	S_ESTY	-474.6828	474.68	379.75
Story 2	S_ESTY	-509.1161	509.12	407.29
Story 1	S_ESTY	-528.3713	528.37	422.70

Tabla 47: Control de irregularidad por resistencia – Dirección “Y”

Todas las cortantes son mayores que el 80% de un piso superior, por lo tanto, no se presenta irregularidad de resistencia, ni irregularidad extrema de resistencia

- **IRREGULARIDAD DE MASA O PESO**

En la tabla 48 se da a conocer el peso sísmico por nivel para un control de irregularidad por masa.

NIVEL	Mass X	Peso sísmico	1.50Peso sísmico
	tonf-s ² /m	Tn	Tn
Story 7	36.02033	353.2388	529.8582
Story 6	40.59792	398.1296	597.1944
Story 5	39.00921	382.5497	573.8245
Story 4	39.00921	382.5497	573.8245
Story 3	39.00921	382.5497	573.8245
Story 2	39.00921	382.5497	573.8245
Story 1	39.80335	390.3375	585.5063
		2671.9046	

Tabla 48: Control de irregularidad por masa o peso

No existe irregularidad de masa, todos los niveles poseen menos del 1.5 veces del peso sísmico de un piso adyacente.

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

Cada uno de los elementos estructurales (columnas, placas, etc.), tienen la misma dimensión en todos los niveles, motivo por el cual, no existe irregularidad geométrica vertical.

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Todos los niveles cuentan con la misma cantidad de elementos estructurales resistentes a sismos, por lo tanto, no existe discontinuidad de sistema resistente ni irregularidad extrema de discontinuidad de sistema resistente.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

- **IRREGULARIDAD TORSIONAL**

En la figura 45 se muestra las esquinas a analizar para ambas direcciones.

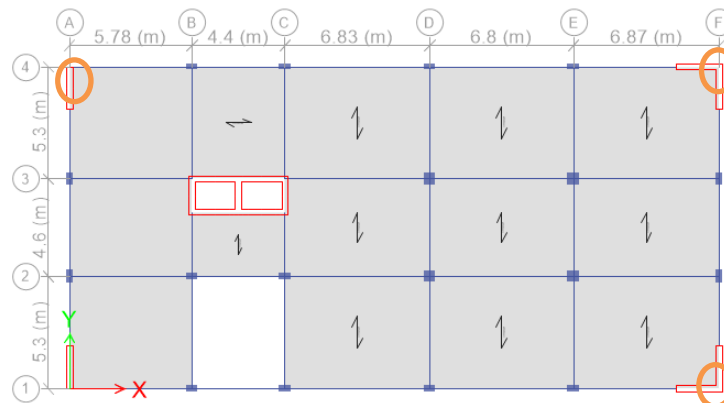


Figura 45: Esquinas a analizar por torsión

En la tabla 49 se muestra los desplazamientos, así como el control de irregularidad por torsión para la dirección “X”.

Nivel	Esquina	Desplazamiento	D. Relativo	D. Promedio	D. Maximo	D. M./D.P.
Story7	43	0.065153	0.009159	0.0092655	0.009372	1.01149425
Story7	54	0.063686	0.009372			
Story6	43	0.055994	0.009926	0.0099645	0.010003	1.00386372
Story6	54	0.054314	0.010003			
Story5	43	0.046068	0.010478	0.0104255	0.010478	1.00503573
Story5	54	0.044311	0.010373			
Story4	43	0.03559	0.01059	0.010446	0.01059	1.01378518
Story4	54	0.033938	0.010302			
Story3	43	0.025	0.009984	0.0097695	0.009984	1.02195609
Story3	54	0.023636	0.009555			
Story2	43	0.015016	0.008404	0.008161	0.008404	1.02977576
Story2	54	0.014081	0.007918			
Story1	43	0.006612	0.006612	0.0063875	0.006612	1.03514677
Story1	54	0.006163	0.006163			

Tabla 49: Control de irregularidad por torsión – Dirección “X”

En la tabla 50 se muestra los desplazamientos, así como el control de irregularidad por torsión para la dirección “Y”.

Nivel	Esquina	Desplazamiento	D. Relativo	D. Promedio	D. Máximo	D.M./D.P.
Story7	49	0.083172	0.01036	0.0097195	0.01036	1.06589845
Story7	54	0.077589	0.009079			
Story6	49	0.072812	0.011651	0.01103	0.011651	1.056301
Story6	54	0.06851	0.010409			
Story5	49	0.061161	0.012937	0.0124015	0.012937	1.04318026
Story5	54	0.058101	0.011866			
Story4	49	0.048224	0.013704	0.013278	0.013704	1.03208315
Story4	54	0.046235	0.012852			
Story3	49	0.03452	0.013476	0.0131775	0.013476	1.02265225
Story3	54	0.033383	0.012879			
Story2	49	0.021044	0.011747	0.011584	0.011747	1.01407113
Story2	54	0.020504	0.011421			
Story1	49	0.009297	0.009297	0.00919	0.009297	1.01164309
Story1	54	0.009083	0.009083			

Tabla 50: Control de irregularidad por torsión – Dirección Y

Como se evidencia, en ninguna de las direcciones (“x” o “y”) es mayor al 1.3 veces del promedio, por ello, no se presenta irregularidad torsional.

- **ESQUINAS ENTRANTES**

En la figura 46 se muestra la vista en planta de la estructura para luego realizar su comprobación de irregularidad por esquina entrante.

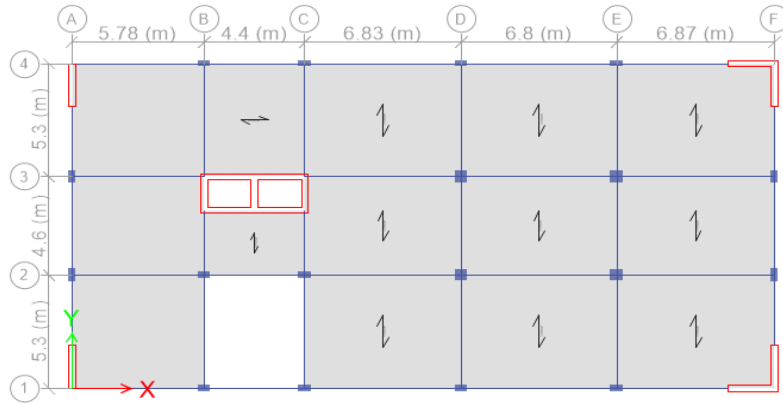


Figura 46: Vista en Planta de la Estructura

L total en Y =	15.20m
L total en X =	30.68m

% X =	0%
% Y =	0%

No existe irregularidad de esquina entrante.

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA**

A continuación, en la figura 47, se muestra la vista en planta del 4to y 5to nivel que son las que presentan mayor porcentaje de aberturas.

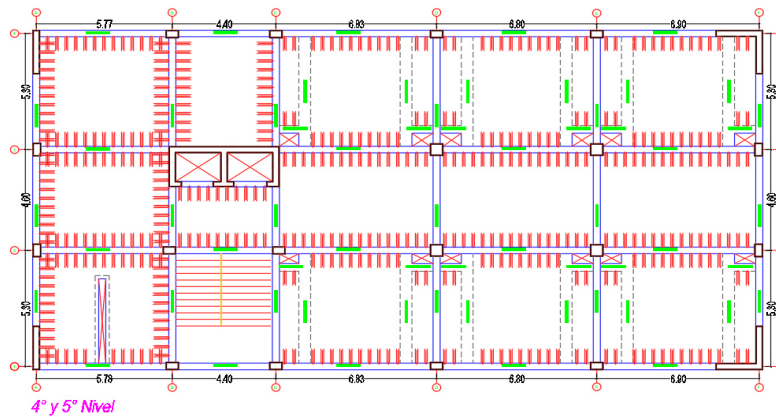


Figura 47: Planta con mayores aberturas

- Aberturas en ascensores: $2.47\text{m}^2 \times 2 = 4.94\text{m}^2$
- Aberturas en cuartos: $0.54\text{m}^2 \times 12 = 6.48\text{m}^2$
- Abertura en baño: $1.16\text{m}^2 \times 1 = 1.16\text{m}^2$

- Abertura de escalera: 20.49m²
- Área Total de abertura: 33.07m²
- Área Total de la estructura: 480.03m²
- Porcentaje de abertura: 6.89%

No se presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma debido a que las aberturas solo representan el 6.89% del área total.

• **SISTEMAS NO PARALELOS**

En ninguna dirección se cuenta con inclinación, por ello, no existe irregularidad de sistemas no paralelos.

5.4.2. VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL

En la dirección "X"

V_x 549.5167

Piso	Muro E.	Carga	V2
			tonf
Piso 1	PLACAS X	S_ESTX	438.1349
			SUMA
			438.1349

% **80%**

En la dirección "Y"

V_y 528.3173

Piso	Muro E.	Carga	V2
			tonf
Piso 1	PLACAS Y	S_ESTY	409.5693
			SUMA
			409.5693

% **78%**

**X – Y MUROS
ESTRUCTURALES R=6**

En ambas direcciones se cumplió que la cortante absorbida es mayor al 70%. en el sistema estructural de muros.

5.4.3. CONTROL DE DERIVAS ESTÁTICAS

Las derivas estáticas obtenidas son las que se muestran en las tablas 51 y 52 para la dirección "X" y "Y" respectivamente.

Piso	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
	M					
7	0.064404	0.009268	4	0.00231700	0.0104265	NO PASA
6	0.055136	0.009966	4	0.00249150	0.0112118	NO PASA
5	0.04517	0.010425	4	0.00260625	0.0117281	NO PASA
4	0.034745	0.010443	4	0.00261075	0.0117484	NO PASA
3	0.024302	0.009764	4	0.00244100	0.0109845	NO PASA
2	0.014538	0.008156	4	0.00203900	0.0091755	NO PASA
1	0.006382	0.006382	5.8	0.00110034	0.0049516	PASA

Tabla 51: Derivas estáticas en la dirección "X"

Piso	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
	m					
7	0.080389	0.009692	4	0.00242300	0.010904	NO PASA
6	0.070697	0.01106	4	0.00276500	0.012443	NO PASA
5	0.059637	0.012404	4	0.00310100	0.013955	NO PASA
4	0.047233	0.01328	4	0.00332000	0.014940	NO PASA
3	0.033953	0.013178	4	0.00329450	0.014825	NO PASA
2	0.020775	0.011585	4	0.00289625	0.013033	NO PASA
1	0.00919	0.00919	5.8	0.00158448	0.007130	NO PASA

Tabla 52: Derivas estáticas en la Dirección "Y"

5.4.4. CONTROL DE DERIVAS DINÁMICAS

Las derivas dinámicas obtenidas son las que se muestran en las tablas 53 y 54 para la dirección "X" y "Y", respectivamente.

Piso	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
	m					
7	0.048733	0.00696	4	0.001741	0.007991	NO PASA
6	0.041769	0.00751	4	0.001878	0.008620	NO PASA
5	0.034257	0.00787	4	0.001968	0.009034	NO PASA
4	0.026384	0.00791	4	0.001977	0.009074	NO PASA
3	0.018476	0.00742	4	0.001854	0.008510	NO PASA
2	0.01106	0.00621	4	0.001552	0.007123	NO PASA

1	0.004853	0.00485	5.8	0.000837	0.003841	PASA
---	----------	---------	-----	----------	----------	-------------

Tabla 53: derivas dinámicas en la Dirección "X"

Piso	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
	m					
7	0.063082	0.007684	4	0.001921	0.008817	NO PASA
6	0.055398	0.008414	4	0.002104	0.009655	NO PASA
5	0.046984	0.009664	4	0.002416	0.011089	NO PASA
4	0.03732	0.01041	4	0.002603	0.011945	NO PASA
3	0.02691	0.010397	4	0.002599	0.011931	NO PASA
2	0.016513	0.009195	4	0.002299	0.010551	NO PASA
1	0.007318	0.007318	5.8	0.001262	0.005791	PASA

Tabla 54: Derivas Dinámicas en la Dirección "Y"

5.5. MÁXIMOS ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los siguientes esfuerzos son los más representativos y son producto de la envolvente producido por las combinaciones de carga.

5.5.1. ESFUERZOS POR SISMO ESTÁTICO

- **Momentos flectores en columnas y vigas**

Los momentos flectores obtenidos por sismo estático en el eje "C", son los que se aprecian en la figura 48.

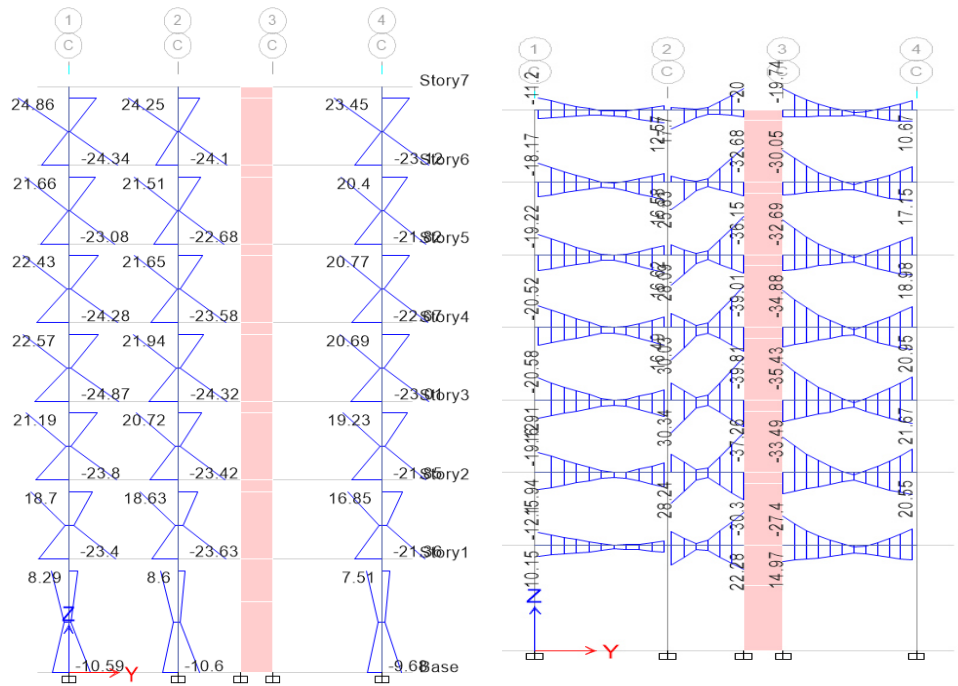


Figura 48: Diagrama de momentos flectores por sismo estático, eje "C".

- **Fuerzas cortantes en columnas y vigas**

Las fuerzas cortantes obtenidas por sismo estático son las que se aprecian en la figura 49.

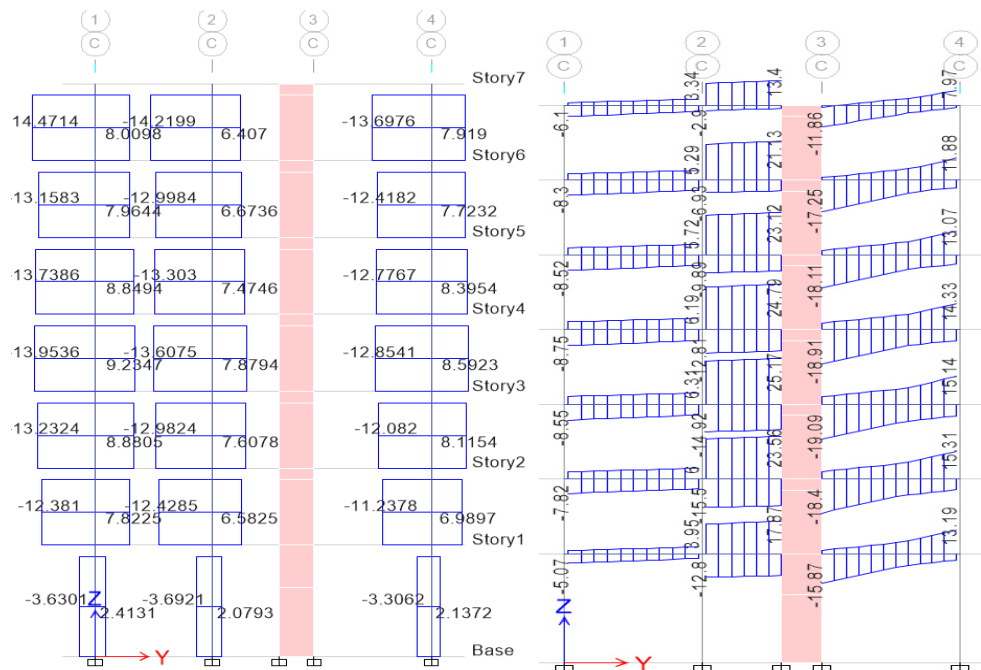


Figura 49: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo estático, eje "C".

5.5.2. ESFUERZOS POR SISMO DINÁMICO

- **Momentos flectores en columnas y vigas**

Los momentos flectores obtenidos por sismo dinámico en el eje "C" son los que se aprecian en la figura 50.

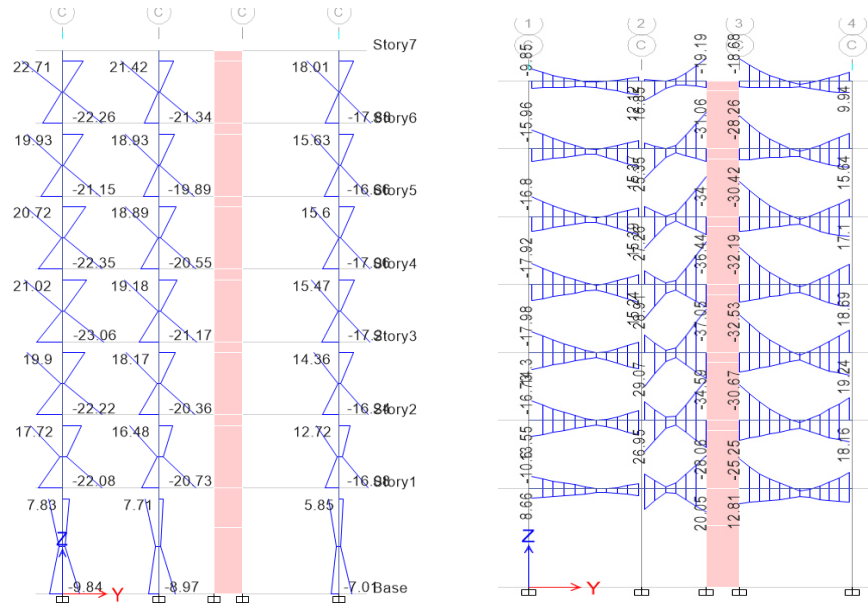


Figura 50: Diagrama de momentos flectores por sismo dinámico, eje "C".

- **Fuerzas Cortantes en Columnas y Vigas**

Las fuerzas cortantes obtenidas por sismo dinámico son las que se aprecian en la figura 51.

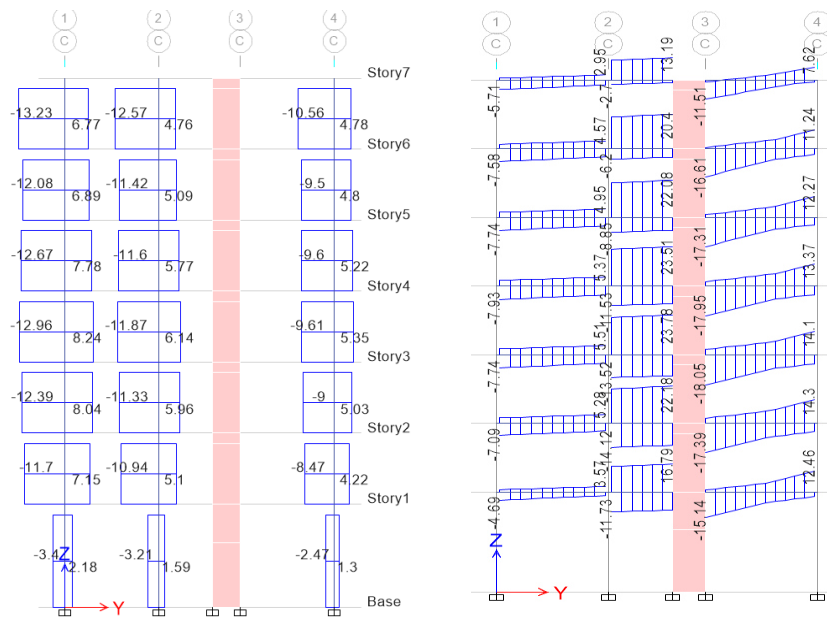


Figura 51: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo dinámico, eje "C".

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON DISIPADORES DE ENERGÍA

6.1. ELECCIÓN DE OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

6.1.1. ELECCIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

Según el Art. 3, de la Filosofía y principios del diseño sismorresistente de la Norma E.030, uno de sus fundamentos importantes, es evitar la pérdida de vidas humanas; por tal motivo, y según se aprecia en la tabla N°5, niveles de desempeño, para la presente investigación se optó por utilizar el denominado: **Resguardo de Vida**.

6.1.2. ELECCIÓN DEL ESTADO DE DAÑO

Después de elegir el nivel de desempeño, se eligió el estado de daño, el cual, dio como resultado: moderado, tal como se observa en la tabla N°55.

Estado de Daño	Nivel de Desempeño
Despreciable	Totalmente Operacional
Leve	Funcional
Moderado	Resguardo de Vida
Severo	Pre – colapso
Completo	Colapso

Tabla 55: Elección del nivel de desempeño

6.1.3. ELECCIÓN DE DERIVA OBJETIVO

Al elegir el daño **moderado** y determinar que la edificación cuenta con sistema estructural **muros de concreto armado** en ambas direcciones, con una altura de edificación del tipo **medio** (<15m y >36m), se eligió la deriva objetivo, según la tabla N°56.

Propiedades de la edificación			Distorsión limite según el estado de daño			
Edificación	Tipo	Altura (m)	Leve	Moderado	Extenso	Completo
Pórticos de Concreto Armado	Bajo	6.00	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
	Medio	15.00	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
	Alto	36.00	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
Muros de Concreto Armado	Bajo	6.00	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
	Medio	15.00	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
	Alto	36.00	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300

Tabla 56: Elección de la deriva objetivo

La deriva objetiva en ambas direcciones es **0.0056**.

6.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO CON R=1

Para poder realizar, posteriormente, un análisis tiempo – historia, según el Art. N°30 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente, se debe considerar el máximo sismo esperado, por lo tanto, el factor de reducción “R” es 1.

6.2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos a tomar en cuenta, son los mismos que un análisis dinámico, con la excepción que el “R” a utilizar es 1. Por lo tanto, los parámetros resultantes son los que se muestra en la tabla 57.

Z	0.35
U	1.00
S	1.20
R	1.00
g	9.81m/s ²

Tabla 57: Parámetros sísmicos con R=1

6.2.2. ESPECTRO DE DISEÑO R=1

Los valores obtenidos, así como el espectro de respuesta se muestran en la tabla 58 y figura 52.

T	C	(ZUCS/R)	T	C	(ZUCS/R)
0	1.0	0.42	1.1	2.27	0.9545
0.02	1.2	0.483	1.2	2.08	0.875
0.04	1.3	0.546	1.3	1.92	0.8077
0.06	1.5	0.609	1.4	1.78	0.75
0.08	1.6	0.672	1.5	1.66	0.7
0.1	1.8	0.735	1.6	1.56	0.6563
0.12	1.9	0.798	1.7	1.38	0.5813
0.14	2.1	0.861	1.8	1.23	0.5185
0.16	2.2	0.924	1.9	1.10	0.4654
0.18	2.4	0.987	2	1.00	0.42
0.2	2.5	1.05	2.1	0.90	0.3810
0.25	2.5	1.05	2.2	0.82	0.3471
0.3	2.5	1.05	2.3	0.75	0.3176
0.35	2.5	1.05	2.4	0.69	0.2917
0.4	2.5	1.05	2.5	0.64	0.2688
0.45	2.5	1.05	2.6	0.59	0.2485
0.5	2.5	1.05	2.7	0.54	0.2305
0.55	2.5	1.05	2.8	0.51	0.2143
0.6	2.5	1.05	2.9	0.47	0.1998
0.65	2.5	1.05	3	0.44	0.1867
0.7	2.5	1.05	4	0.25	0.105
0.75	2.5	1.05	5	0.16	0.0672
0.8	2.5	1.05	6	0.11	0.0467
0.85	2.5	1.05	7	0.08	0.0343
0.9	2.5	1.05	8	0.06	0.0263
0.95	2.5	1.05	9	0.05	0.0207
1	2.5	1.05	10	0.04	0.0168

Tabla 58: Periodos de vibración con R=1



Figura 52: Espectro de respuesta con R=1

6.2.3. CONTROL DE DERIVAS

En las tablas 59 y 60 se observan las derivas obtenidas para ambas direcciones de análisis.

Piso	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
	m				
7	0.292399	0.04179	4	0.010447	NO PASA
6	0.250611	0.04507	4	0.011267	NO PASA
5	0.205542	0.04724	4	0.011809	NO PASA
4	0.158305	0.04745	4	0.011862	NO PASA
3	0.110856	0.04450	4	0.011124	NO PASA
2	0.066359	0.03724	4	0.009310	NO PASA
1	0.029118	0.02912	5.8	0.0050203	PASA

Tabla 59: Derivas con $R=1$ en la Dirección "X"

Piso	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
	m				
7	0.378477	0.04610	4	0.011525	NO PASA
6	0.332377	0.05048	4	0.012621	NO PASA
5	0.281895	0.05798	4	0.014495	NO PASA
4	0.223914	0.06246	4	0.015615	NO PASA
3	0.161454	0.06238	4	0.015596	NO PASA
2	0.099072	0.05516	4	0.013791	NO PASA
1	0.043908	0.04391	5.8	0.007570	NO PASA

Tabla 60: Derivas con $R=1$ en la Dirección "Y"

6.3. ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA

6.3.1. REGISTROS SÍSMICOS

Para un análisis tiempo – historia, según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se utilizan como mínimo 3 registros sísmicos con sus 2 componentes en ambas direcciones.

Los registros sísmicos a utilizar deben ser de la zona, pero sino se encontrarán, deben usarse la información de suelos parecidos al del diseño

Por lo tanto, los registros sísmicos utilizados para el trabajo de investigación, fueron los siguientes:

- Registro sísmico de la ciudad de Ica, del año 2007. Tipo de suelo: S3.

- Registro sísmico de la ciudad Moyobamba, del año 2005. Tipo de suelo: S3.
- Registro sísmico en la localidad de Ocaña, en el año 2001. Tipo de suelo: S3.

Para realizar el análisis tiempo – historia, como ya se indicó se usan los 2 componentes (E – O y N – S), como se muestra en las figuras 53 y 54.

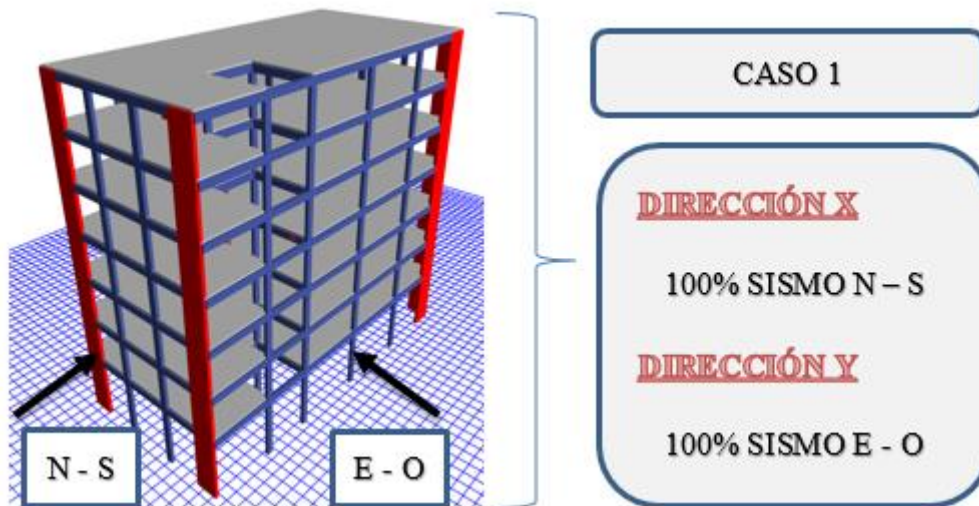


Figura 53: Caso 1 de Análisis sísmico

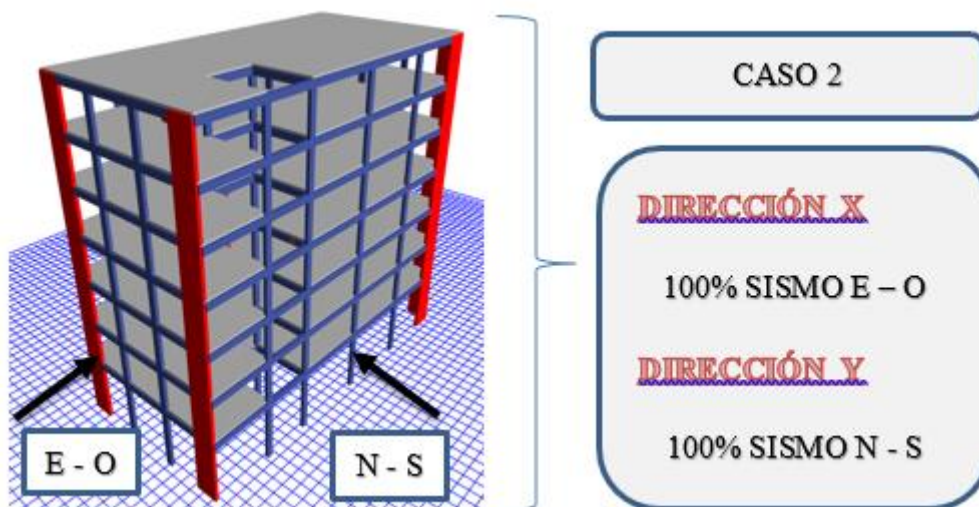


Figura 54: Caso 2 de análisis sísmico

6.3.2. CORRECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Para la corrección de acelerogramas, que nos sirvió para hacer un filtrado, dónde solo queden las ondas sísmicas, se utilizó el software SeismoSignal 4.3.0.

Es necesario escalar los registros sísmicos al espectro de pseudo aceleración con “R” igual a 1. Para realizar este proceso se utilizó el software SeismoMatch 1.3.0, con los sismos que se muestran en la tabla 61.

Estación acelerométrica	Fecha	Componente	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg)
ICA	15 de agosto del 2007	N - S	334.11	218.06
		E - O	-272.21	
MOYOBAMBA	25 de septiembre del 2005	N - S	102.33	27.20
		E - O	-131.44	
OCOÑA	23 de junio del 2001	N - S	219.65	198.92
		E - O	-295.23	

Tabla 61: Aceleración máxima de registros

6.3.2.1. REGISTRO SÍSMICO – ICA 2007

En las figuras 55 y 56, se muestran la corrección y escalamiento del registro sísmico de la ciudad de Ica, para ambos casos de análisis.

Corrección y Escalamiento Componente N – S

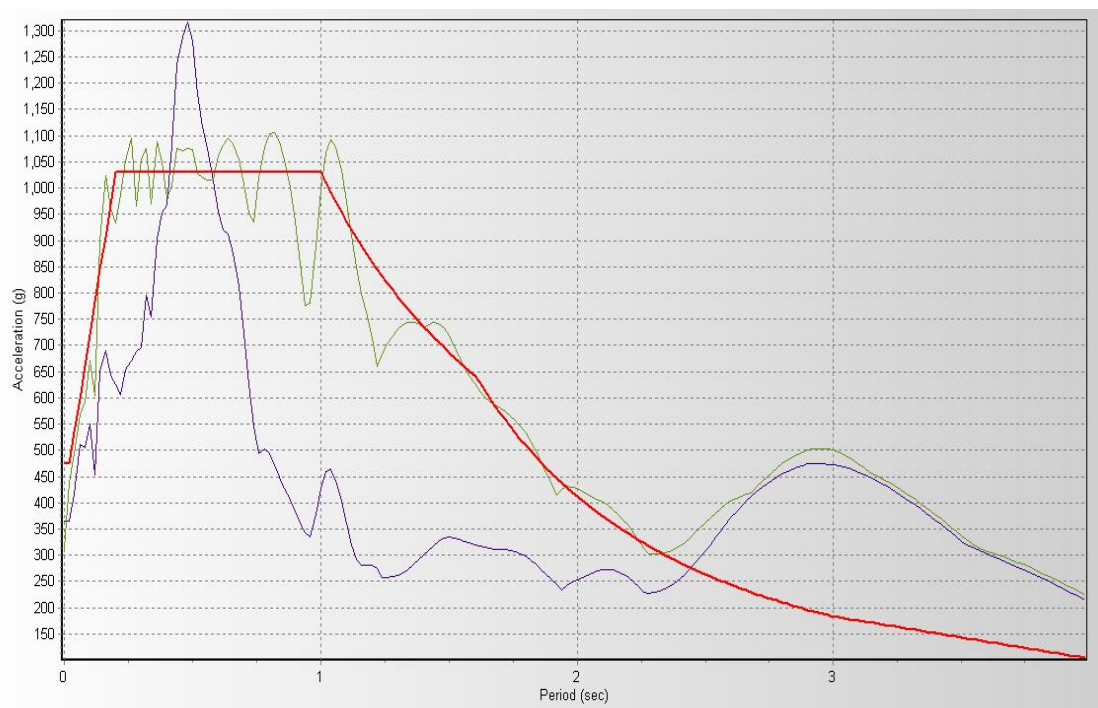


Figura 55: Caso 1, Registro escalado de la ciudad de ICA

Corrección y Escalamiento Componente E – O

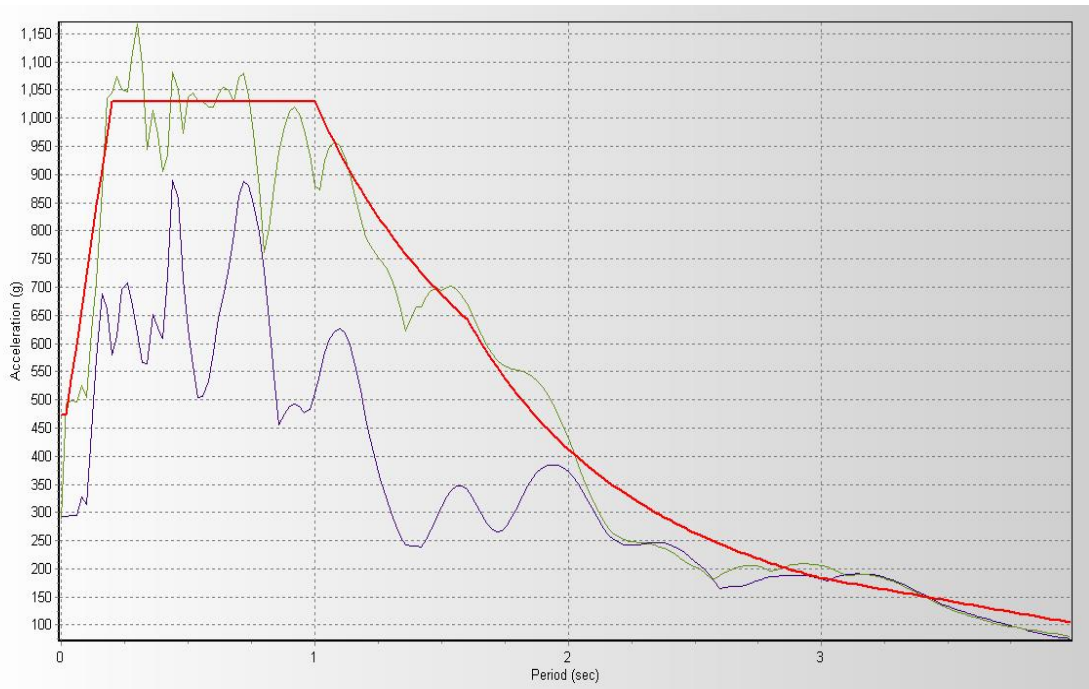


Figura 56: Caso 2, Registro escalado de la ciudad de ICA

6.3.2.2. REGISTRO SÍSMICO – MOYOBAMBA 2005

En las figuras 57 y 58, se muestran la corrección y escalamiento del registro sísmico de Moyobamba, para ambos casos de análisis.

Corrección y Escalamiento Componente N – S

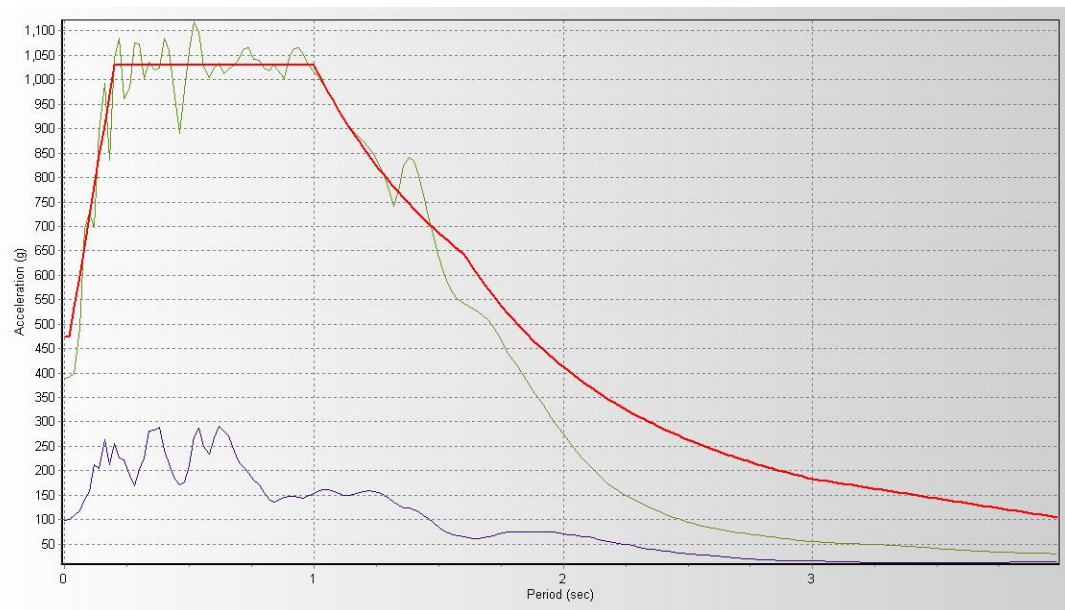


Figura 57: Caso 1, Registro escalado de la ciudad de MOYOBAMBA

Corrección y Escalamiento Componente E – O

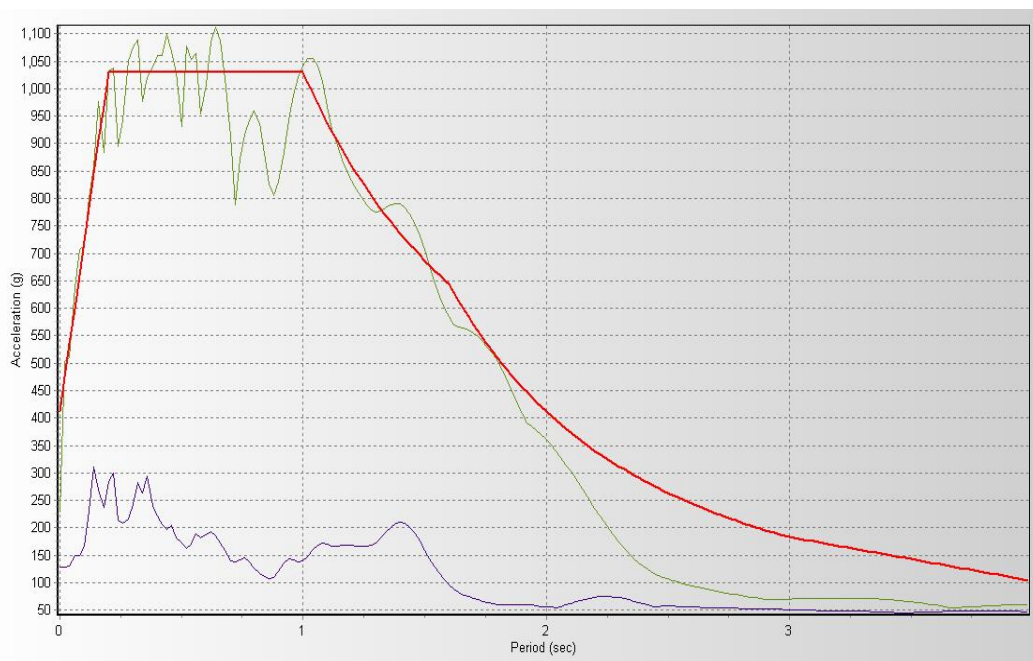


Figura 58: Caso 2, Registro Escalado de la ciudad de MOYOBAMBA

6.3.2.3. REGISTRO SÍSMICO – OCOÑA 2001

En las figuras 59 y 60, se muestran la corrección y escalamiento del registro sísmico de Ocoña, para ambo casos de análisis.

Corrección y escalamiento componente N – S

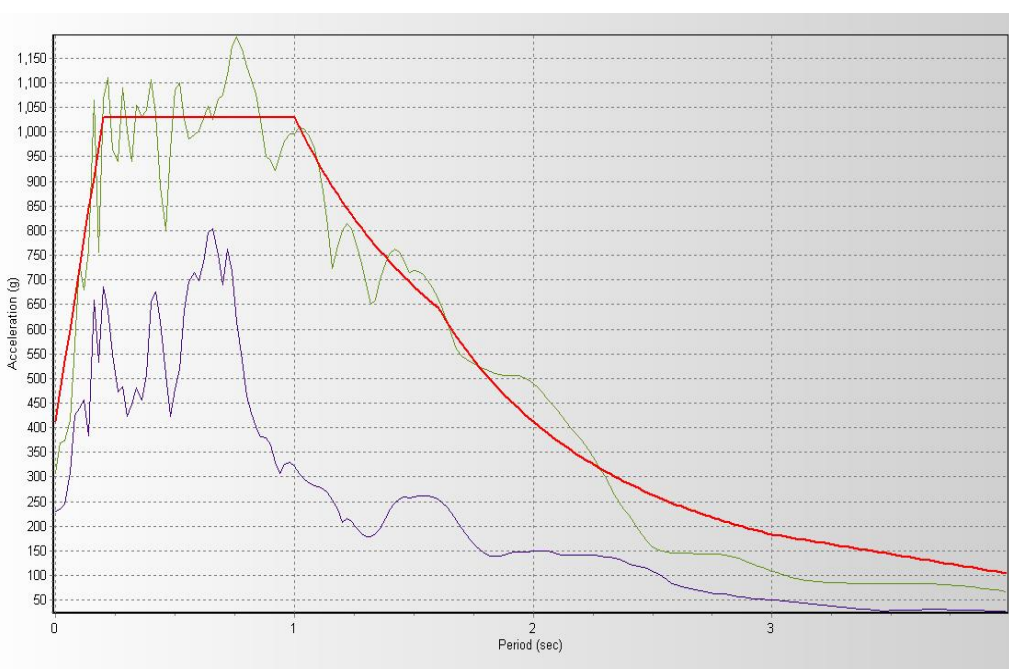


Figura 59: Caso 1, Registro escalado de la ciudad de la ciudad de OCOÑA

Corrección y Escalamiento Componente E – O

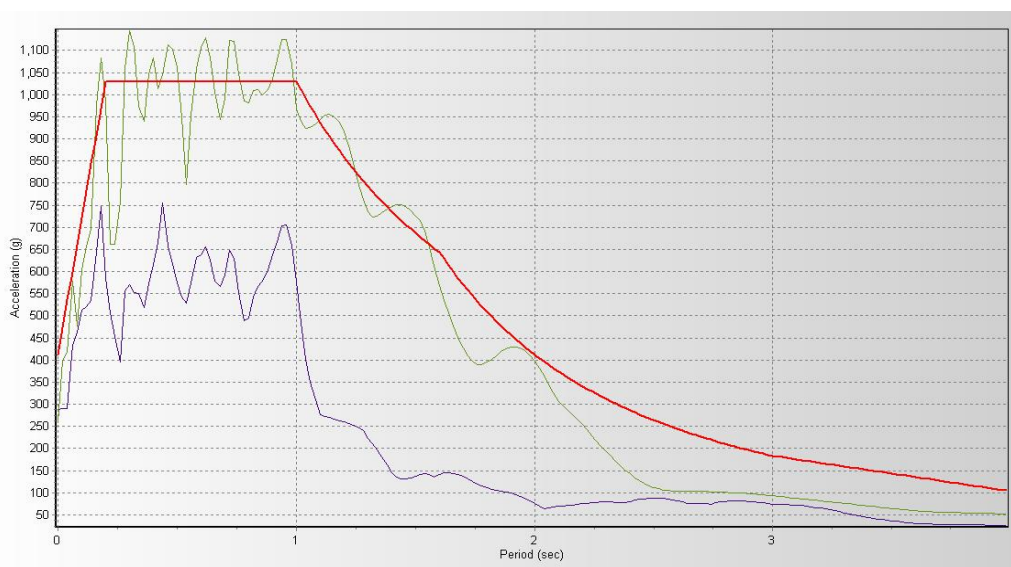


Figura 60: Caso 2, Registro escalado de la ciudad de OCOÑA

6.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO – ICA (2007)

Luego de realizar el análisis sísmico, con el registro escalado de Ica 2007 (Caso 1 y 2), se procedió a calcular las derivas inelásticas para ambas direcciones y ambos casos, las cuales se muestran en las tablas del 62 al 65.

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.229654	0.032209	4	0.008052
6	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.197445	0.03482	4	0.008705
5	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.162625	0.036741	4	0.009185
4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.125884	0.037228	4	0.009307
3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.088656	0.035241	4	0.008810
2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.053415	0.029796	4	0.007449
1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.023619	0.023619	5.8	0.004072

Tabla 62: Derivas en la Dirección "X" – Caso 1 Ica 2007

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.21162	0.029018	4	0.007255
6	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.182602	0.031263	4	0.007816
5	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.151339	0.033238	4	0.008310
4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.118101	0.034108	4	0.008527
3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.083993	0.03293	4	0.008233
2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.051063	0.028323	4	0.007081
1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.02274	0.02274	5.8	0.003921

Tabla 63: Derivas en la Dirección "X" – Caso 2 Ica 2007

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		m			
7	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.360703	0.043865	4	0.010966
6	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.316838	0.048919	4	0.012230
5	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.267919	0.055689	4	0.013922
4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.21223	0.059774	4	0.014944
3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.152456	0.059341	4	0.014835
2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.093115	0.052035	4	0.013009
1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.04108	0.04108	5.8	0.007083

Tabla 64: Derivas en la Dirección "Y" – Caso 1 Ica 2007

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		m			
7	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.32707	0.042301	4	0.010575
6	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.284769	0.045743	4	0.011436
5	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.239026	0.050239	4	0.012560
4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.188787	0.052071	4	0.013018
3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.136716	0.051559	4	0.012890
2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.085157	0.046682	4	0.011671
1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.038475	0.038475	5.8	0.006634

Tabla 65: Derivas en la Dirección "Y" – Caso 2 Ica 2007

6.3.4. ANALISIS SÍSMICO – MOYOBAMBA (2005)

Luego de realizar el análisis sísmico con el registro escalado de Moyobamba 2005 (Caso 1 y 2), se procedió a calcular las derivas inelásticas para ambas direcciones y ambos casos, las cuales se muestran en las tablas del 66 al 69.

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.243041	0.03659	4	0.009148
6	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.206451	0.039133	4	0.009783
5	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.167318	0.040323	4	0.010081
4	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.126995	0.039494	4	0.009874
3	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.087501	0.035948	4	0.008987
2	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.051553	0.029048	4	0.007262
1	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.022505	0.022505	5.8	0.003880

Tabla 66: Derivas en la Dirección "X" – Caso 1 Moyobamba 2005

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.254672	0.036533	4	0.009133
6	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.218139	0.039334	4	0.009834
5	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.178805	0.041139	4	0.010285
4	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.137666	0.041308	4	0.010327
3	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.096358	0.038729	4	0.009682
2	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.057629	0.032375	4	0.008094
1	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.025254	0.025254	5.8	0.004354

Tabla 67: Derivas en la Dirección "X" – Caso 2 Moyobamba 2005

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.321856	0.037701	4	0.009425
6	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.284155	0.040286	4	0.010072
5	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.243869	0.047577	4	0.011894
4	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.196292	0.052723	4	0.013181
3	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.143569	0.054269	4	0.013567
2	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.0893	0.049244	4	0.012311
1	CASO 1 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.040056	0.040056	5.8	0.006906

Tabla 68: Derivas en la Dirección "Y" – Caso 1 Moyobamba (2005)

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		m			
7	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.396294	0.049642	4	0.012411
6	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.346652	0.055055	4	0.013764
5	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.291597	0.062	4	0.015500
4	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.229597	0.065656	4	0.016414
3	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.163941	0.064338	4	0.016085
2	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.099603	0.055864	4	0.013966
1	CASO 2 - MOYOBAMBA 2005 Max	0.043739	0.043739	5.8	0.007541

Tabla 69: Derivas en la Dirección Y – Caso 2 Moyobamba (2005)

6.3.5. ANALISIS SISMICO – OCOÑA (2001)

Luego de realizar el análisis sísmico con el registro escalado de Ocoña 2001 (Caso 1 y 2), se procedió a calcular las derivas inelásticas para ambas direcciones y ambos casos, las cuales se muestran en las tablas del 70 al 73.

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		m			
7	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.267706	0.03703	4	0.009258
6	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.230676	0.040098	4	0.010025
5	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.190578	0.042644	4	0.010661
4	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.147934	0.043639	4	0.010910
3	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.104295	0.041559	4	0.010390
2	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.062736	0.035117	4	0.008779
1	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.027619	0.027619	5.8	0.004762

Tabla 70: Derivas en la Dirección "X" – Caso 1 Ocoña 2001

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.283203	0.038404	4	0.009601
6	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.244799	0.041774	4	0.010444
5	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.203025	0.044536	4	0.011134
4	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.158489	0.045787	4	0.011447
3	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.112702	0.044085	4	0.011021
2	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.068617	0.037937	4	0.009484
1	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.03068	0.03068	5.8	0.005290

Tabla 71: Derivas en la Dirección "X" – Caso 2 Ocoña 2001

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.37893	0.047003	4	0.011751
6	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.331927	0.052899	4	0.013225
5	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.279028	0.058847	4	0.014712
4	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.220181	0.062311	4	0.015578
3	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.15787	0.061361	4	0.015340
2	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.096509	0.053784	4	0.013446
1	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.042725	0.042725	5.8	0.007366

Tabla 72: Derivas en la Dirección "Y" – Caso 1 Ocoña 2001

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
		M			
7	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.297561	0.036233	4	0.009058
6	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.261328	0.038434	4	0.009609
5	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.222894	0.043251	4	0.010813
4	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.179643	0.04837	4	0.012093
3	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.131273	0.049601	4	0.012400
2	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.081672	0.045033	4	0.011258
1	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.036639	0.036639	5.8	0.006317

Tabla 73: Derivas en la Dirección "Y" – Caso 2 Ocoña 2001

6.3.6. ELECCIÓN DEL SISMO DE DISEÑO

A continuación, en las tablas 74 y 75 se muestran las derivas calculadas para cada registro sísmico.

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN X-X						
NIVEL	ICA 2007		MOYOBAMBA 2005		OCOÑA 2001	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
7	0.00805	0.00725	0.00915	0.00913	0.00926	0.00960
6	0.00871	0.00782	0.00978	0.00983	0.01002	0.01044
5	0.00919	0.00831	0.01008	0.01028	0.01066	0.01113
4	0.00931	0.00853	0.00987	0.01033	0.01091	0.01145
3	0.00881	0.00823	0.00899	0.00968	0.01039	0.01102
2	0.00745	0.00708	0.00726	0.00809	0.00878	0.00948
1	0.00407	0.00392	0.00388	0.00435	0.00476	0.00529

Tabla 74: Derivas obtenidas en la dirección "X"

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y						
NIVEL	ICA 2007		MOYOBAMBA 2005		OCOÑA 2001	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
7	0.01097	0.01058	0.00943	0.01241	0.01175	0.00906
6	0.01223	0.01144	0.01007	0.01376	0.01322	0.00961
5	0.01392	0.01256	0.01189	0.01550	0.01471	0.01081
4	0.01494	0.01302	0.01318	0.01641	0.01558	0.01209
3	0.01484	0.01289	0.01357	0.01608	0.01534	0.01240
2	0.01301	0.01167	0.01231	0.01397	0.01345	0.01126
1	0.00708	0.00663	0.00691	0.00754	0.00737	0.00632

Tabla 75: Derivas Obtenidas en la Dirección "Y"

Para la elección del sismo de diseño, se determinó la variación que existe entre las derivas de cada caso y las derivas calculadas con "R" igual a 1.

Por lo tanto, se eligió para cada dirección, el sismo que tiene un valor cercano a la unidad, ya que muestra que existe un gran parecido a las derivas calculadas con “R” igual a 1, como se muestran en las tablas 76 y 77.

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN X-X						
NIVEL	ICA 2007		MOYOBAMBA 2005		OCOÑA 2001	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
7	0.771	0.694	0.876	0.874	0.886	0.919
6	0.773	0.694	0.868	0.873	0.890	0.927
5	0.778	0.704	0.854	0.871	0.903	0.943
4	0.785	0.719	0.832	0.871	0.920	0.965
3	0.792	0.740	0.808	0.870	0.934	0.991
2	0.800	0.761	0.780	0.869	0.943	1.019
1	0.811	0.781	0.773	0.867	0.949	1.054

Tabla 76: Elección de deriva objetivo – Dirección x

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y						
Nivel	ICA 2007		MOYOBAMBA 2005		OCOÑA 2001	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
7	0.95152	0.91759	0.81781	1.07683	1.01959	0.78597
6	0.96904	0.90612	0.79803	1.09059	1.04788	0.76134
5	0.96047	0.86647	0.82056	1.06932	1.01494	0.74595
4	0.95700	0.83367	0.84411	1.05117	0.99761	0.77442
3	0.95125	0.82650	0.86995	1.03136	0.98363	0.79512
2	0.94328	0.84624	0.89268	1.01269	0.97498	0.81635
1	0.93559	0.87626	0.91227	0.99615	0.97306	0.83445

Tabla 77: Elección de deriva objetivo – Dirección “Y”

Para ambos casos, se eligió el sismo de la ciudad de Ocoña del año 2001. A continuación, en las tablas 78 y 79 se muestran las derivas para cada caso.

NIVEL	DERIVAS EN X CASO 2 - OCOÑA 2001	$E-030 \leq 0.007$	HAZUS ≤ 0.0056
7	0.00960	NO PASA	NO PASA
6	0.01044	NO PASA	NO PASA
5	0.01113	NO PASA	NO PASA
4	0.01145	NO PASA	NO PASA
3	0.01102	NO PASA	NO PASA
2	0.00948	NO PASA	NO PASA
1	0.00529	PASA	PASA

Tabla 78: Comparación de deriva objetivo – Dirección “X”

NIVEL	DERIVAS EN Y CASO 1 - OCOÑA 2001	E-030 ≤ 0.007	HAZUS ≤ 0.0056
7	0.01175	NO PASA	NO PASA
6	0.01322	NO PASA	NO PASA
5	0.01471	NO PASA	NO PASA
4	0.01558	NO PASA	NO PASA
3	0.01534	NO PASA	NO PASA
2	0.01345	NO PASA	NO PASA
1	0.00737	NO PASA	NO PASA

Tabla 79: Comparación de Deriva Objetivo – Dirección “Y”

6.4. CÁLCULOS PARA EL USO DE DISIPADORES

6.4.1. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

Las derivas calculadas con el sismo de Ocoña, en comparación con la deriva objetivo, son las que se muestra en la tabla 80.

DERIVAS EN X CASO 2 - OCOÑA 2001	Deriva objetivo (HAZUS)
0.00960	0.0056
0.01044	
0.01113	
0.01145	
0.01102	
0.00948	
0.00529	

Tabla 80: Derivas, caso 2, Ocoña 2001 – Deriva Objetivo

Se eligió la deriva mayor del sismo de Ocoña (2001) y la deriva objetivo, la cual, se muestra en la tabla 81.

$$B_x = \frac{D_{max\ x}}{D_{objetivo}} = \frac{0.01145}{0.0056} = 2.04$$

DERIVAS EN Y CASO 1 - OCOÑA 2001	Deriva objetivo (HAZUS)
0.01175	0.0056
0.01322	
0.01471	
0.01558	
0.01534	
0.01345	
0.00737	

Tabla 81: Deriva, caso 1 Ocoña 2001 – Deriva Objetivo

Se eligió la deriva más cercana a la deriva elegida en la dirección "X" de Ocoña (2001) y la deriva objetivo:

$$B_y = \frac{D_{max Y}}{D_{objetivo}} = \frac{0.01175}{0.0056} = 2.10$$

6.4.2. AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Se procedió a calcular el amortiguamiento efectivo en ambas direcciones:

$$B_x = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effX})}$$

$$2.04 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5\%)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effX})}$$

$$\beta_{effX} = 39\%$$

$$B_y = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effY})}$$

$$2.10 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5\%)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effY})}$$

$$\beta_{effY} = 41\%$$

6.4.3. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

Para los cálculos del amortiguamiento viscoso, se disminuyó el 5% de amortiguamiento, por ser la estructura de concreto armado:

$$\beta_{HX} = \beta_{effX} - 5\%$$

$$\beta_{HX} = 39\% - 5\%$$

$$\beta_{HX} = 34\%$$

$$\beta_{HY} = \beta_{effY} - 5\%$$

$$\beta_{HY} = 41\% - 5\%$$

$$\beta_{HY} = 36\%$$

Estos amortiguamientos calculados son los mayores que se pueden aplicar en la estructura, si se requiere un porcentaje mayor sería necesario cambiar del tipo de disipador y/o rigidizar más la estructura.

6.4.4. RIGIDEZ DEL BRAZO METÁLICO

Se colocaron 4 disipadores de fluido viscoso por piso en la dirección "X", y 4 disipadores en la dirección "Y", siendo estos ubicados en los pórticos exteriores, entre los ejes centrales como se aprecia en la figura 61.

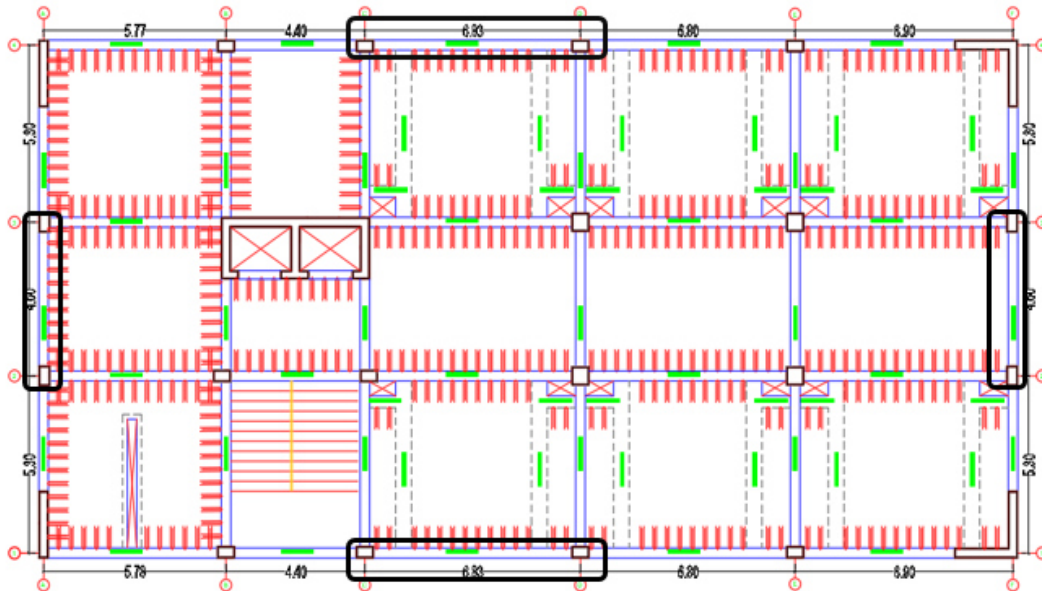


Figura 61: Ubicación de los disipadores

Los disipadores se ubicaron, del 2do al 7mo nivel, en ambas direcciones. El tipo de disposición que se usó fue chevron brace mejorado, por lo tanto, las longitudes de los disipadores se muestran en la figura 62.

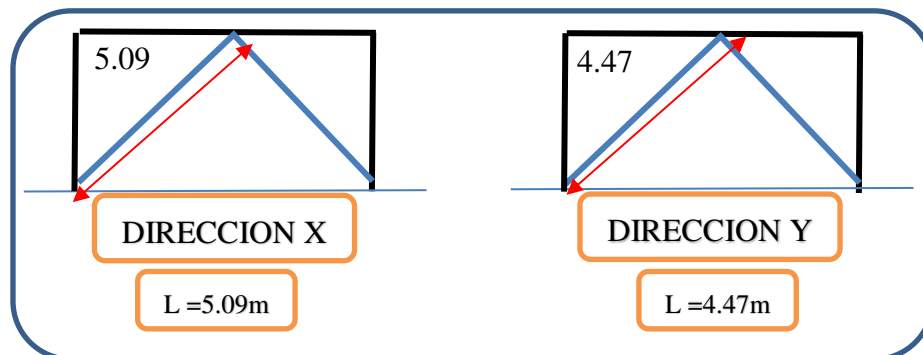


Figura 62: Longitud de disipadores

Se utilizó un perfil HSS 20 x 0.375. Las dimensiones y propiedades se tomaron según el AISC Steel Construction (2005).

- $E = 29\,000\text{ ksi} = 204\,000\,000\text{ tn}^2/\text{m}^2$
- $A = 21.5\text{ in}^2 = 0.01387094\text{ m}^2$
- $L = 5.09\text{ m y } 4.47\text{ m}$

De donde se calculó la rigidez para cada dirección:

- $K_x = (20400000 \times 0.01398094) / 5.09 = 55593 \text{ tn/m}$
- $K_y = (20400000 \times 0.01398094) / 4.47 = 63304 \text{ tn/m}$

6.4.5. EXPONENTE DE VELOCIDAD Y PARÁMETRO LAMBDA

El disipador debe tener un gráfico histerético de manera que no aporte rigidez, por lo tanto, nuestro exponente “ α ” debe ser menor a 1 en el rango no lineal para garantizar un correcto comportamiento de los disipadores.

Según la Tabla Nro. 82, se eligió el siguiente valor:

Exponente α	Valores del parámetro 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

Tabla 82: Elección del exponente de velocidad y parámetro lambda

6.4.6. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO NO LINEAL

Se calculó los desplazamientos ocasionados por el modo 1 de los puntos, donde se ubicó los disipadores.

En la figura 63 se muestra para la dirección “X”.

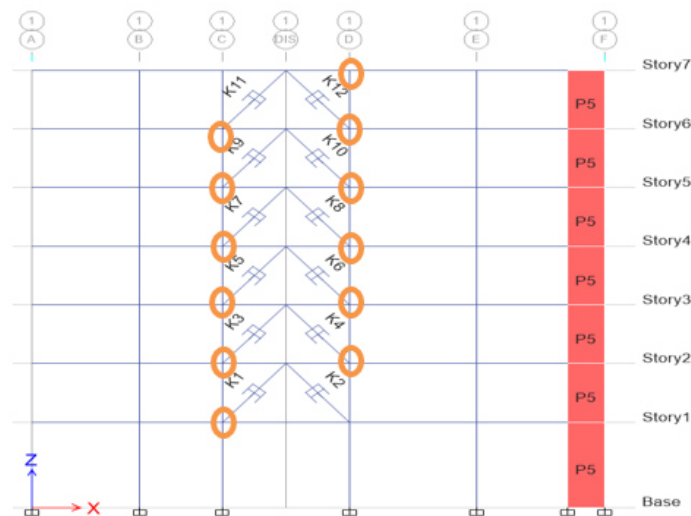


Figura 63: Nudos de los Disipadores, eje “X”.

En la tabla 83, se muestra los desplazamientos obtenidos en los nudos para la dirección "X".

PISO	MODO	Nudo eje C	Nudo eje D	Φ_{rj}
7	1		0.350504	0.0464
6	1	0.3041	0.3041	0.0507
5	1	0.253386	0.253386	0.0548
4	1	0.198616	0.198616	0.0569
3	1	0.141751	0.141751	0.0552
2	1	0.086533	0.086533	0.0479
1	1	0.038624		0.0000
				0.0000

Tabla 83: Desplazamiento en los nudos donde se ubicarán los disipadores – Dirección "X"

En la figura 64, se muestra para la dirección "Y".

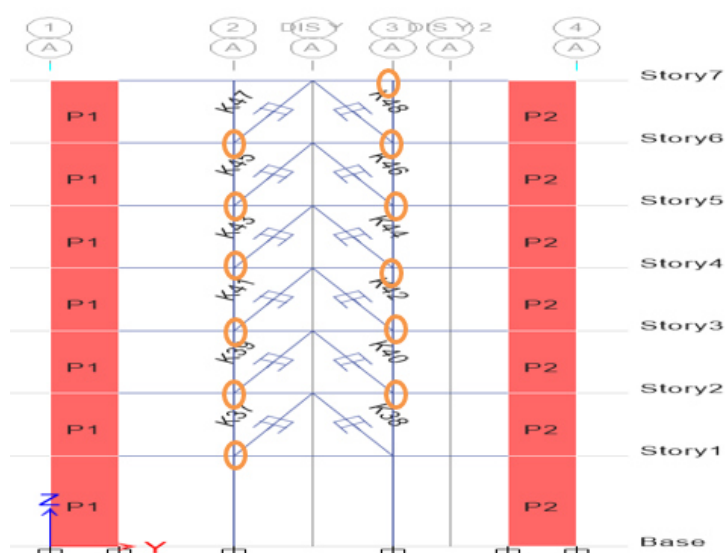


Figura 64: Nudos de los disipadores, eje "Y"

En la tabla 84, se muestra los desplazamientos obtenidos en los nudos para la dirección "Y".

PISO	MODO	Nudo eje 2	Nudo eje 3	Φ_{rj}
7	1		0.382509	0.0490
6	1	0.333559	0.333559	0.0543
5	1	0.279298	0.279298	0.0591
4	1	0.220173	0.220173	0.0622
3	1	0.158003	0.158003	0.0614
2	1	0.096629	0.096629	0.0540
1	1	0.042675		0.0000
				0.0000

Tabla 84: Desplazamiento en los nudos donde se ubican los disipadores – Dirección Y

Cálculo del coeficiente de amortiguamiento en la dirección "X":

- Periodo Fundamental: T = 0.905 seg.
- Ángulo de Inclinación: $\theta = 51.87^\circ$

En las tablas 85 y 86 se muestran un resumen del cálculo para conseguir el coeficiente de amortiguamiento en la dirección "X".

PISO	Φ_i	Φ_{rj}
7	1	0.046404
6	0.86577181	0.050714
5	0.73154362	0.05477
4	0.59731544	0.056865
3	0.46308725	0.055218
2	0.32885906	0.047909
1	0.19463087	0

Tabla 85: Desplazamiento modal - Dirección "X"

PISO	MASA (Tn.Seg ² /m)	COS θ	$\cos\theta^{(1+\alpha)} * \Phi_{rj}^{(1+\alpha)}$	m * Φ_i^2	m * Φ_i
7	36.02	0.617	0.0048	36.020	36.02033
6	40.60	0.617	0.0055	30.431	35.1485348
5	39.01	0.617	0.0062	20.876	28.5369389
4	39.01	0.617	0.0066	13.918	23.3008033
3	39.01	0.617	0.0063	8.366	18.0646677
2	39.01	0.617	0.0051	4.219	12.8285321
1	39.80	0.617	0.0000	1.508	7.74696074
			0.034572122	115.33698	161.646768

Tabla 86: Cálculos para el coeficiente de amortiguamiento – Dirección "X"

- Participación modal : $r = 272.46/161.646768 = 1.6855$
- Cálculo de la amplitud (A):

$$D_{\text{roof}} = \frac{10gr_1 S_{d1} T_1}{4\beta_{1D} \pi^2}$$

La tabla 87 muestra el resumen del cálculo de la amplitud en la dirección "X".

G	981
R	1.6842
Sa	0.35
T1	0.905
B1	1.2
Droof	110.468463

Tabla 87: Amplitud – Dirección "X"

Como máximo se puede aplicar un amortiguamiento efectivo de 34%, por lo que se aplicó 5% de amortiguamiento en la dirección “X”.

FRECUENCIA=FREC.ANG./2*PI()	6.9427
FRECUENCIA=1/T	1.10
A(Amplitud)	0.111
A	0.5
Beff	10
Binh	5
bH	5
T	0.905
$\omega^{(2-\alpha)}$	18.29350543
$A^{(1-\alpha)}$	0.333166625
Λ	3.5

$$\sum C_j = \frac{\beta H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum I m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

El coeficiente de amortiguamiento obtenido se muestra en la tabla 88.

$\sum C$	1825.08
# Disipadores por nivel	4
C	457.000

Tabla 88: Coeficiente de amortiguamiento por disipador – Dirección “X”

Cálculo de coeficiente de amortiguamiento en la dirección “Y”:

- Periodo Fundamental: T = 1.04 seg
- Angulo de Inclinación: $\theta = 63.43^\circ$

En las tablas 89 y 90 se muestra un resumen del cálculo para conseguir el coeficiente de amortiguamiento en la dirección “Y”.

PISO	Φ_i	Φ_{rj}
7	1	0.04895
6	0.86577181	0.054261
5	0.73154362	0.059125
4	0.59731544	0.06217
3	0.46308725	0.061374
2	0.32885906	0.053954
1	0.19463087	0

Tabla 89: Desplazamiento modal – Dirección “Y”

PISO	MASA (Tn.Seg2/m)	COS θ	$\cos\theta^{(1+\alpha)} * \Phi_{rj}^{(1+\alpha)}$	$m * \Phi_i^2$	$m * \Phi_i$
7	36.02	0.447	0.0032	36.020	36.02033
6	40.60	0.447	0.0038	30.431	35.1485348
5	39.01	0.447	0.0043	20.876	28.5369389
4	39.01	0.447	0.0046	13.918	23.3008033
3	39.01	0.447	0.0045	8.366	18.0646677
2	39.01	0.447	0.0037	4.219	12.8285321
1	39.80	0.447	0.0000	1.508	7.74696074
			0.024256263	115.33698	161.646768

Tabla 90: Cálculos para el coeficiente de amortiguamiento – Dirección “Y”

- Participación modal: $r = 272.46/161.646768 = 1.6855$
- Cálculo de la amplitud (A): La tabla 91 muestra el resumen para el cálculo de la amplitud en la dirección “Y”.

g	981
r	1.6842
Sd1	0.35
T1	1.04
B1	1.2
Droof	126.947184

Tabla 91: Amplitud – Dirección “Y”

Como máximo podemos aplicar un amortiguamiento efectivo de 36%, por lo tanto, se aplicó el 10% de amortiguamiento en la dirección “Y”.

FRECUENCIA=FREC.ANG./2*PI()	6.0415
FRECUENCIA=1/T	0.96
A(Amplitud)	0.127
α	0.5
beff	12.5
binh	5
bH	7.5
T	1.04
$\omega^{(2-\alpha)}$	14.84977227
$A^{(1-\alpha)}$	0.356370594
Λ	3.5

$$\sum C_j = \frac{\beta H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum I m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

El coeficiente de amortiguamiento obtenido se muestra en la tabla 92.

ΣC	3387.97
# Disipadores por nivel	4
C	847.000

Tabla 92: Coeficiente de amortiguamiento por disipador – Dirección “Y”

6.5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Se realizó un análisis dinámico no lineal con los casos: 2 y 1 en los ejes “X” y “Y”, con relación al sismo de Ocoña (2001).

A continuación, en la figura 65 se muestra el análisis tridimensional con disipadores de la estructura.

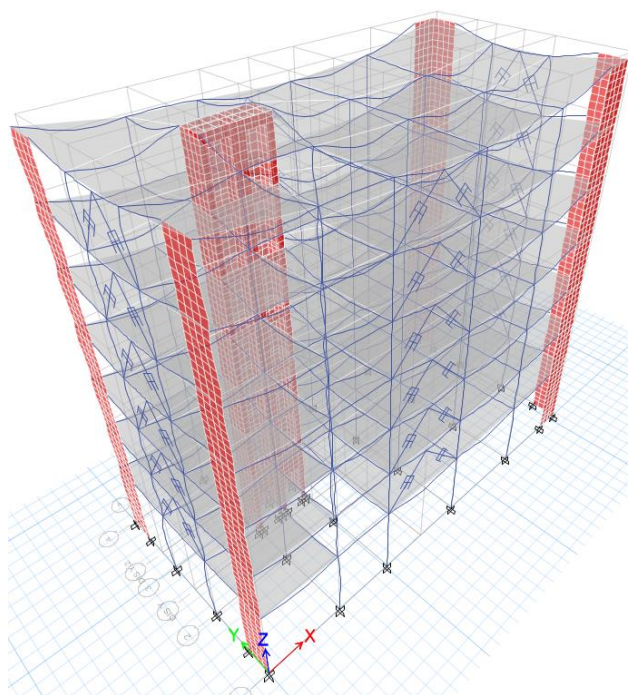


Figura 65: Modelo tridimensional con disipadores

6.5.1. CONTROL DE DERIVAS

En las tablas 93 y 94 se muestran las derivas finales obtenidas del análisis.

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.0056
		m				
7	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.111645	0.01393	4	0.0035	PASA
6	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.097711	0.01504	4	0.0038	PASA
5	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.082675	0.01675	4	0.0042	PASA
4	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.065926	0.01783	4	0.0045	PASA
3	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.0481	0.01758	4	0.0044	PASA
2	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.030517	0.01621	4	0.0041	PASA
1	CASO 2 - OCOÑA 2001 Max	0.014309	0.01431	5.8	0.0025	PASA

Tabla 93: Derivas obtenidas con disipadores – Dirección “X”

Piso	Sismo	UY	D.	A.	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.0056
		m	Relativo (m)	entrepiso (m)		
7	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.116105	0.00837	4	0.0021	PASA
6	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.10773	0.01216	4	0.0030	PASA
5	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.095566	0.01557	4	0.0039	PASA
4	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.079993	0.01823	4	0.0046	PASA
3	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.06176	0.02161	4	0.0054	PASA
2	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.040149	0.02057	4	0.0051	PASA
1	CASO 1 - OCOÑA 2001 Max	0.019576	0.01958	5.8	0.0034	PASA

Tabla 94: Derivas obtenidas con disipadores – Dirección “Y”

6.5.2. VERIFICACIÓN DE PERIODO Y MASA MODAL

Las tablas 95 y 96, muestran los periodos obtenidos manualmente para ambas direcciones de análisis.

Piso	Peso (Tn)	Altura (m)	Peso x Altura	α	Fi	Di (mm)	P x d ²	Fi x di
Story 7	413.003044	4	1652.01218	0.12299325	64.9859444	82.994	2844766.63	52891623.2
Story 6	460.876069	4	1843.50428	0.13724995	72.5187551	72.659	2433116.99	51672624.5
Story 5	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.067242	61.036	1658902.91	41939365.1
Story 4	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.067242	48.128	1031441.19	33069954.8
Story 3	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.067242	34.455	528631.879	23674893.9
Story 2	445.296048	4	1781.18419	0.13261018	70.067242	21.008	196525.205	14435123.2
Story 1	484.737414	5.8	2811.477	0.20931607	110.596333	9.283	41771.805	10068153.8
Base	3139.80072	29.8	13431.7302	0.99956311	528.37		8735156.61	227751739

Tabla 95: Periodo fundamental con disipadores dirección “X”

Obteniendo un periodo de 1.05 s para el modo 1

Piso	Peso (Tn)	Altura (m)	Peso x Altura	α	Fi	Di (mm)	P x d ²	Fi x di
Story 7	413.181504	4	1652.72602	0.12299264	67.5856858	64.967	1743919.76	43059432.5
Story 6	461.073335	4	1844.29334	0.13724871	75.4195366	55.842	1437778.34	41301477.5
Story 5	445.487992	4	1781.95197	0.13260938	72.8701822	45.951	940645.401	32837159.8
Story 4	445.487992	4	1781.95197	0.13260938	72.8701822	35.505	561584.402	25372317.4
Story 3	445.487992	4	1781.95197	0.13260938	72.8701822	24.946	277228.477	17826723.9
Story 2	445.487992	4	1781.95197	0.13260938	72.8701822	14.987	100061.133	10709897.8
Story 1	484.96098	5.8	2812.77368	0.20932112	115.024049	6.601	21131.3022	7445933.41
Base	3141.16779	29.8	13437.6009	1	549.51		5082348.81	178552942

Tabla 96: Periodo fundamental con disipadores dirección “Y”

Obteniendo un periodo de 0.90 s.

A continuación, se muestran en las figuras 66 y 67 los periodos obtenidos con el programa ETABS 2016.

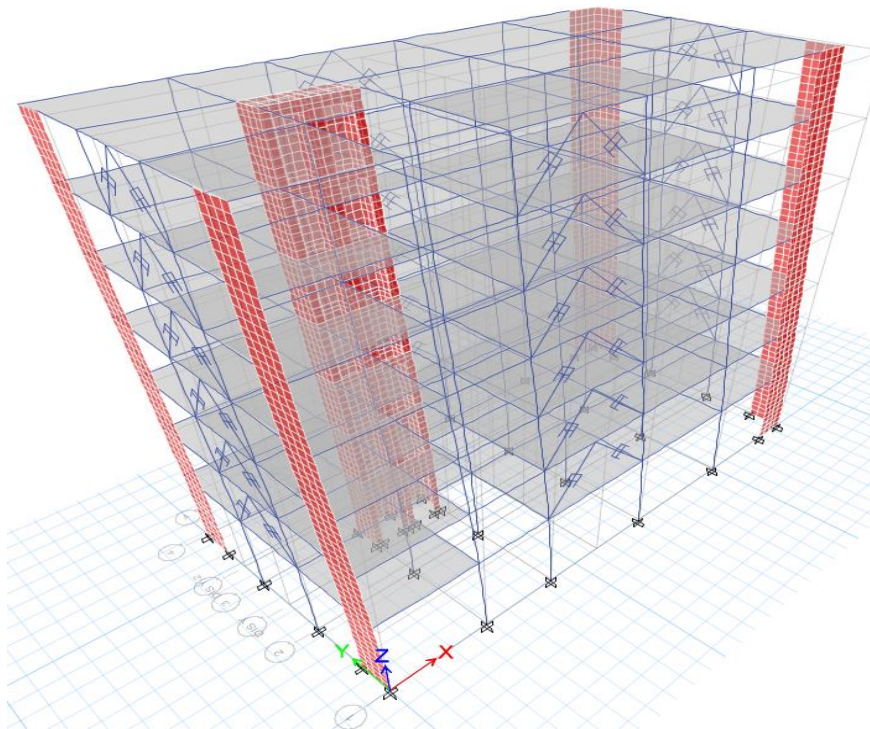


Figura 66: Periodo en el eje "X" con disipadores

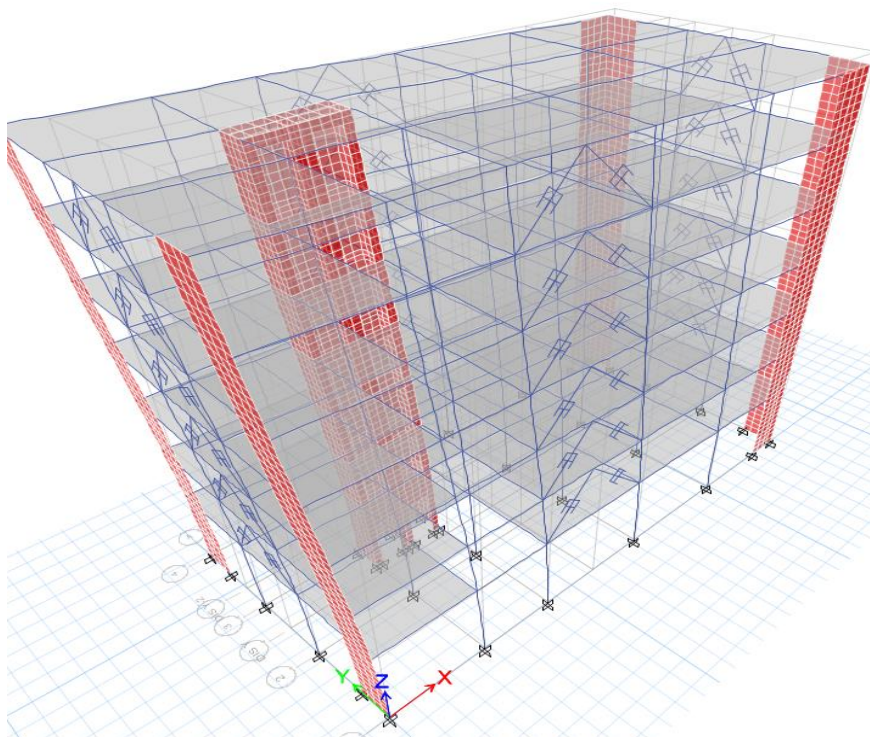


Figura 67: Periodo en el eje "Y" con disipadores

Los periodos obtenidos con disipadores, tanto manualmente como los obtenidos por el ETABS 2016, no varían con relación al análisis sin disipadores, por lo tanto, se considera que, estos no brindan rigidez a la estructura, como se observa en la tabla 97.

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ
		(s)			
Modal	1	1.04	0.0016	0.7535	0.00E+00
Modal	2	0.905	0.6811	0.0047	0.00E+00
Modal	3	0.781	0.057	0.0088	0.00E+00
Modal	4	0.283	0.0004	0.1372	1.46E-06
Modal	5	0.231	1.23E-01	0.0026	0
Modal	6	0.201	5.09E-02	1.90E-03	0
Modal	7	0.128	2.00E-04	4.65E-02	3.14E-01
Modal	8	0.122	1.81E-05	1.40E-03	0.0006
Modal	9	0.12	0.00E+00	2.00E-04	2.44E-05
Modal	10	0.109	1.00E-04	2.91E-05	0.0002
Modal	11	0.105	2.46E-02	9.00E-04	0.0156
Modal	12	0.104	0.0128	1.00E-04	6.34E-02
Modal	13	0.099	0.0005	3.55E-05	0.0017
Modal	14	0.089	1.32E-02	8.00E-04	2.00E-04
Modal	15	0.074	2.52E-05	1.92E-02	0.0002
Modal	16	0.063	1.61E-02	1.00E-04	0.0004
Modal	17	0.05	0.0001	7.30E-03	0.0007

Tabla 97: Modos de vibración con disipadores

6.5.3. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

En las figuras del 68 al 79 se observa la gráfica de histéresis de los disipadores en la dirección “X”.

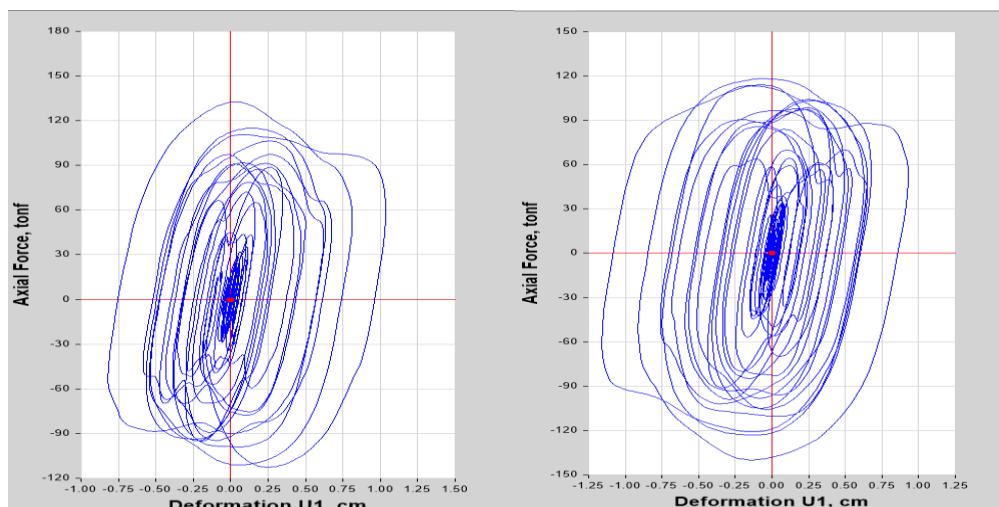


Figura 68: Comportamiento histerético disipadores K1 y K2

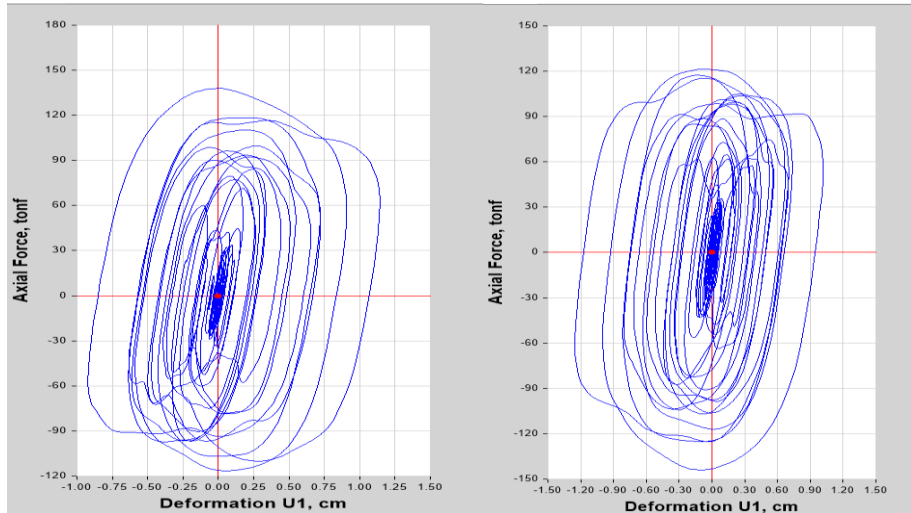


Figura 69: Comportamiento histerético disipadores K3 y K4

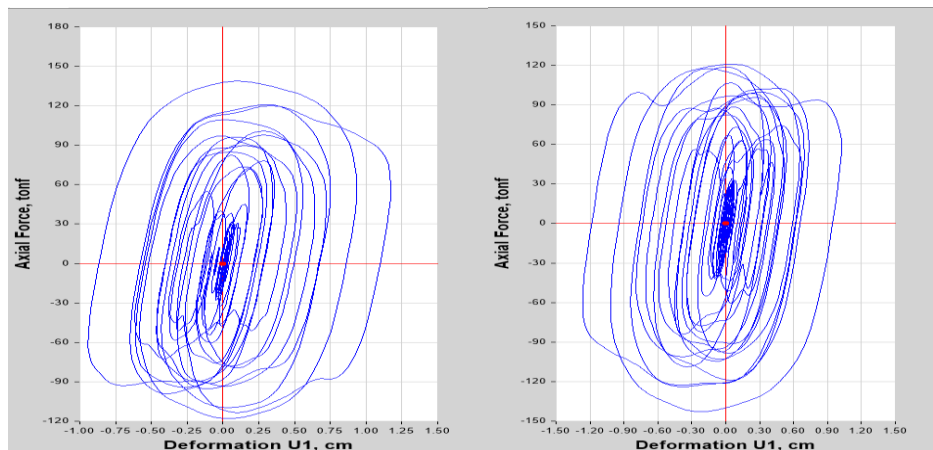


Figura 70: Comportamiento histerético disipadores K5 y K6

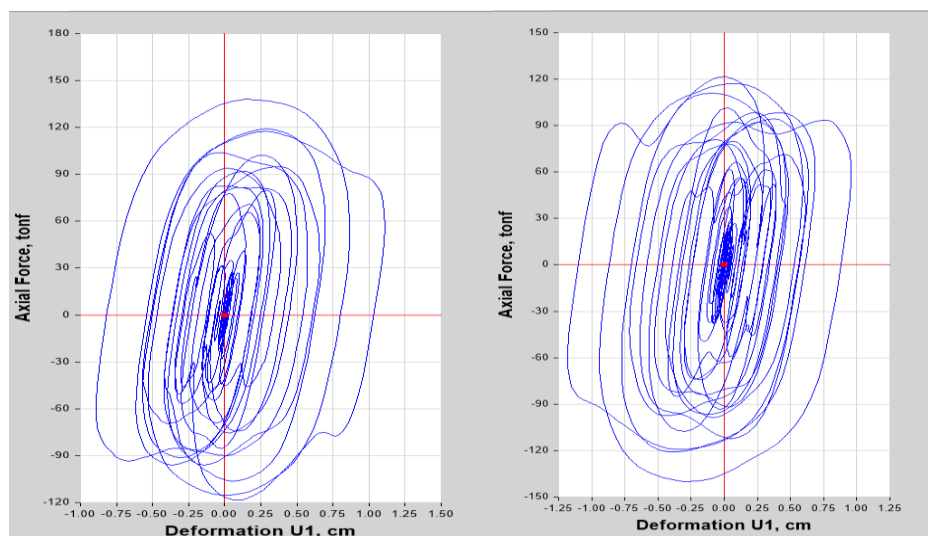


Figura 71: Comportamiento histerético disipadores K7 y K8

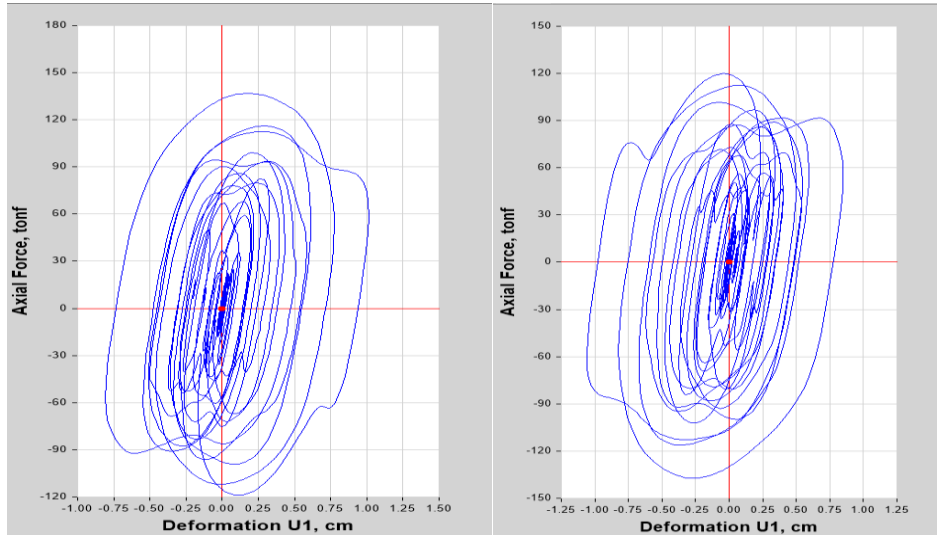


Figura 72: Comportamiento histerético disipadores K9 y K10

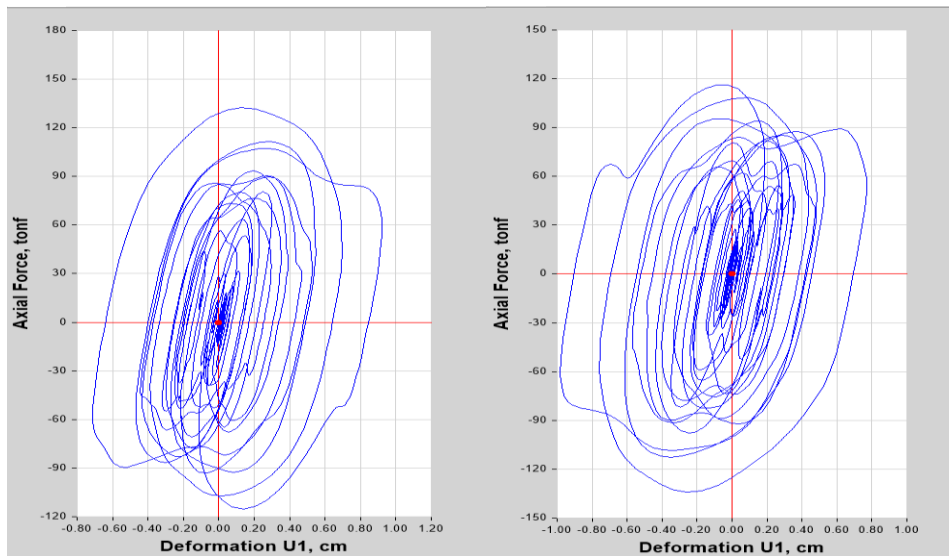


Figura 73: Comportamiento histerético disipadores K11 y K12

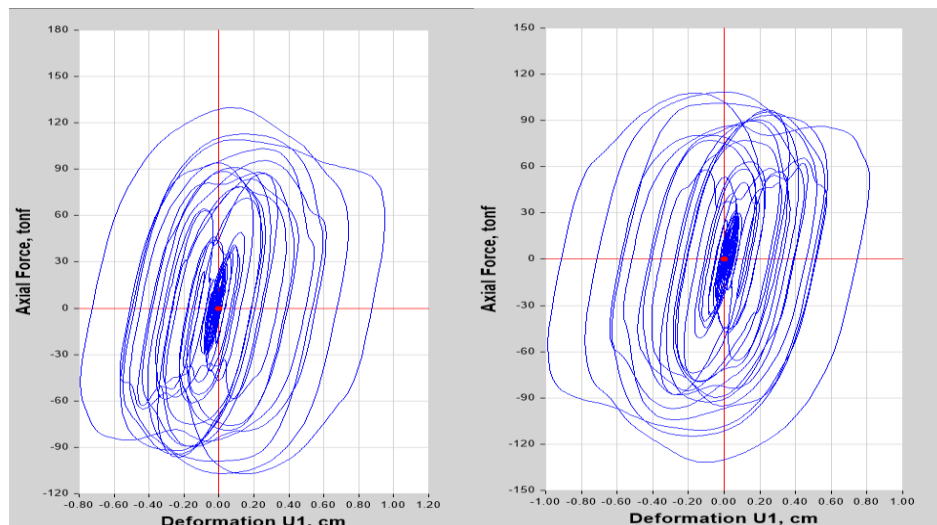


Figura 74: Comportamiento histerético disipadores K13 y K14

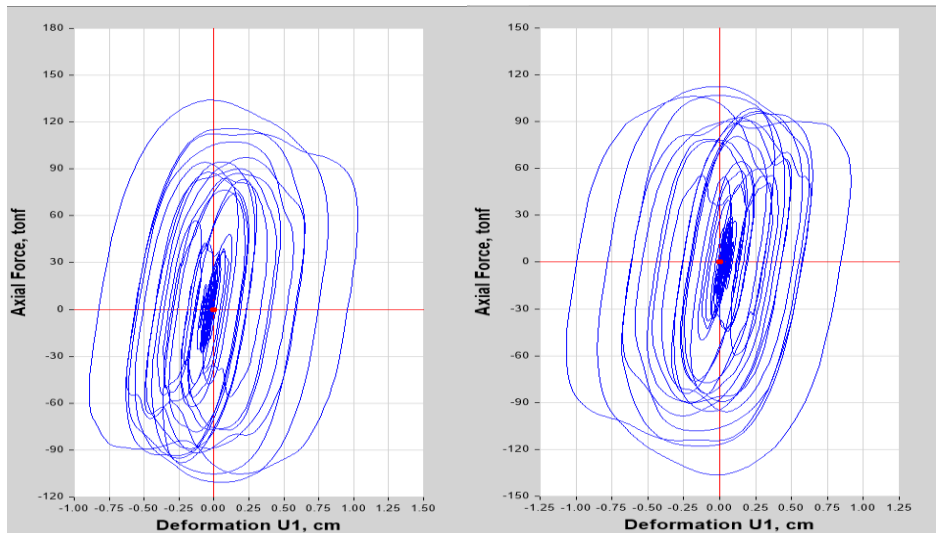


Figura 75: Comportamiento histerético disipadores K15 y K16

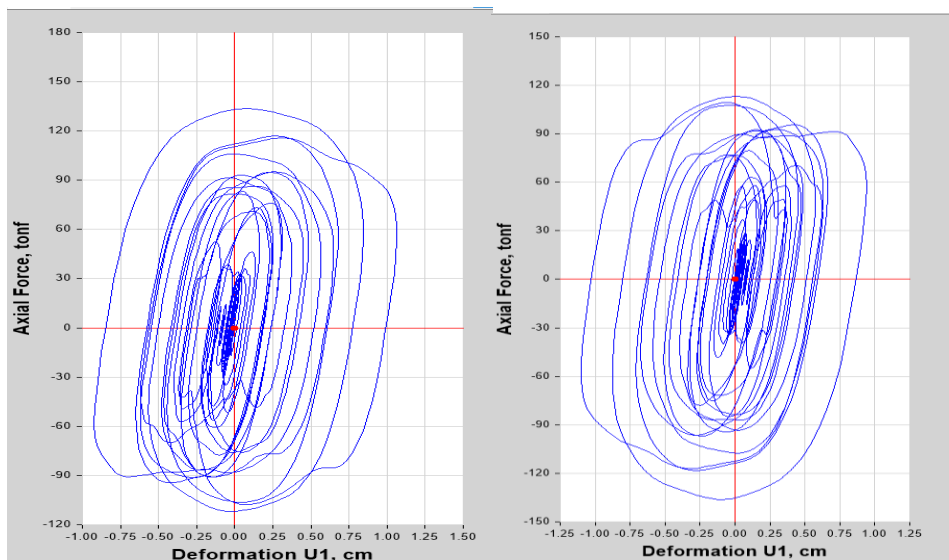


Figura 76: Comportamiento histerético disipadores K17 y K18

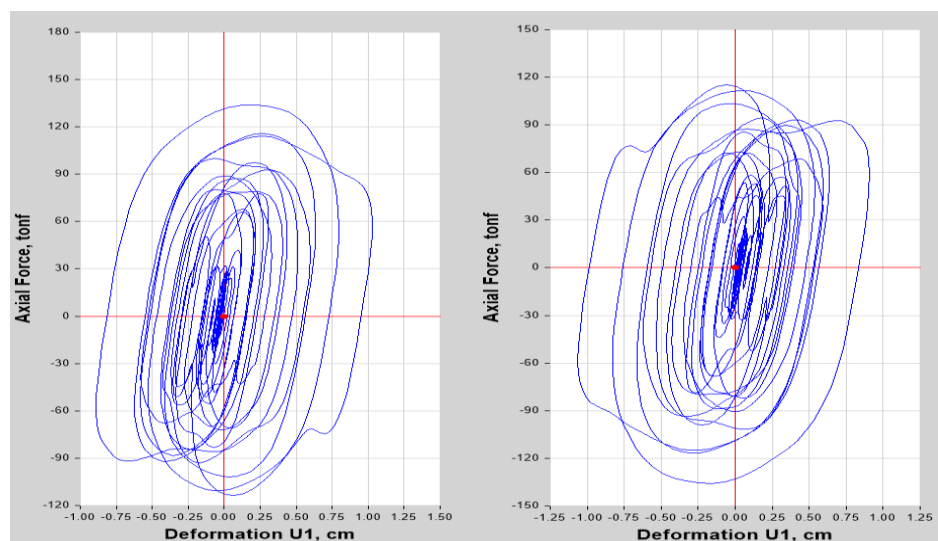


Figura 77: Comportamiento histerético disipadores K19 y K20

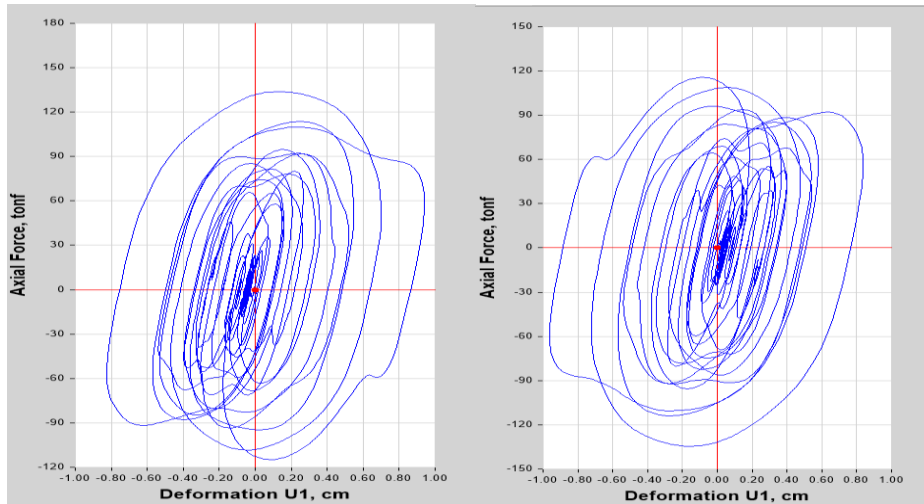


Figura 78: Comportamiento histerético disipadores K21 y K22

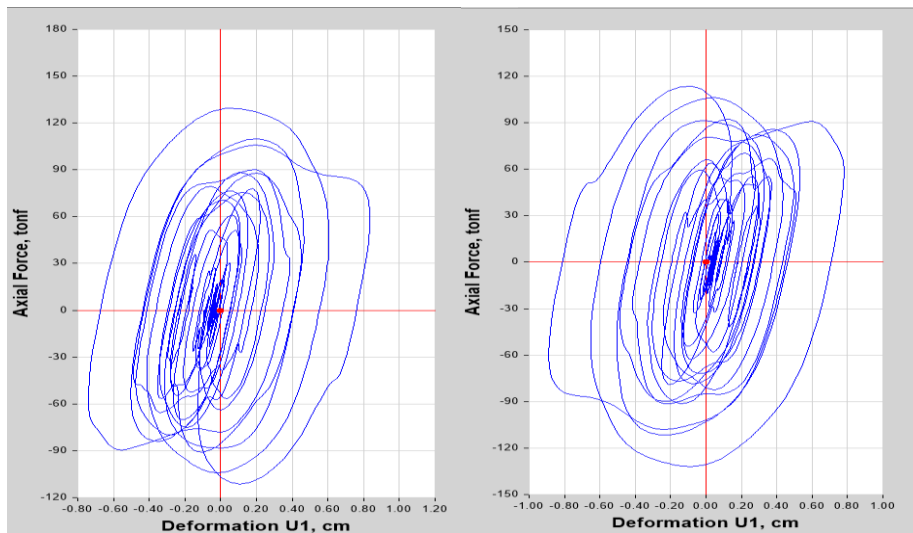


Figura 79: Comportamiento histerético disipadores K23 y K24

A continuación, en las figuras del 80 al 91 se observa el comportamiento histerético de los disipadores en la dirección “Y”.

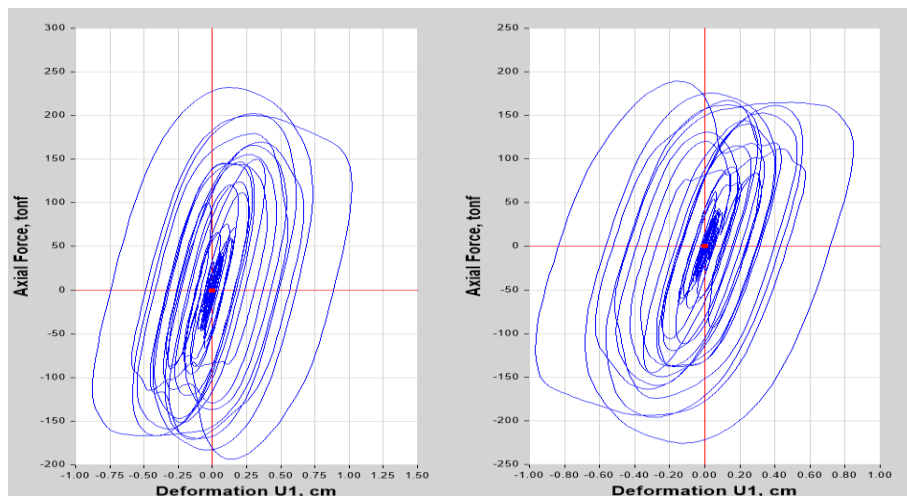


Figura 80: Comportamiento histerético disipadores K25 y K26

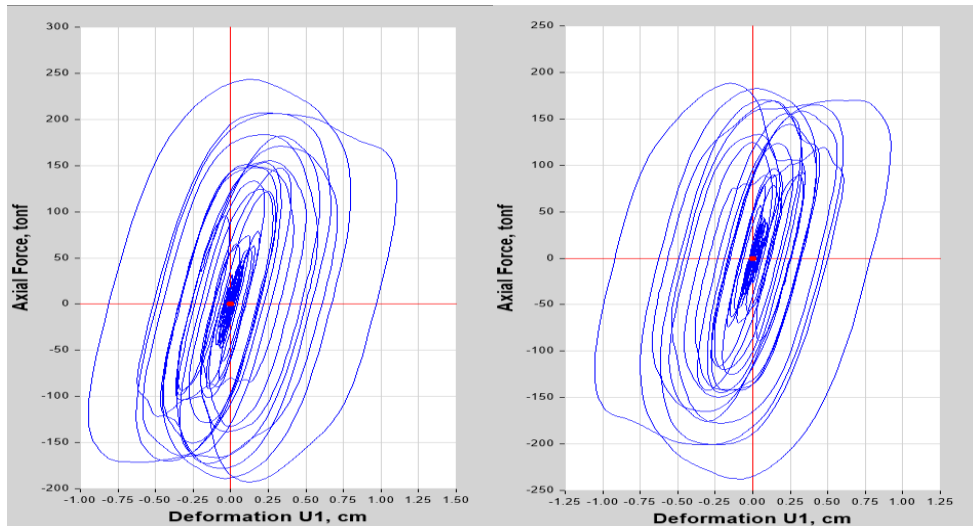


Figura 81: Comportamiento histerético disipadores K27 y K28

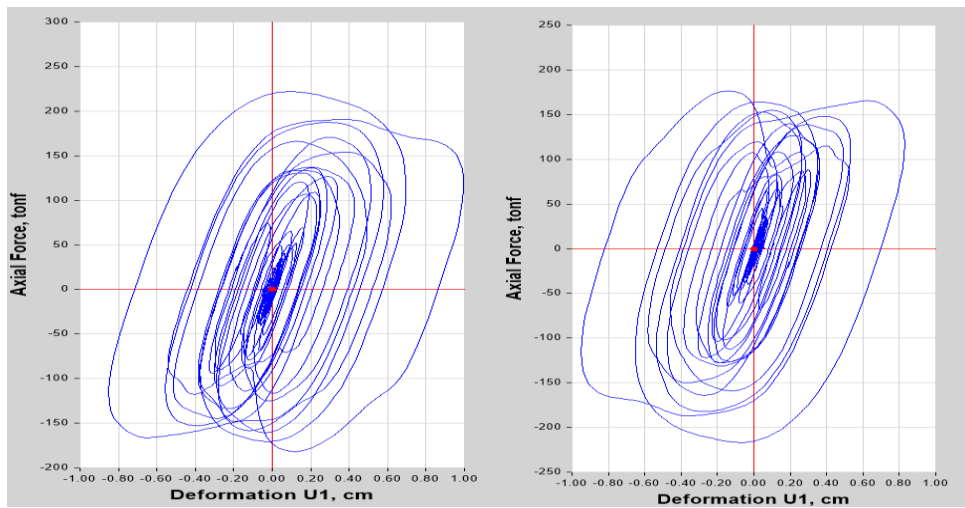


Figura 82: Comportamiento histerético disipadores K29 y K30

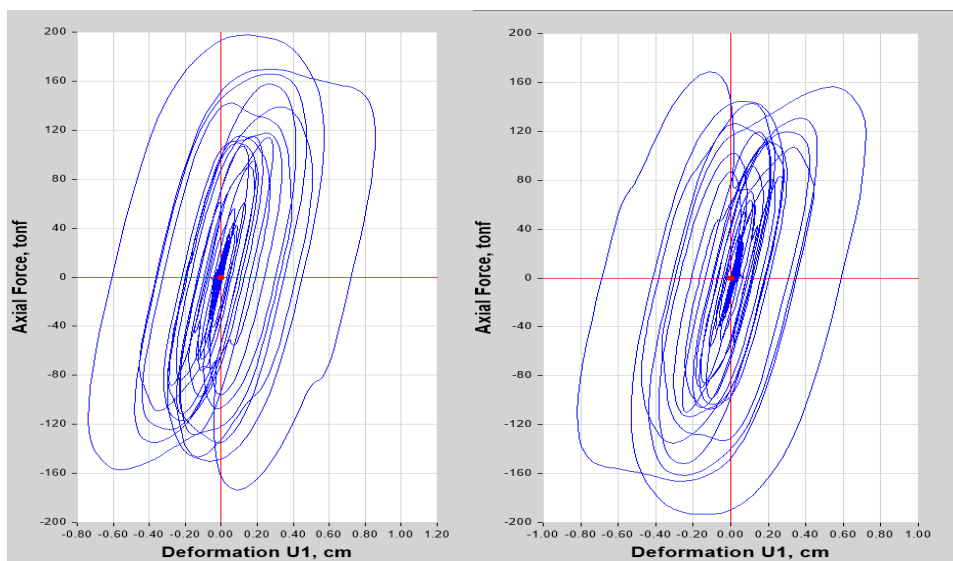


Figura 83: Comportamiento histerético disipadores K31 y K32

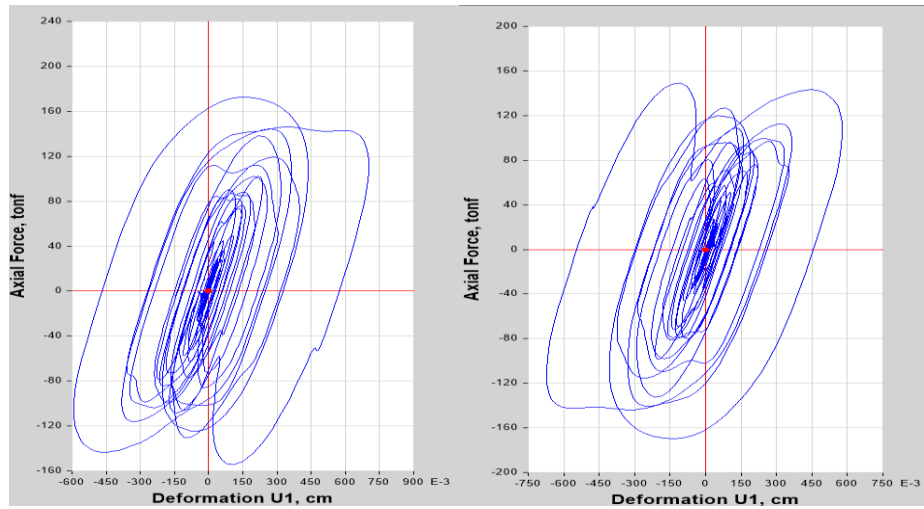


Figura 84: Comportamiento histerético disipadores K33 y K34

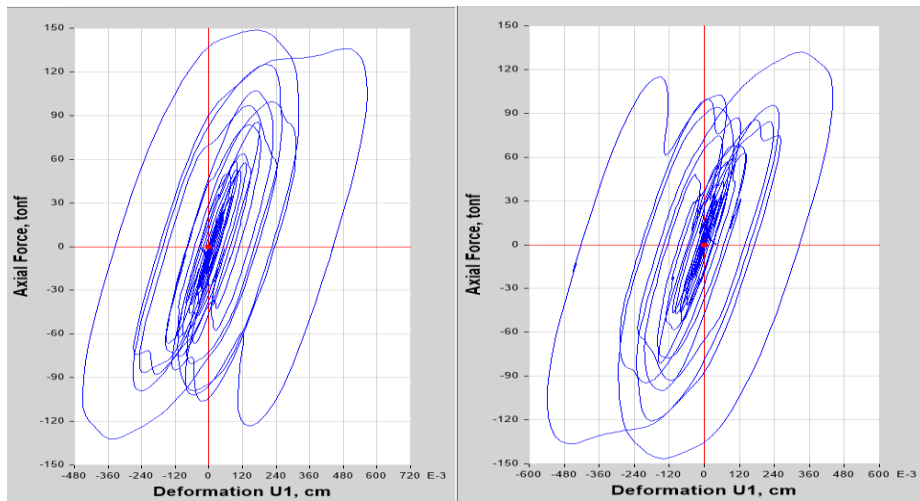


Figura 85: Comportamiento histerético disipadores K35 y K36

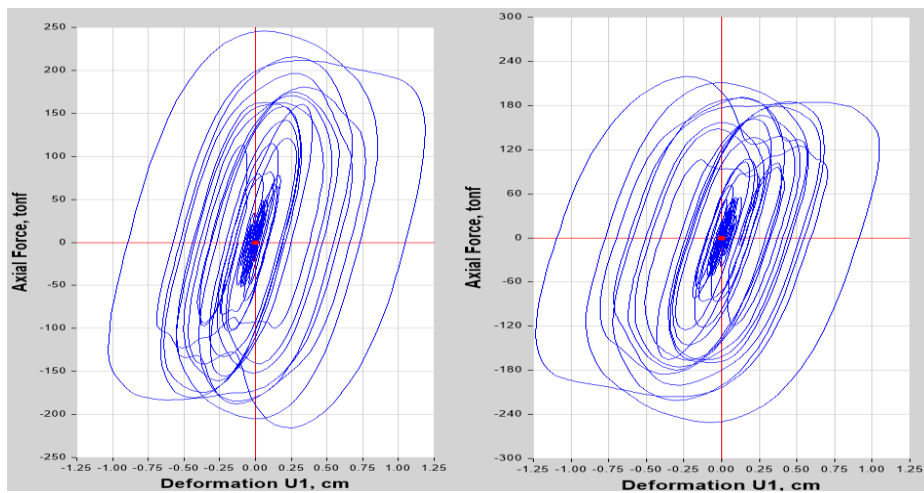


Figura 86: Comportamiento histerético disipadores K37 y K38

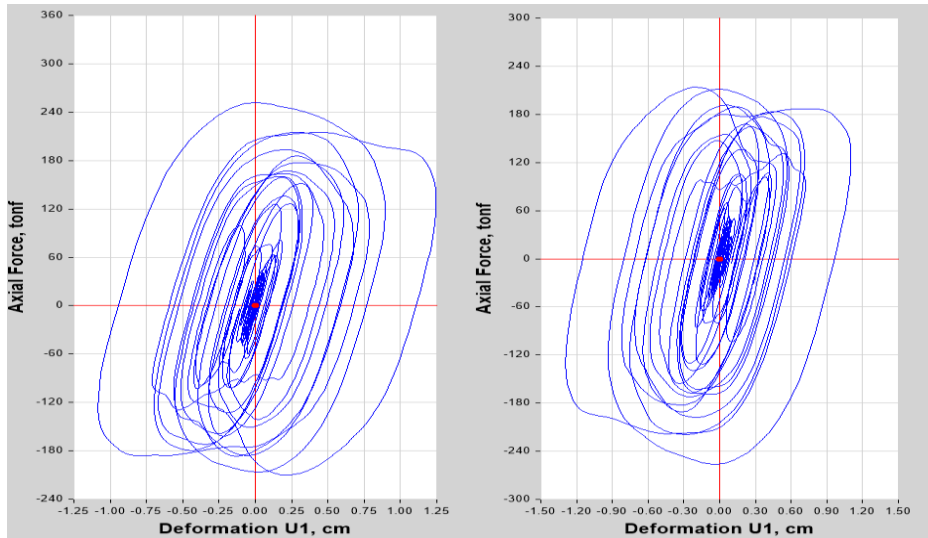


Figura 87: Comportamiento histerético disipadores K39 y K40

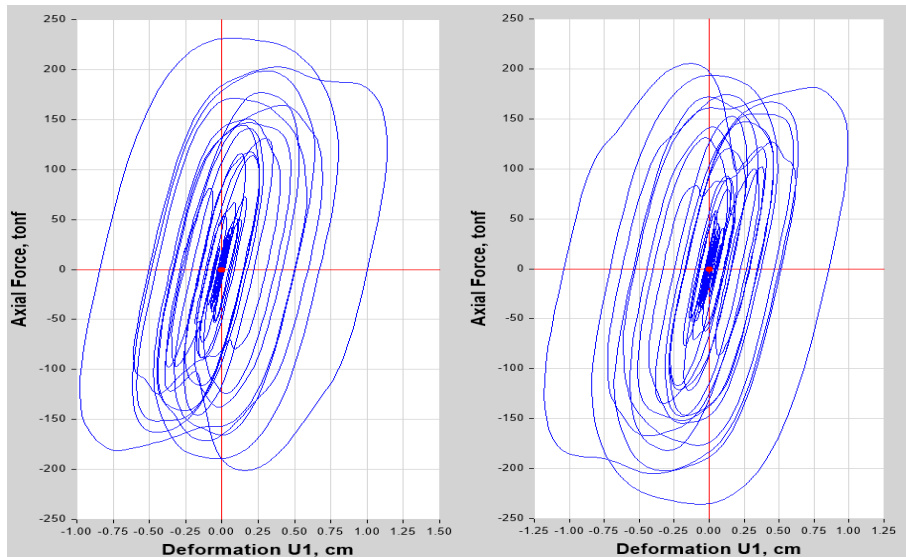


Figura 88: Comportamiento histerético disipadores K41 y K42

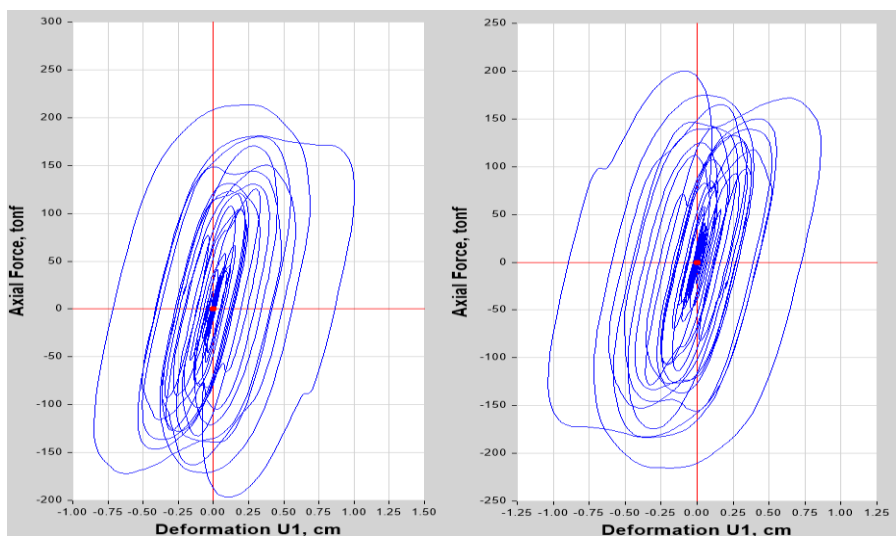


Figura 89: Comportamiento histerético disipadores K43 y K44

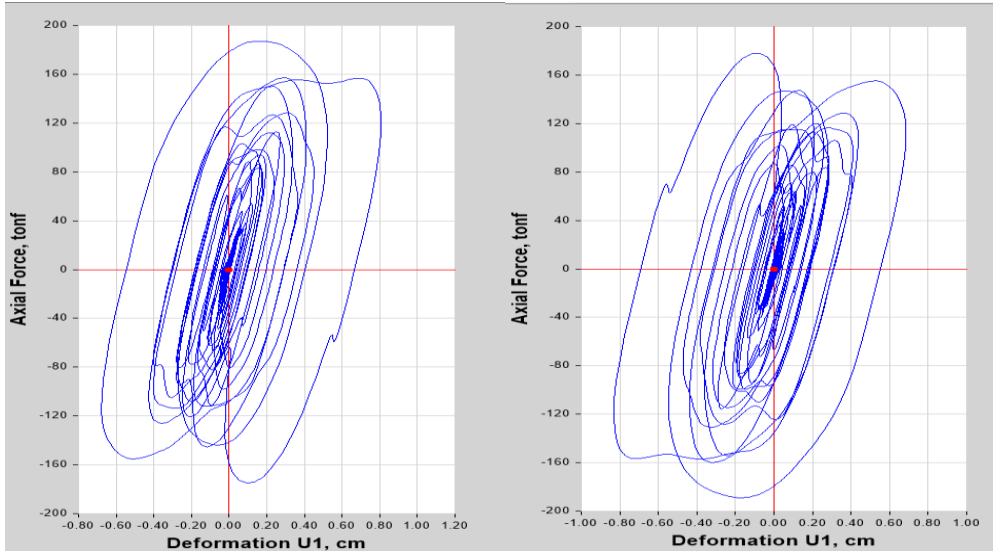


Figura 90: Comportamiento histerético disipadores K45 y K46

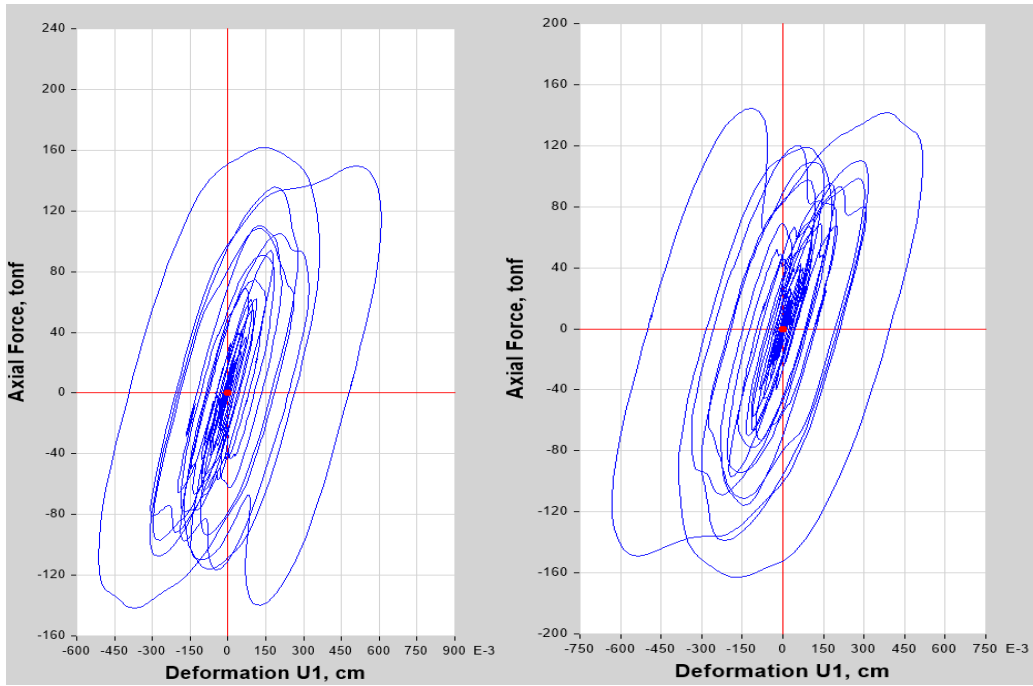


Figura 91: Comportamiento histerético disipadores K47 y K48

6.5.4. MÁXIMO STROKE

Después de verificar la gráfica del comportamiento histerético de cada disipador, se procedió a verificar el máximo “stroke”, teniendo como límite máximo 5 cm, como se muestra en la tabla 98.

DISIPADOR	STORY	M. Stroke (cm)	DISIPADOR	STORY	M. Stroke (cm)
K24	Story7	0.085	K48	Story7	0.110
K23	Story7	0.032	K47	Story7	0.159
K12	Story7	0.087	K36	Story7	0.337
K11	Story7	0.125	K35	Story7	0.177
K22	Story6	0.090	K46	Story6	0.069
K21	Story6	0.143	K45	Story6	0.147
K10	Story6	0.040	K34	Story6	0.105
K9	Story6	0.190	K33	Story6	0.135
K20	Story5	0.062	K44	Story5	0.114
K19	Story5	0.210	K43	Story5	0.216
K8	Story5	0.004	K32	Story5	0.121
K7	Story5	0.141	K31	Story5	0.153
K18	Story4	0.006	K42	Story4	0.120
K17	Story4	0.088	K41	Story4	0.025
K6	Story4	0.067	K30	Story4	0.143
K5	Story4	0.101	K29	Story4	0.103
K16	Story3	0.019	K40	Story3	0.220
K15	Story3	0.046	K39	Story3	0.015
K4	Story3	0.049	K28	Story3	0.150
K3	Story3	0.022	K27	Story3	0.111
K14	Story2	0.019	K38	Story2	0.245
K13	Story2	0.047	K37	Story2	0.051
K2	Story2	0.065	K26	Story2	0.171
K1	Story2	0.009	K25	Story2	0.109

Tabla 98: Máximo stroke en los disipadores

Se comprobó que ningún disipador sobrepasa los 5 cm de máximo “stroke”.

6.5.5. BALANCE ENERGÉTICO

En la figura 92, se muestra el balance energético obtenido en la estructura con el uso de los disipadores.

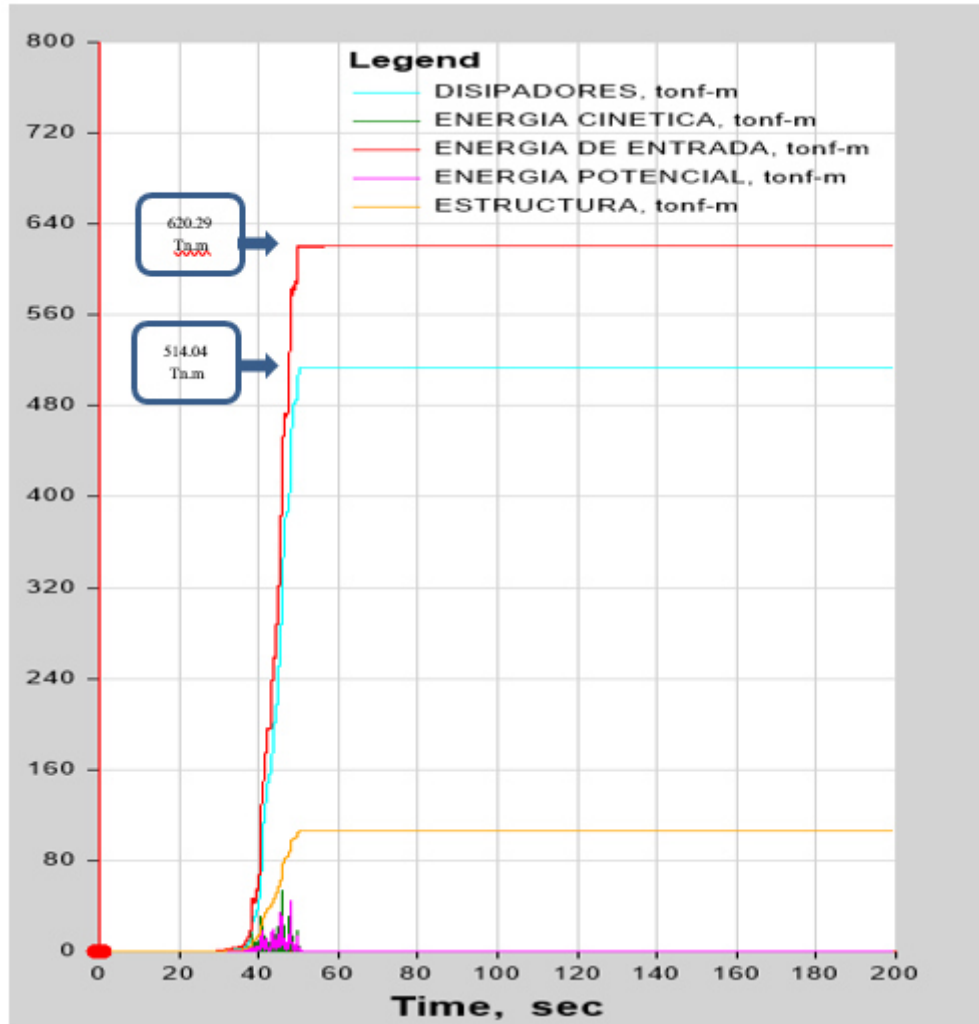


Figura 92: Balance energético de la estructura

El porcentaje de energía absorbida por los disipadores, se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Disipacion de Energia} = \frac{\text{Energia absorbida por los disipadores}}{\text{Energia total del sismo}}$$

$$\% = \frac{514.04 \text{ Tn.m}}{620.29 \text{ Tn.m}} \times 100\% = 82.87\%$$

El 82.87% de la energía total de entrada del sismo es absorbida por los disipadores, dejando solo el 16.98% de energía para la estructura de concreto armado.

6.5.6. ESFUERZOS ÚLTIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los momentos flectores máximos obtenidos en el eje "C" se muestran en la figura 93.

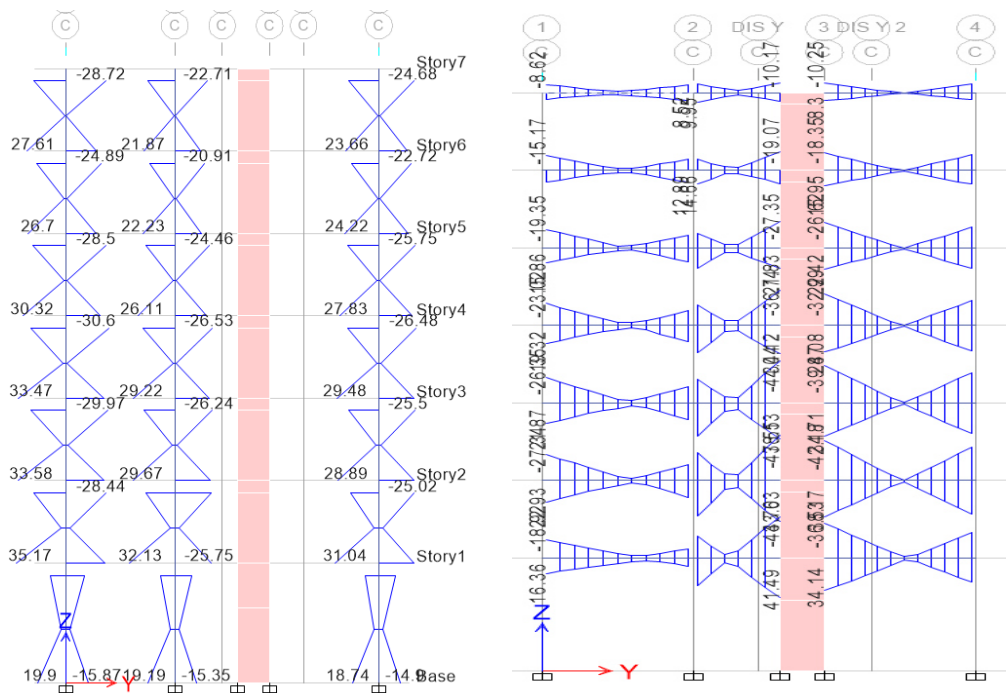


Figura 93: Diagrama de momentos flectores en el eje "C"

Los esfuerzos cortantes máximos con disipadores en el eje "C" se muestran en la figura 94.

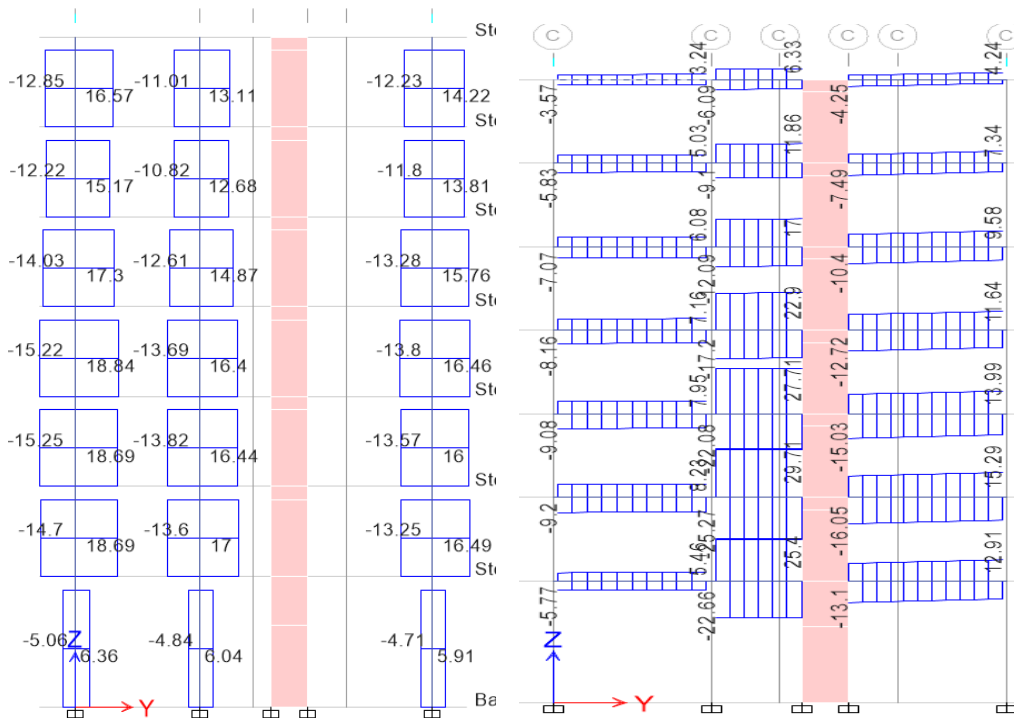


Figura 94. Diagrama de fuerzas cortantes con disipadores en el eje C

CAPÍTULO VII

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1. DISPOSICIONES GENERALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizó las disposiciones de la norma E.060 - Concreto armado, ya que brinda los factores de reducción que se muestran en la tabla 99.

Acción en Elementos Estructural	Factor de Reducción ϕ
Flexión	0.90
Tracción y Tracción con flexión	0.90
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
-Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Tabla 99. Factores de reducción – Diseño sismorresistente

Y las siguientes amplificaciones y combinaciones de carga:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25 (CM+CV) \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$

Donde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CS: Carga de Sismo

7.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Las solicitaciones para el diseño por flexión se encuentran en la norma E.060 Concreto Armado, de lo cual se determinó la cuantía, mediante la siguiente formula:

$$P = A_s/bd$$

La cuantía balanceada estuvo dada de la siguiente manera:

$$P_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot F_c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

Donde el área de acero está definida por:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot F_c \cdot b \cdot d}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot F_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

La cuantía máxima que se puede colocar en una sección, depende de la cuantía balanceada:

$$P_{max} = 0.7p_b$$

Y la cuantía mínima dada por la siguiente expresión:

$$A_{smin} = 0.70 \sqrt{F_c} / f_y \cdot b \cdot d$$

7.1.2. DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño de elementos sometidos a cortante se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_u : fuerza cortante del análisis.

V_n : resistencia al corte de la sección.

V_c : resistencia al corte dado por el concreto.

V_s : resistencia nominal al corte dado por el acero.

Para el cálculo de la fuerza cortante por el concreto se presentó las siguientes ecuaciones que se encuentran en la norma E.060 Concreto armado.

- Para elementos sometidos a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53\sqrt{F_c} * bw * d$$

- Para elementos sometidos a compresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{F_c} (1 + Nu / 140Ag) * bw * d$$

El área de refuerzo de acero para la cortante se calculó mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{Av * fy * d}{S}$$

Donde:

Av: área del acero de refuerzo resistente al corte.

S: espaciamiento entre estribos.

7.1.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño de elementos estructurales sometidos a flexocompresión se realizaron mediante el diagrama de interacción para las distintas solicitaciones de carga. Estas se especifican en el interior del diagrama de interacción.

Para el diseño por flexocompresión se tuvo que obtener las cargas máximas y momentos máximos (Pu, Mu), formando pares para cada combinación de cargas, tal como se observa en la figura 95.

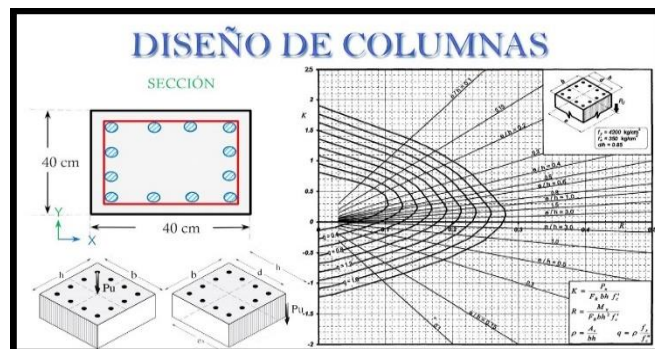


Figura 95. Diagrama de Interacción de una Columna

7.2. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Para el diseño de los elementos de concreto armado fue necesario aplicar el coeficiente de reducción al modelamiento con disipadores, debido a que existe un sistema estructural resistente a sismos que proporcionan un R=6 en caso de muros estructurales.

7.2.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN

Para el diseño de losas aligeradas, se utilizó la alternancia de cargas para calcular los mayores momentos flectores y fuerzas cortantes. Como ejemplo se calculó la losa aligerada en una dirección, entre los ejes D y E del tercer nivel, como se observa en la figura 96.

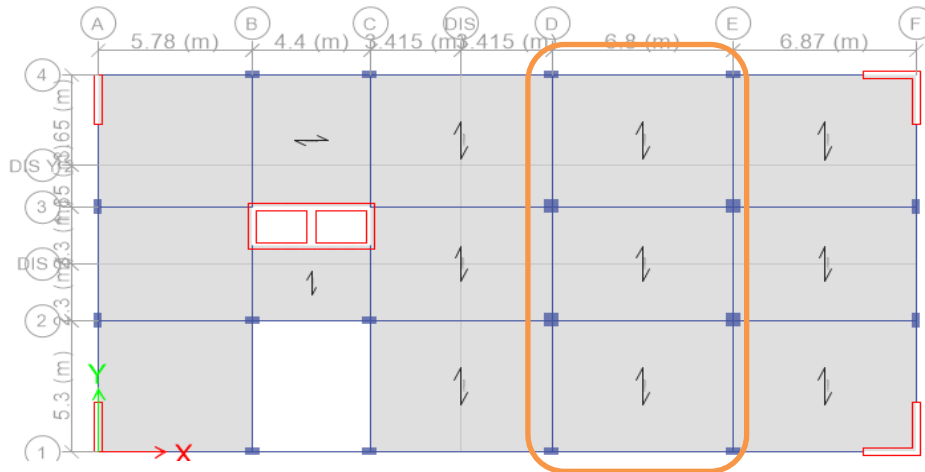


Figura 96. Losa aligerada en una dirección

Se obtuvo el diagrama de momento flector como se muestra en la figura 97.

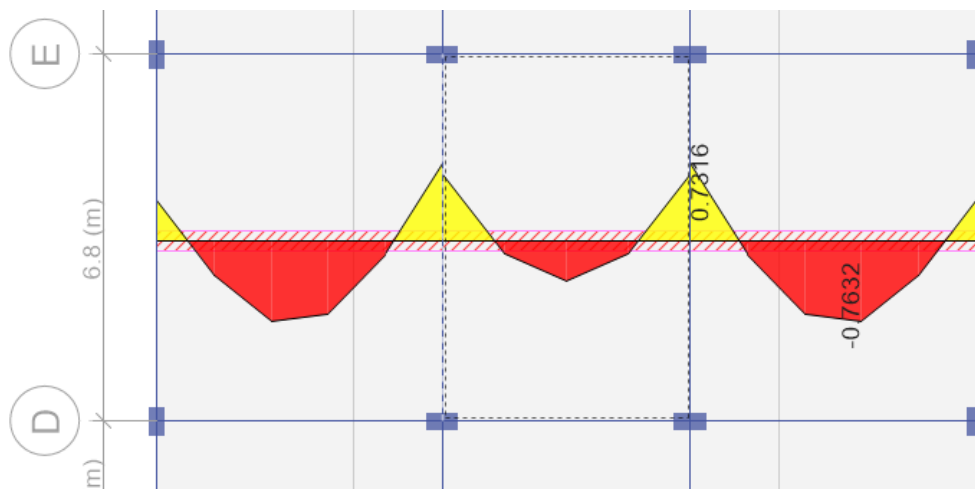


Figura 97. Diagrama de momentos flectores de la losa en una dirección

Diseño por Flexión:

Área de acero mínimo en la losa:

$$As_{min} = 0.70 \sqrt{210} / 4200 \times 10 \times 17 = 0.411 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo:

$$As_{m\acute{a}x.} = 0.75 \times 0.021 \times 10 \times 17 = 2.709 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión (momentos máximos)			
	Negativo Interior	Negativo Extremo	Positivo
Mu (ton.m)	0.98	0.5842	0.7633
As requerido (cm ²)	1.73	0.97	1.21
Refuerzo (cm ²)	1 Φ 1/2" +1 Φ 3/8"	1 Φ 1/2"	1 Φ 1/2"
As colocado (cm ²)	1.98	1.27	1.27

Tabla 100: Diseño por flexión – Losa aligerada en una dirección

Acero de temperatura:

$$As \text{ temp.} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = 0.32/0.9 = 0.355 \text{ m} \rightarrow 1 \Phi 1/4" @ 0.25\text{m}$$

Diseño por cortante:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.436 \text{ tn.m}$$

$$V_n = V_c$$

$$V_u = 1.0044 \text{ tn.m (fuerza cortante máxima)}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.85 \times 1.436 > 1.0044$$

$$1.2206 \text{ tn} > 1.0044 \text{ tn} \dots \text{ cumple}$$

A continuación, en la figura 98, se muestra la distribución final del acero en la losa aligerada en una dirección.

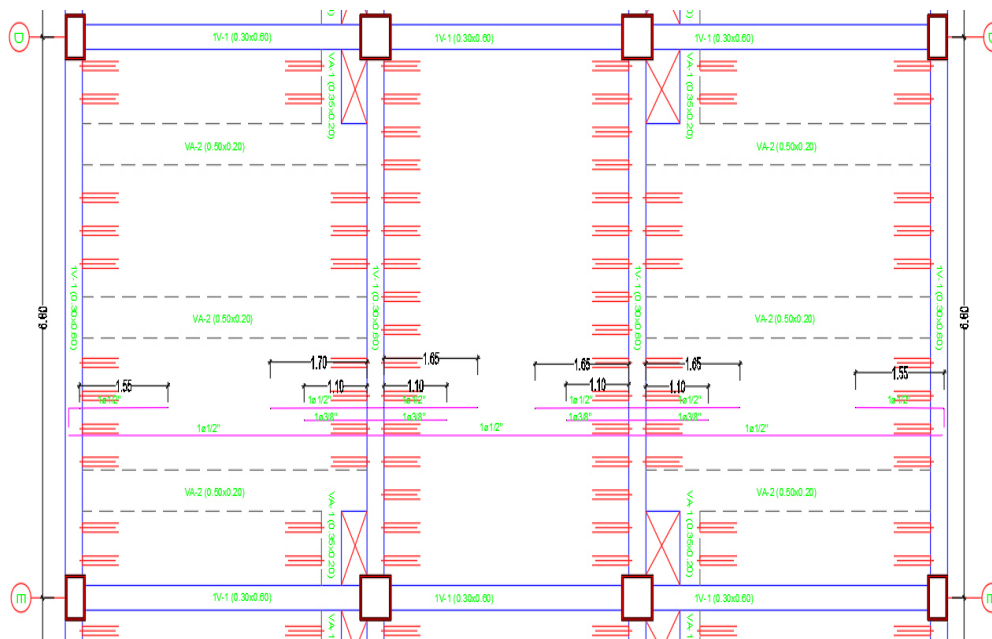


Figura 98. Distribución de acero en losa aligerada de una dirección

7.2.2. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS DIRECCIONES

Se diseñó la losa en 2 direcciones, la misma que, se encuentra entre los ejes A y B, tal como se aprecia en la figura 99.

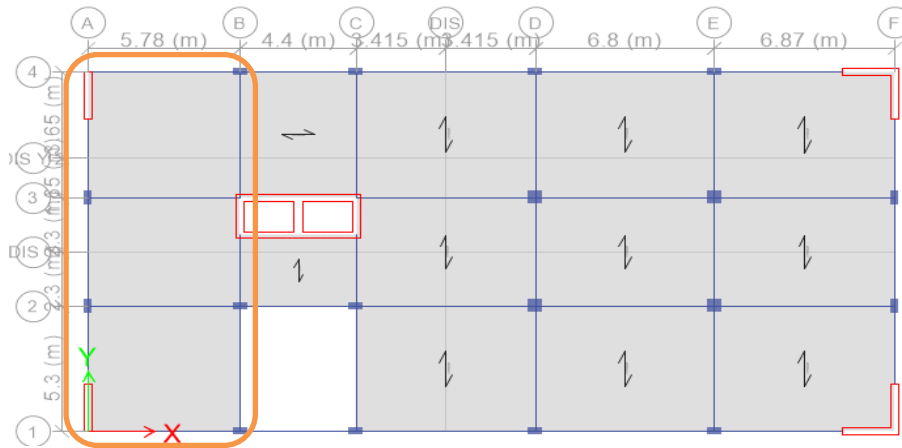


Figura 99. Losa aligerada en dos direcciones

La comprobación del h mínimo para losas en 2 direcciones, según el numeral 9.6.3.3 de la norma E.060 Concreto Armado, nos indica lo siguiente:

$$h \text{ min} = \frac{lm(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 9(\beta)} \text{ para } \alpha > 2.$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Ec \times I_{viga}}{Ec \times I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}}$$

$$\beta = \frac{\text{luz libre mayor}}{\text{luz libre menos}}$$

A continuación, en la figura 100 se muestra el ancho tributario para el cálculo del peralte mínimo

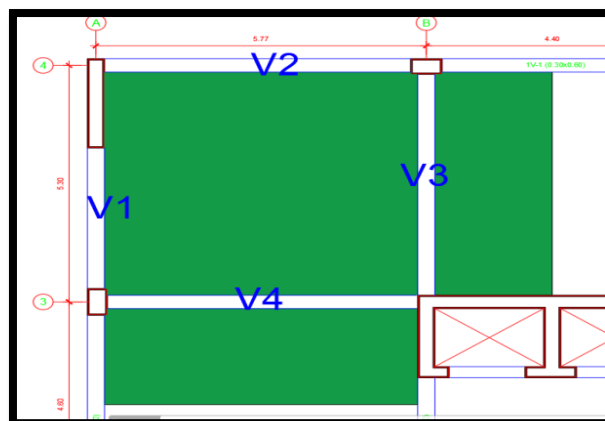


Figura 100: Anchos tributarios para cálculo de peralte mínimo

$$\alpha v1 = \frac{0.3 \times 0.6^3 / 12}{2.67 \times 0.20^3 / 12} = 3.03 \quad \alpha v2 = \frac{0.3 \times 0.6^3 / 12}{2.53 \times 0.20^3 / 12} = 3.20$$

$$\alpha v3 = \frac{0.3 \times 0.6^3 / 12}{(2.67 + 2.05) \times 0.20^3 / 12} = 1.72 \quad \alpha v4 = \frac{0.3 \times 0.6^3 / 12}{(2.53 + 2.15) \times 0.20^3 / 12} = 1.73$$

$$\alpha_{prom} = (\alpha1 + \alpha2 + \alpha3 + \alpha4) / 4 = 2.42$$

$$h_{min} = \frac{547(0.8 + \frac{4200}{14000})}{36 + 9(1.11)} = 13.08 \text{ cm}$$

$h_{min} < 20 \text{ cm}$... cumple peralte mínimo

El diagrama de momento flector para la losa en 2 direcciones, es el que se muestra en la figura 101.

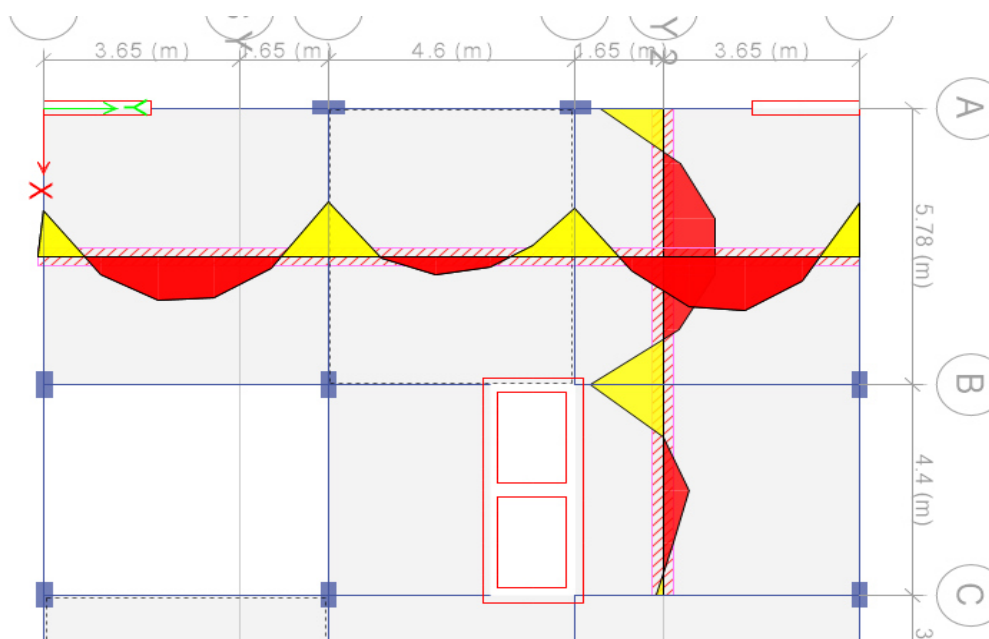


Figura 101: Diagrama de momentos flectores – Losa en dos direcciones

Diseño por flexión:

Área de acero mínimo en la losa

$$As_{min} = 0.70 \sqrt{210} / 4200 \times 10 \times 17 = 0.411 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo:

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 \times 0.021 \times 10 \times 17 = 2.709 \text{ cm}^2$$

	Diseño por flexión (momentos máximos) Dirección "X"		
	Negativo Interior	Negativo Extremo	Positivo
Mu (ton.m)	0.6896	0.578	0.4895
As requerido (cm ²)	1.17	0.96	0.77
Refuerzo (cm ²)	1 Φ 1/2"	1 Φ 1/2"	1 Φ 1/2"
As colocado (cm ²)	1.27	1.27	1.27

Tabla 101: Diseño por flexión dirección "X" – Losa en 2 direcciones

	Diseño por flexión (momentos máximos) Dirección "Y"		
	Negativo Interior	Negativo Extremo	Positivo
Mu (ton.m)	0.8085	0.5929	0.5696
As requerido (cm ²)	1.39	0.99	0.90
Refuerzo (cm ²)	2 Φ 3/8"	1 Φ 1/2"	1 Φ 1/2"
As colocado (cm ²)	1.42	1.27	1.27

Tabla 102: Diseño por flexión dirección "Y" – Losa en 2 direcciones

Acero de temperatura:

$$\text{As temp.} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = 0.32/0.9 = 0.355 \text{ m} \rightarrow 1 \Phi 1/4" @ 0.25\text{m}$$

Diseño por cortante:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.436 \text{ tn.m}$$

$$V_n = V_c$$

$$V_u = 0.9429 \text{ tn.m (fuerza cortante máxima)}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.85 \times 1.436 > 1.0044$$

$$1.2206 \text{ tn} > 0.9429 \text{ tn}$$

La distribución final del acero, se muestra en la figura 102, para la losa en 2 direcciones.

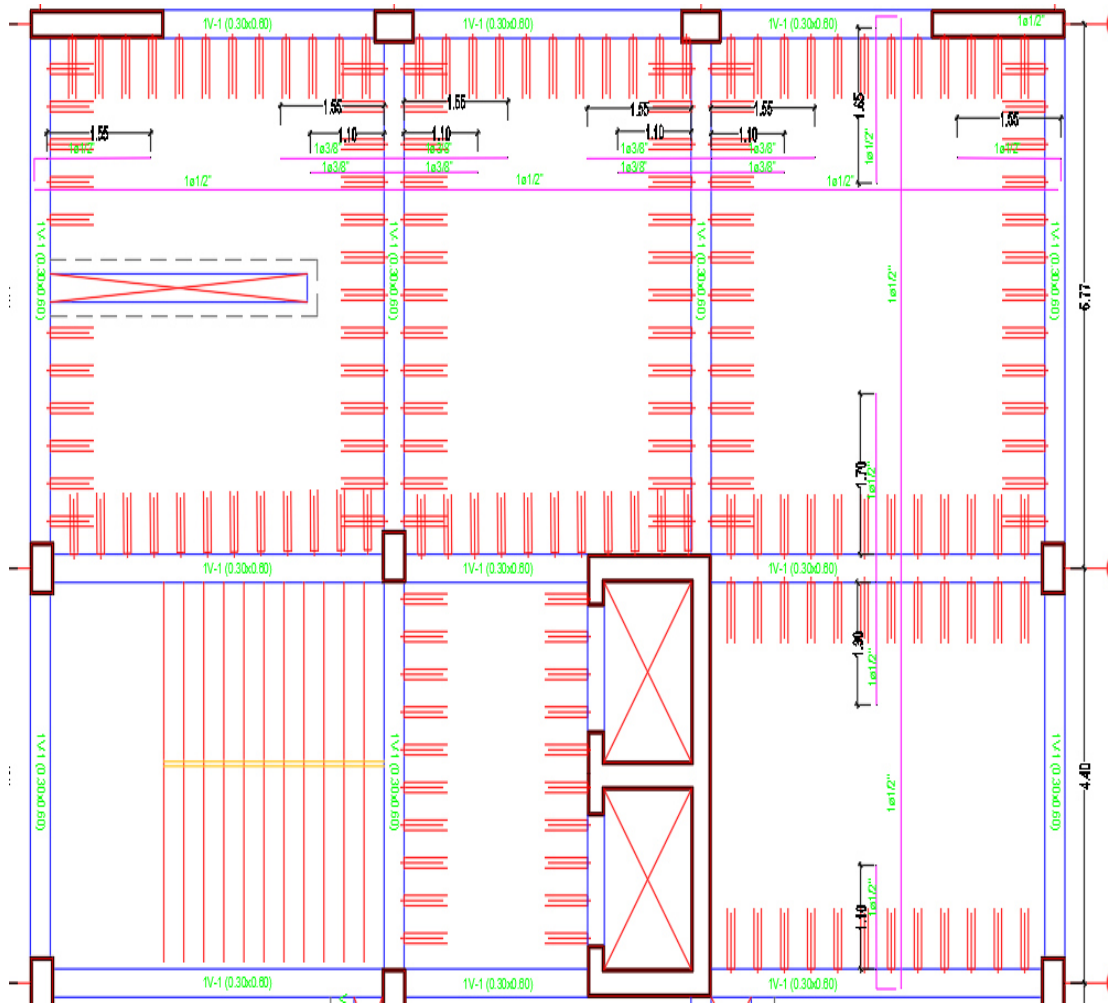


Figura 102. Distribución de acero en losa de dos direcciones

7.2.3. DISEÑO DE VIGAS

De manera de ejemplo se diseñó la viga del eje 2, del tercer nivel como se muestra en la figura 103.

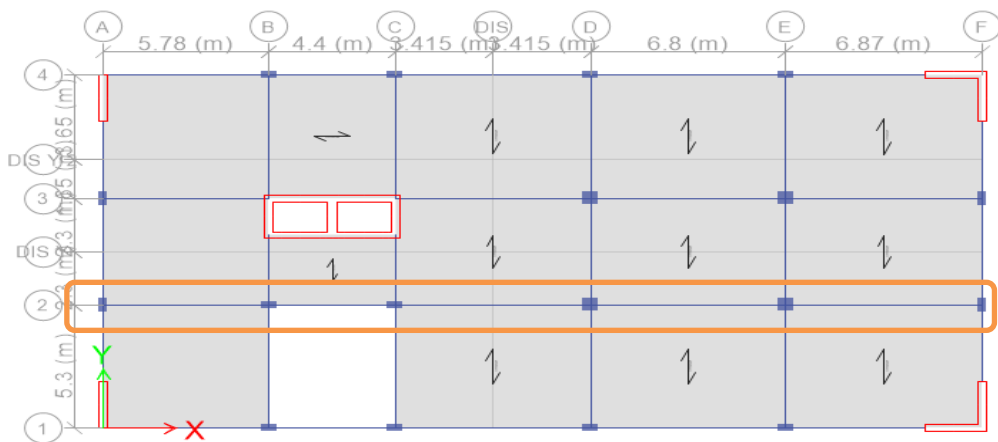


Figura 103. Viga del eje 2 para diseño estructural.

Para el diseño de la viga, se realizó con la envolvente dada por la aplicación de las combinaciones de carga. Figura 104.

Diseño a Flexión

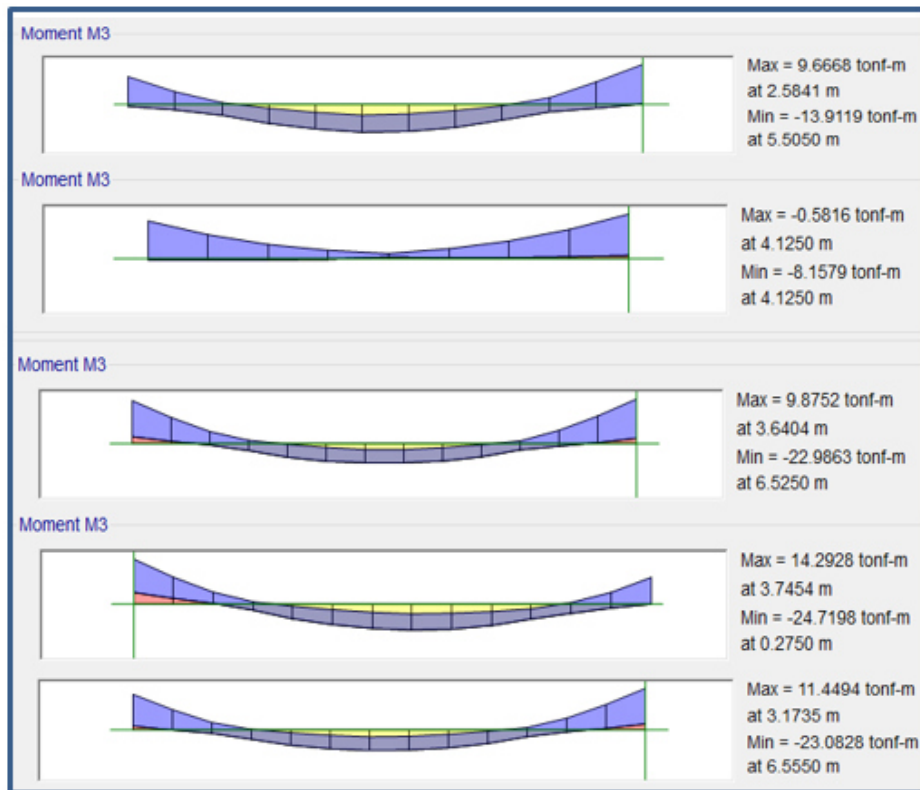


Figura 104: Diagrama de momentos flectores máximos en viga del eje 2

Área de acero mínimo en viga

$$As_{min} = 0.70 \sqrt{210} / 4200 \times 30 \times 54 = 3.913 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo:

$$As_{m\acute{a}x.} = 0.75 \times 0.025 \times 30 \times 54 = 40.5 \text{ cm}^2$$

	Diseño por flexión (momentos máximos) Momentos Máximos Negativos				
Mu (ton.m)	13.9119	8.1579	23.0828	22.9863	24.7198
As requerido (cm2)	7.19	4.12	13.34	13.28	14.42
Refuerzo (cm2)	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	2 Φ 3/4"	4 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8	4 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	4 Φ 3/4" + 2 Φ 5/8"
As colocado (cm2)	7.67	5.68	13.35	13.35	15.34

Tabla 103: Diseño por flexión viga eje 2 – Momentos negativos

	Diseño por flexión (momentos máximos) Momentos máximos positivos				
Mu (ton.m)	9.6668	0.5816	11.4494	9.8752	14.2928
As requerido (cm2)	4.91	0.29	5.86	5.02	7.40
Refuerzo (cm2)	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"
As colocado (cm2)	5.68	5.68	7.67	7.67	7.67

Tabla 104: Diseño por flexión viga eje 2 – Momentos positivos

De acuerdo a la norma E.060 Concreto armado, capítulo 21, toda viga debe cumplir lo siguiente:

$Mn^+ \geq \frac{1}{3}Mn^-$ en la cara de los nudos; y $Mn^+ \geq \frac{1}{4}Mn^-$ en cualquier punto de la viga.

Se comprobó el momento resistente de los aceros colocados en los puntos más críticos:

- 2 Φ 3/4" $\rightarrow Mn^+ = 11.12 \text{ tn}$
- 2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8" $\rightarrow Mn^- = 14.78 \text{ tn}$
- 2 Φ 3/4" $\rightarrow Mn^- = 11.12 \text{ tn}$
- 4 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8" $\rightarrow Mn^- = 23.09 \text{ tn}$
- 4 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8" $\rightarrow Mn^- = 23.09 \text{ tn}$
- 4 Φ 3/4" + 2 Φ 5/8" $\rightarrow Mn^- = 26.08 \text{ tn}$

El diseño, cumple que el momento positivo, es mayor a la tercera parte del mayor de la cara de los nudos $11.12 \geq \frac{1}{3}(26.08)$.

Diseño a corte:

Para el diseño a corte de las vigas, se tomó en cuenta las disposiciones del capítulo 21.4.3 de la norma E.060 Concreto Armado.

- La cortante máxima de la envolvente se observa en la figura 105.

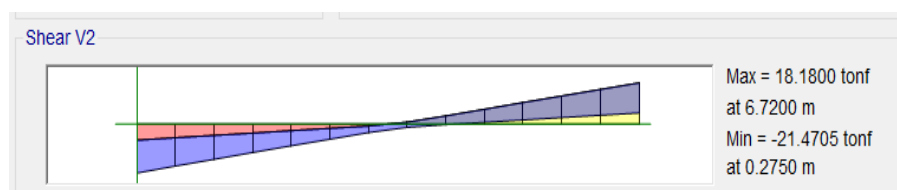


Figura 105: Diagrama de fuerza cortante en viga eje 2 por envolvente

$V_u = 21.4705 \text{ tn}$

- Cortante por combinación de carga de sismo
- $4 \Phi 3/4" + 2 \Phi 5/8 \rightarrow Mn^- = 26.08 \text{ tn}$
- $3 \Phi 3/4" \rightarrow Mn^- = 16.48 \text{ tn}$
- Cortante por combinación $1.25(CM+CV) = 17.2188 \text{ tn}$

$$Vu = \frac{26.08+16.48}{6.42} + 17.2188 = 23.85 \text{ tn}$$

- Cortante por amplificación de sismo en 2.5 aplicado en las combinaciones de carga se observa en la figura 106.

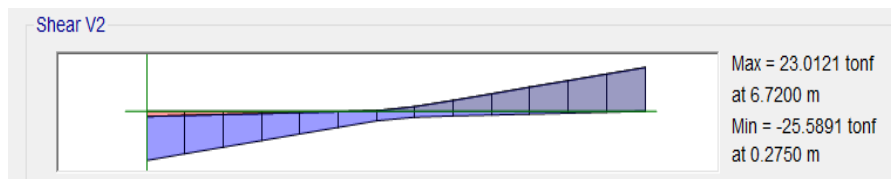


Figura 106: Diagrama de fuerza cortante por $1.25(CM+CV)$

$$Vu = 25.5891 \text{ tn}$$

La cortante elegida de diseño no debe ser menor, de la menor cortante obtenida por combinación de carga de sismo o, por la amplificación de sismo, por lo tanto, se eligió $Vu = 23.85 \text{ tn}$ como cortante de diseño.

La fuerza resistente del concreto es el siguiente:

$$Vc = 0.53\sqrt{210} \times 30 \times 51 = 11.75 \text{ tn}$$

Entonces:

$$\Phi (11.75+Vs) \geq 25.01$$

$$0.85 * Vs = 23.85 - 0.85*11.75$$

$$Vs = 13.86 \text{ tn}$$

Usando acero de diámetro $3/8"$ para los estribos:

$$13\ 860 = \frac{1.42 * 4200 * 51}{S}$$

$$S = 21.95 \text{ cm} \rightarrow S = 20 \text{ cm (zona de confinamiento)}$$

Siguiendo las recomendaciones del capítulo 21, de la norma E.060 Concreto Armado, una viga sísmica debe cumplir lo siguiente:

- El primer estribo no debe estar a más de 10 cm de la cara de la columna.

- En la zona de confinamiento (2 veces el peralte de viga), los estribos no deben exceder del menor de lo siguiente:
 - $d/4 = 51/4 = 12.75 \text{ cm}$
 - $10 \text{ db (longitudinal de menor diámetro)} = 10 (1.59) = 15.9 \text{ cm}$
 - $24 \text{ db (estribo)} = 24 (0.95) = 22.8 \text{ cm}$
 - 30 cm
- Fuera de la zona de confinamiento no deben estar separado a no más de $0.5d = 0.5(51) = 25.5 \text{ cm}$

En conclusión, se usó la normatividad señalada para el diseño, haciéndose uso de la siguiente distribución de estribos:

$\Phi 3/8"$: 1@5cm; 11@10cm; resto@20cm

En la figura 107, se observa el detallado final del acero de la viga.

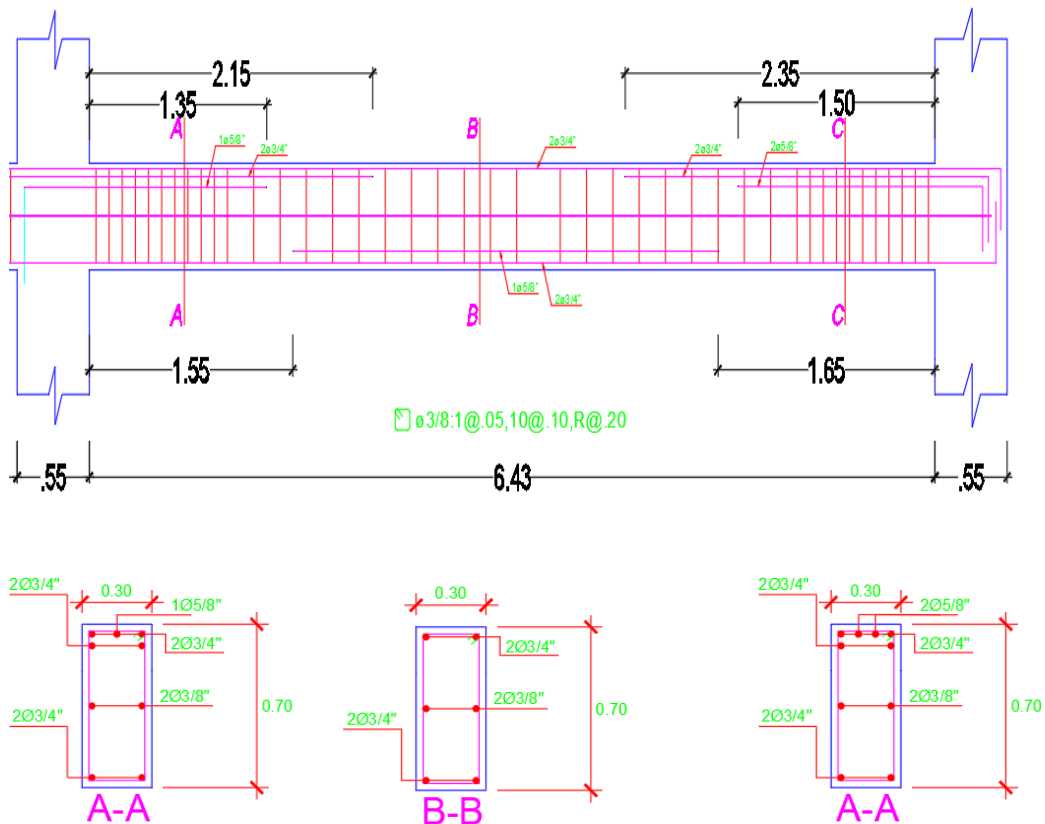


Figura 107. Detallado final de la viga del eje 2, entre eje E y F

7.2.4. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de columnas se tuvo en cuenta lo especificado en la norma E.060 Concreto Armado:

- La cuantía mínima de acero es del 1%
- Para evitar el congestionamiento del acero, la cuantía que se utiliza debe estar en el rango de 1% - 4%.

Diseño por Flexo compresión

A modo de ejemplo se realizó el diseño de la columna C-02 (0.35x0.55), ubicada entre los ejes D y 2 como se muestra en la figura 108.

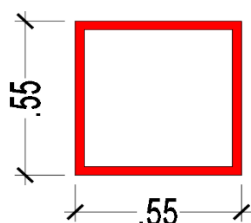


Figura 108. Dimensiones de columna central

A continuación, en la tabla 105, se muestran las cargas que tienen la base de la columna:

Carga	P (Tn)	V2 (Tn)	V3 (Tn.m)	M2 (Tn.m)	M3 (Tn.m)
Muerta	184.98	-0.0651	0.0534	0.0984	-0.0651
Viva	50.62	-0.0149	-0.0035	0.0185	-0.0048
Sismo X	40.71	-1.4259	0.6046	-1.8717	-4.4684
Sismo Y	43.26	0.4557	-2.5745	8.0263	1.4648

Tabla 105. Cargas actuantes en columna 55 x 55

Las combinaciones de diseño, que se usó, se observan en la tabla 106.

Combinación	P (Tn)	V2 (Tn)	V3 (Tn.m)	M2 (Tn.m)	M3 (Tn.m)
1.4CM+1.7CV	345.03	-0.12	0.07	0.17	-0.10
1.25(CM+CV)+SX	335.21	-1.53	0.67	-1.73	-4.56
1.25(CM+CV)-SX	253.79	1.33	-0.54	2.02	4.38
1.25(CM+CV)+SY	337.56	0.36	-2.51	8.17	1.38
1.25(CM+CV)-SY	251.24	-0.56	2.64	-7.88	-1.55
0.9CM+SX	207.19	-1.48	0.65	-1.78	-4.53
0.9CM-SX	125.77	1.37	-0.56	1.96	4.41
0.9CM+SY	209.74	0.40	-2.53	8.11	1.41
0.9CM-SY	123.22	-0.51	2.62	-7.94	-1.52

Tabla 106. Combinaciones de carga para diseño de columna 55x55

Para el diseño, se realizó un diagrama de interacción con una cuantía correspondiente a $12 \Phi 3/4"$.

$$12 \Phi 3/4" \rightarrow A_s = 34.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 34.08 / (55 \times 49) = 1.26\%$$

Se usó una cuantía de 1.26% para crear el diagrama de interacción, como se muestra en las figuras del 109 al 111.

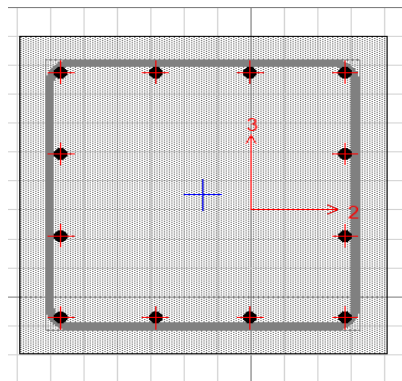


Figura 109. Distribución de acero inicial en columna central

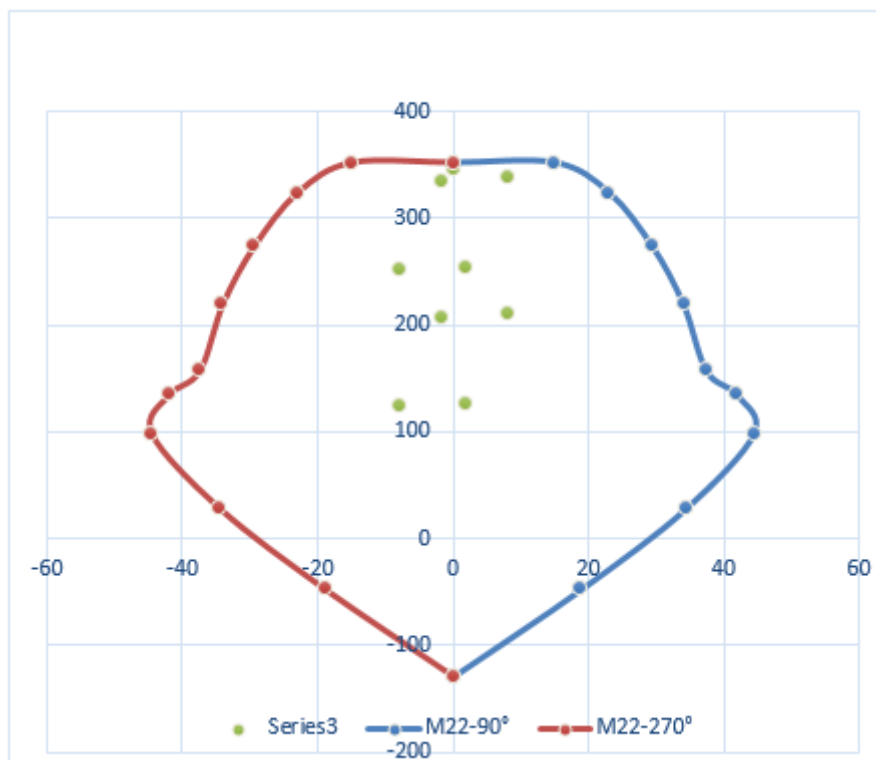


Figura 110. Diagrama de interacción en el eje X de la columna central

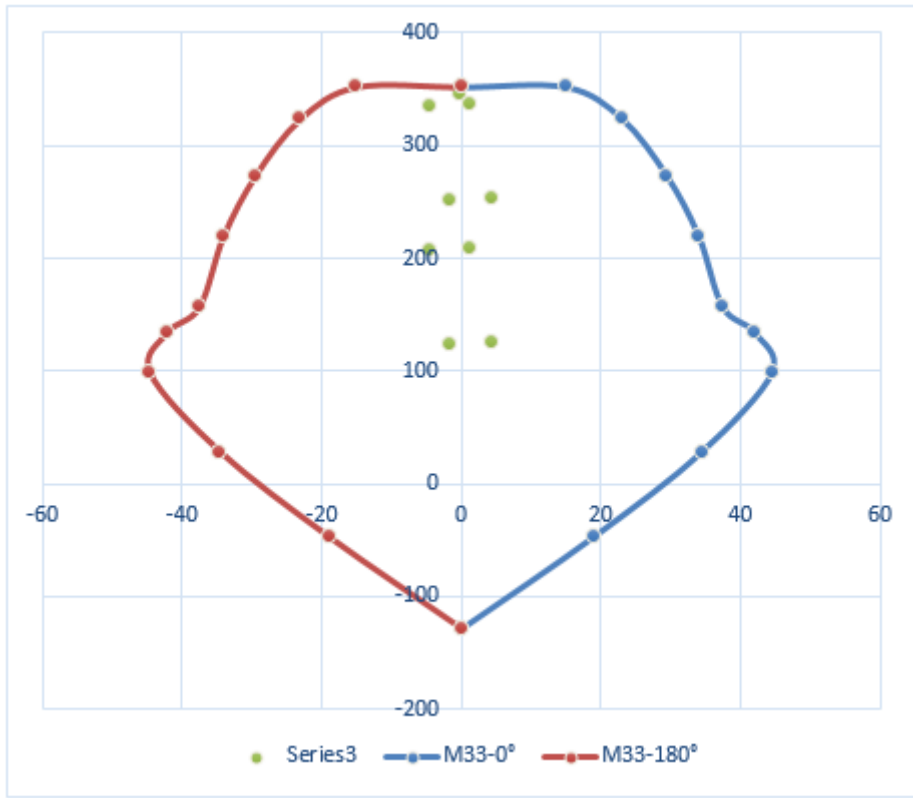


Figura 111. Diagrama de interacción en el eje "Y" de la columna central
Diseño por Corte

En la figura 112 se observa el momento máximo probable para el diseño por corte.

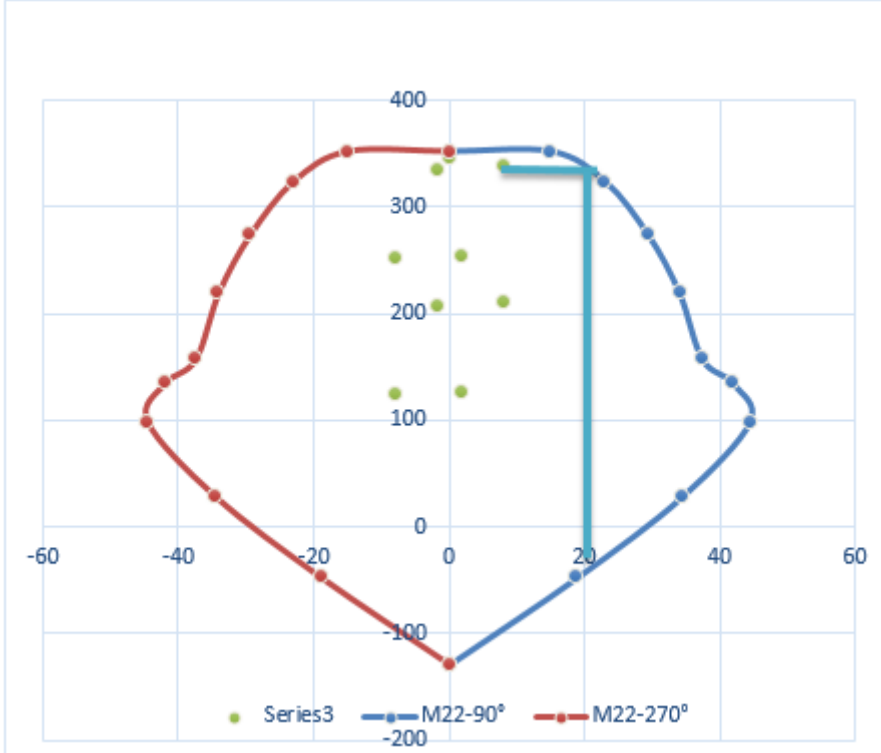


Figura 112. Diagrama de interacción para diseño por corte

El momento superior e inferior en la columna es 20.05 tn.m

$$V_u = \frac{20.05+20.05}{5.8} = 6.91 \text{ tn} ; V_s = \frac{6.91}{0.85} = 8.13 \text{ tn}$$

$$S = \frac{2.84 \times 4200 \times 49}{8.13 \times 1000} = 72.04 \text{ cm} \rightarrow 70 \text{ cm}$$

Al tratarse de un sistema de muros estructurales para el diseño por fuerza cortante, se aplicó las especificaciones 21.4.5.3, 21.4.5.4 y 21.4.5.5 correspondientes al capítulo 21, de la norma E.060 Concreto Armado, que se resumen en lo siguiente:

- La zona de confinamiento "Lo", no debe ser menor que el mayor de:
 - $Lo = L_n / 6 = 5.8/6 = 0.96 \text{ m}$.
 - Mayor dimensión del elemento: 0.55m.
 - 0.50m
- El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no debe exceder:
 - $8 \text{ db} = 8 \times 1.91 = 15.28 \text{ cm}$.
 - La mitad de la menor dimensión: $55/2 = 27.5 \text{ cm}$.
 - 10cm.
 - Fuera de la zona de confinamiento, la separación no debe ser mayor a 30cm.

En conclusión, se usó lo siguiente:

$\Phi 3/8"$: 1@5cm; 10@10cm; resto@25cm

En la figura 113, se observa el detallado final de la columna central.

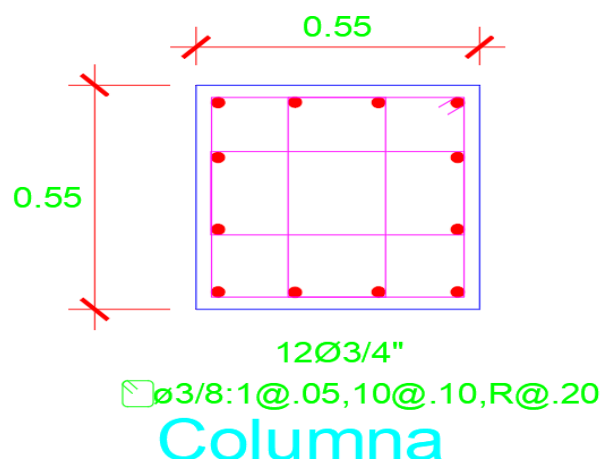


Figura 113. Distribución de acero en columna central

7.2.5. DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Para el diseño de muros estructurales se tomó en cuenta las siguientes recomendaciones correspondientes a la norma E.060 Concreto armado:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.2%.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.15%.
- Se hará refuerzo a doble cara al tener un muro de espesor mayor a 20cm.
- El refuerzo no estará espaciado a más de:
 - $3 \times e = 3 \times 30\text{cm} = 90\text{cm}$
 - 30cm

A modo de ejemplo se diseñó el muro M-01, que se encuentra ubicado entre los ejes 1 y A como se muestra en la figura 114.

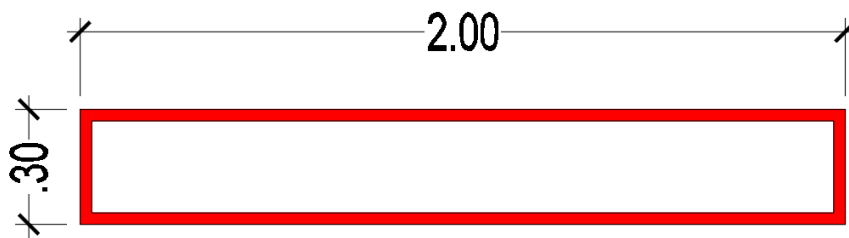


Figura 114. Dimensiones del muro estructural del eje A-4.

A continuación, en la tabla 107 se muestran las cargas en la base de la placa:

Carga	P (Tn)	V2 (Tn)	V3 (Tn.m)	M2 (Tn.m)	M3 (Tn.m)
Muerta	109.53	-0.4432	0.2404	0.5057	-0.8564
Viva	15.01	-0.0784	-0.0035	0.0605	-0.0397
Sismo X	10.53	9.8117	-1.1704	1.5201	29.6403
Sismo Y	8.471	20.0394	-2.6818	-0.6793	139.0924

Tabla 107. Cargas actuantes en muro estructural del Eje A-4

A continuación, en la tabla 108 se muestra las combinaciones de carga para realizar el diagrama de interacción.

Combinación	P (Tn)	V2 (Tn)	V3 (Tn.m)	M2 (Tn.m)	M3 (Tn.m)
1.4CM+1.7CV	178.86	-0.75	0.33	0.81	-1.27
1.25(CM+CV)+SX	166.21	9.16	-0.87	2.23	28.52
1.25(CM+CV)-SX	145.15	-10.46	1.47	-0.81	-30.76
1.25(CM+CV)+SY	164.15	19.39	-2.39	0.03	137.94
1.25(CM+CV)-SY	147.20	-20.69	2.98	1.39	-140.21
0.9CM+SX	109.11	9.41	-0.95	1.98	28.87
0.9CM-SX	88.05	-10.21	1.39	-1.06	-30.41
0.9CM+SY	107.05	19.64	-2.47	-0.22	138.32
0.9CM-SY	90.11	-20.44	2.9	1.13	-139.86

Tabla 108. Combinaciones de carga para diseño de muro estructural

En las figuras del 115 al 117, se observan el diagrama de interacción obtenido para el muro estructural

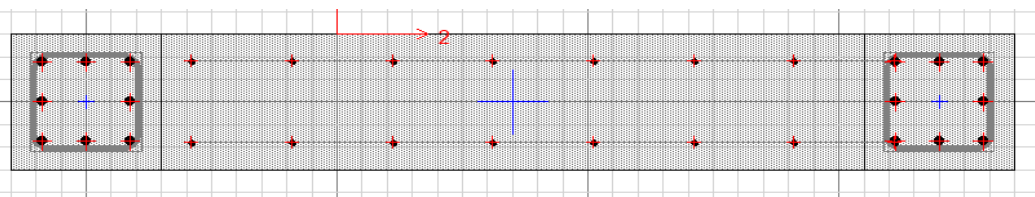


Figura 115: Distribución inicial de acero en muro estructural

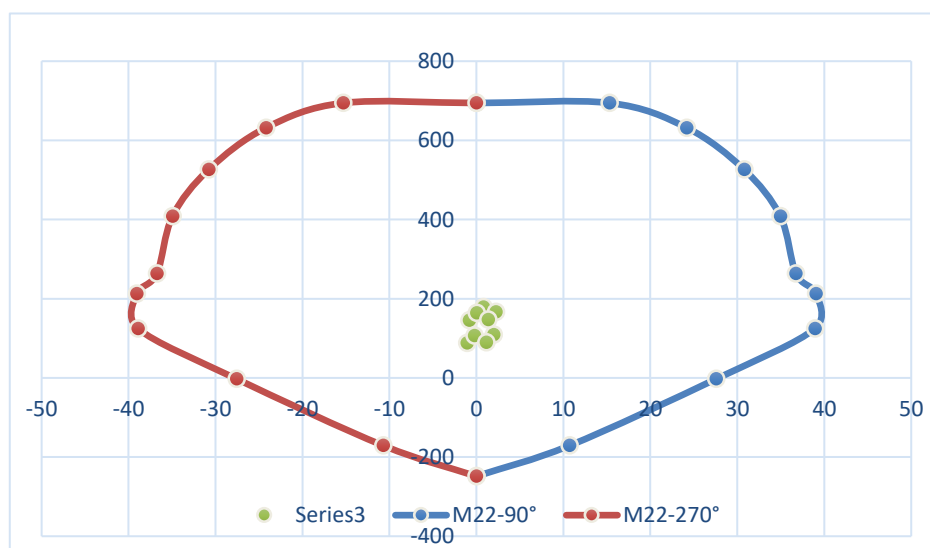


Figura 116: Diagrama de Interacción del Muro Estructural en el eje X

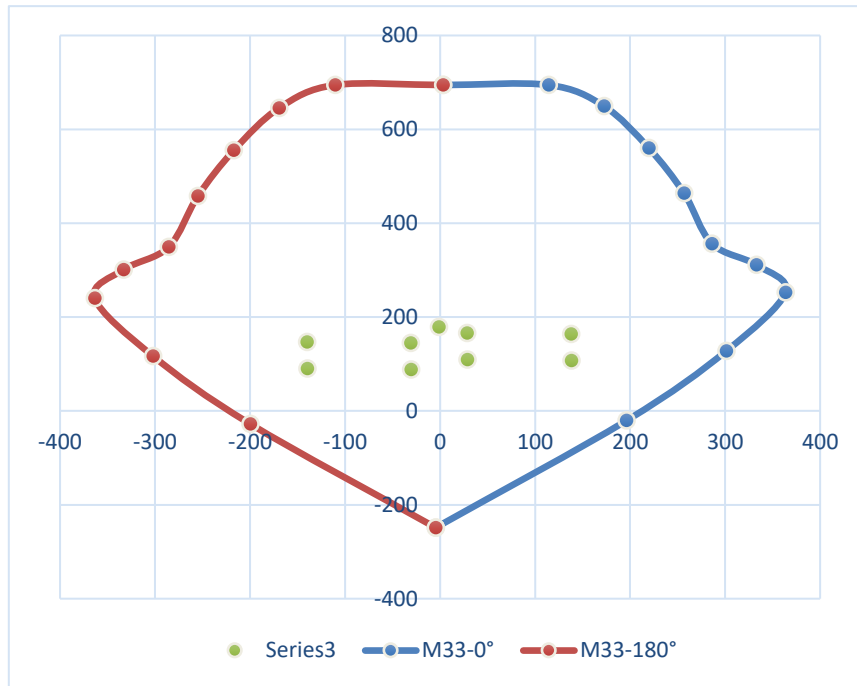


Figura 117: Diagrama de interacción de muro estructural en el eje "Y"

Diseño a Corte:

De la misma manera que en las columnas, se ubicó el Mn máximo, de acuerdo al momento actuante mayor de las combinaciones de carga, como se muestra en la figura 118.

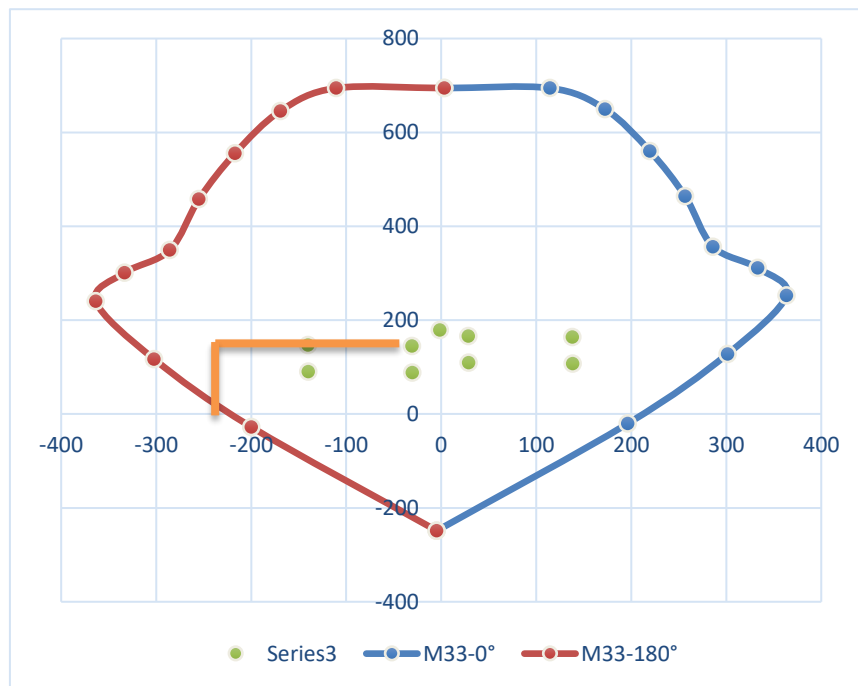


Figura 118. Diagrama de interacción del muro estructural para diseño por corte.

Entonces:

$$P_u = 147.20 \text{ tn}$$

$$A_g = 0.6 \text{ m}^2$$

$$M_n = 320.83 \text{ tn.m}$$

$$M_{ua} = 140.21 \text{ tn.m}$$

$$V_{ua} = 20.69 \text{ tn}$$

$$V_u = 20.69 \times (320.83/140.21) = 47.34 \text{ tn}$$

$$M_n/M_{ua} = 2.29 < 6 \text{ (coeficiente de reducción muros estructurales R:6)}$$

$$V_n = 47.34/0.85 = 55.70 \text{ tn}$$

$$P_u/A_g \cdot f_c = 147.20/(0.6 \times 2100) = 0.12 < 0.2 \text{ (se desprecia aporte del concreto)}$$

$$V_n = V_s$$

$$S = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 200) / (55.70 \times 1000) = 17.13 \text{ cm}$$

Se colocará

$\Phi 3/8" @ 15\text{cm}$

La distribución final del acero en el muro estructural se observa en la figura 119.

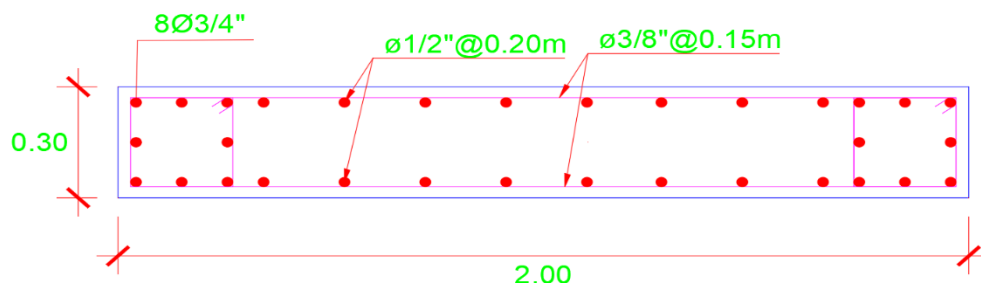


Figura 119. Distribución de acero en muro estructural

7.2.6. DISEÑO DE ESCALERA

A manera de ejemplo se diseñó la escalera de los pisos típicos del segundo al séptimo nivel

Metrado de Cargas

$$t = 0.20\text{m}$$

$$l_n = 5.00\text{m}$$

$$P: 0.30\text{m}$$

CP: 0.15m

$$\text{Cos}\alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2+CP^2}} = \frac{0.30}{\sqrt{0.30^2+0.15^2}} = 0.894$$

$$hm = \frac{t}{\text{Cos}\alpha} + \frac{CP}{2} = 0.265m$$

Tramo Inclinado:

Peso Propio: 1m x 0.265m x 2400kg/cm³ = 0.636 tn/m

Peso Acabados: 0.1 tn/m

Carga Viva: 0.4 tn/m

Cargas de Servicio:

$$CM = 0.636 + 0.1 = 0.736 \text{ tn/m}$$

$$CV = 0.4 \text{ tn/m}$$

Carga Ultima

$$1.4 \times CM = 1.4 \times 0.736 = 1.034 \text{ tn/m}$$

$$1.7 \times CV = 1.7 \times 0.4 = 0.68 \text{ tn/m}$$

Tramo Descanso:

Peso Propio: 1m x 0.20m x 2400 kg/cm³ = 0.480 tn/m

Peso Acabados: 0.1 tn/m

Carga Viva: 0.4 tn/m

Cargas de Servicio:

$$CM = 0.480 + 0.1 = 0.580 \text{ tn/m}$$

$$CV = 0.4 \text{ tn/m}$$

Carga Ultima

$$1.4 * CM = 1.4 \times 0.580 = 0.812 \text{ tn/m}$$

$$1.7 * CV = 1.7 \times 0.4 = 0.68 \text{ tn/m}$$

Aplicación carga muerta amplificada:

En la figura 12, se observa las cargas muertas aplicadas a la escalera.

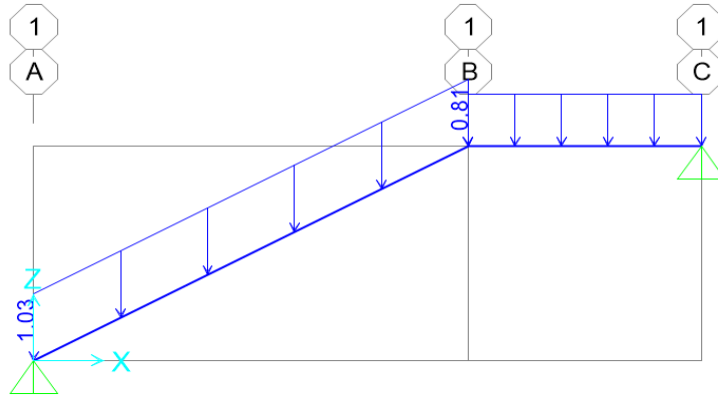


Figura 120. Cargas muertas amplificadas en escalera

Aplicación carga viva amplificada:

En la figura 121, se observa las cargas vivas aplicadas a la escalera.

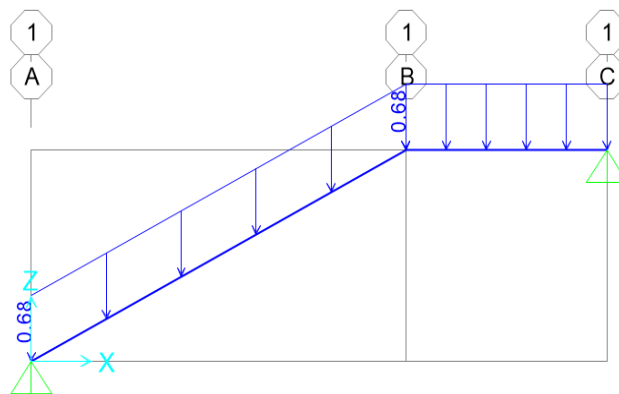


Figura 121. Cargas vivas amplificadas en escalera

Diagrama de fuerza cortante:

En la figura 122, se observa las fuerzas cortantes obtenidas.

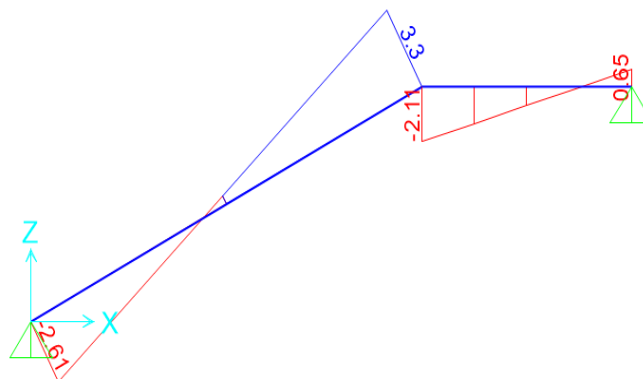


Figura 122. Diagrama de fuerza cortante en escalera

Diagrama de Momento Flector:

En la figura 123, se observa los momentos flectores obtenidos.

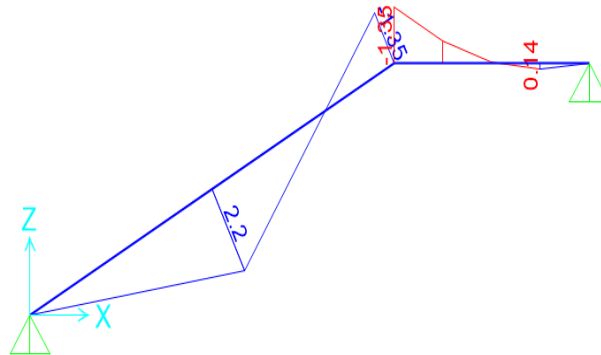


Figura 123. Diagrama de momentos flectores en escalera

Diseño por Flexión:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = \Phi 3/8'' @ 0.25\text{m}$$

$$M_{max}^+ = 2.2 \text{ tn/m}^2$$

$$M_{max}^- = 1.35 \text{ tn/m}^2$$

$$A_{s}^+ = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s}^- = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ pos} = 0.71/3.51 = 0.20 \text{ m} \rightarrow \Phi 3/8'' @ 0.15\text{m}$$

$$S \text{ neg} = 0.71/2.13 = 0.33 \text{ m} \rightarrow \Phi 3/8'' @ 0.30\text{m}$$

Verificación por Cortante:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 1 \times 0.17 = 11.1 \text{ tn}$$

$$V_{max} = 3.3 \text{ tn}$$

$$V_c > V_{max} = 11.1 \text{ tn} > 3.3 \text{ tn}$$

A continuación, en la figura 124 se muestra el detallado final del acero en la escalera.

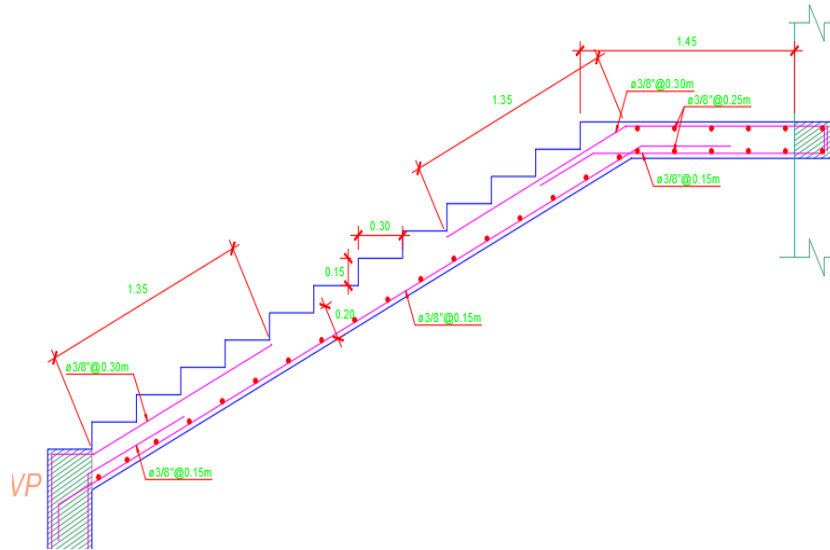


Figura 124. Distribución de acero en escalera

7.2.7. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

El área de la cimentación se incrementó en 2 m de longitud en sentido del eje “Y”. El área del terreno permitió realizar este aumento dando un área de 532.40 m² de losa de cimentación, como se muestra en la figura 125.

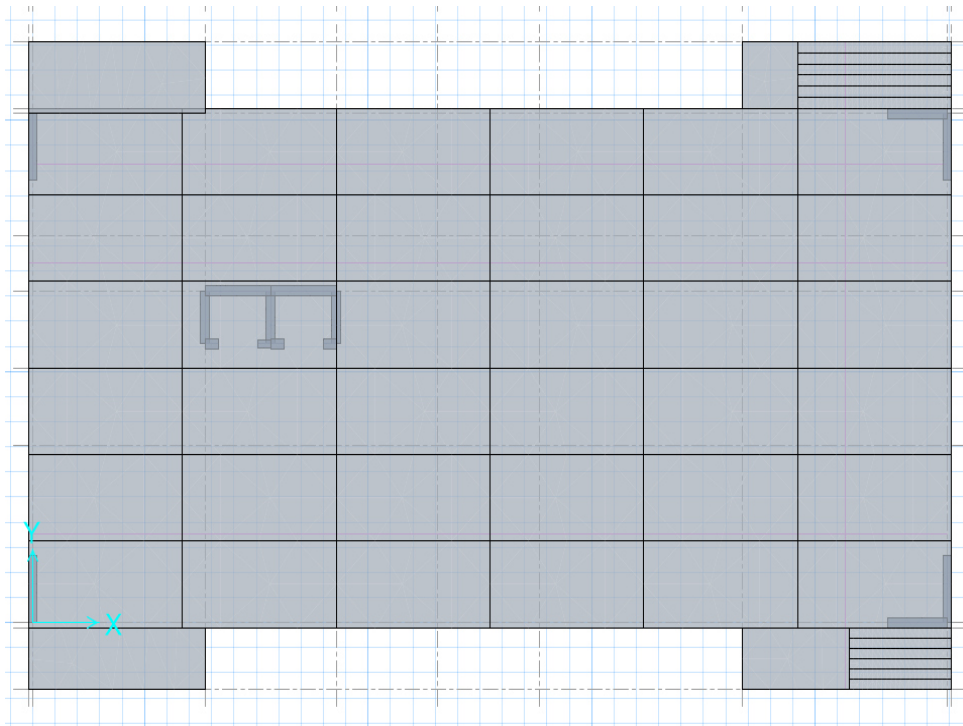


Figura 125. Área de losa de cimentación

Con el uso del software SAFE 2016 se procedió a realizar los siguientes cálculos:

Verificación de la capacidad portante

Las presiones máximas obtenidas se pueden observar en la figura 126.

$Q_{adm} \text{ terreno} = 1.3 \text{ kg/cm}^2$

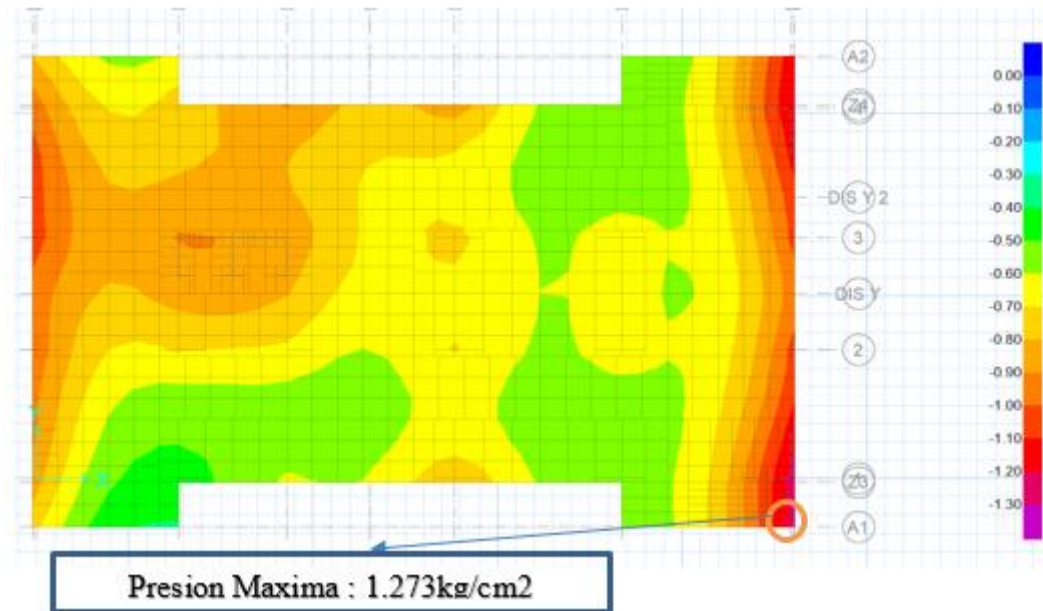


Figura 126. Capacidad portante de la losa de cimentación

$$1.273 \text{ kg/cm}^2 < 1.3 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación por punzonamiento

Para la verificación se utilizó en los elementos más cargados que son las columnas en el eje E-3, D-3.

Con un $h=0.70\text{m}$ se realizó los cálculos:

Columna D4:

$$P (1.4CM+1.7CV) = 194.39 \text{ tn}$$

$$\text{Esfuerzo ultimo} = 1.156 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 1.15\text{m}$$

$$n = 0.65 \text{ m}$$

$$b_o = 2.45$$

$$V_u = 194.39 - 11.6 \times 1.15 \times 0.65 = 185.72 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 10 \times 2.45 \times 0.6 = 191.93 \text{ tn}$$

Columna E3:

$$P (1.4CM+1.7CV) = 349.03 \text{ tn}$$

$$\text{Esfuerzo ultimo} = 1.153 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 1.15\text{m}$$

$$n = 1.15\text{ m}$$

$$b_o = 4.6$$

$$V_u = 349.03 - 11.5 \times 1.15 \times 1.15 = 333.82\text{ tn}$$

$$V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 10 \times 4.6 \times 0.6 = 360.37\text{ tn}$$

Diseño a flexión:

Los diagramas de momentos flectores máximos se pueden observar en las figuras 127 y 128.

Cálculo de refuerzo longitudinal

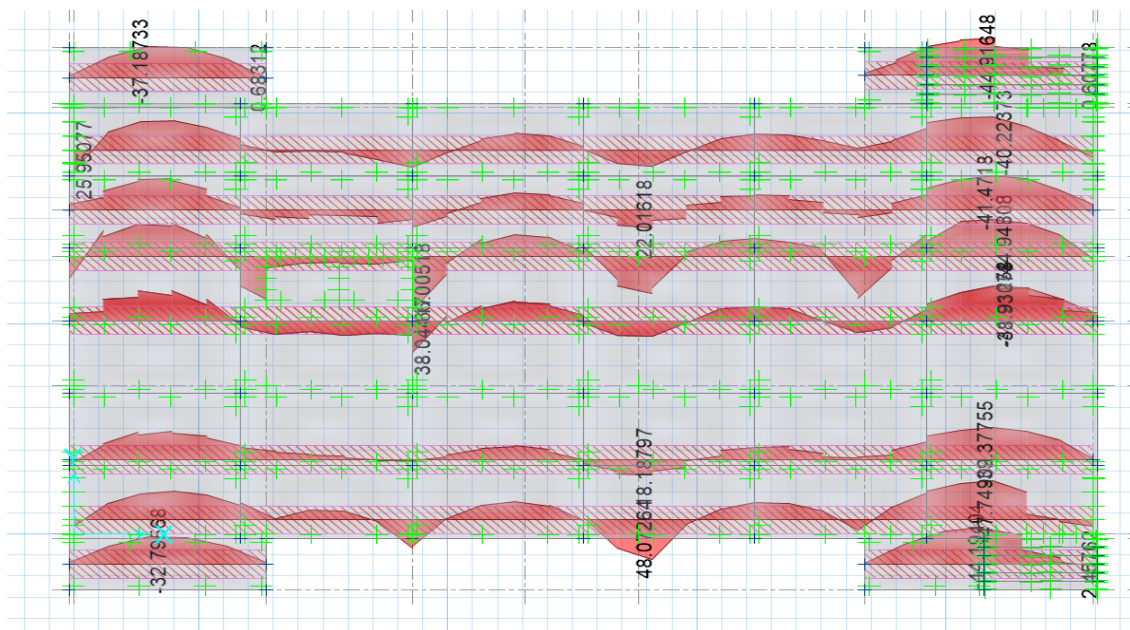


Figura 127. Diagrama de momentos flectores en eje X de la losa de cimentación

$$M_{max}^+ = 66.05\text{ tn.m}$$

$$M_{max}^- = 47.75\text{ tn.m}$$

$$b = 100\text{ cm}$$

$$d = 61\text{ cm}$$

$$A_{s\text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6\text{cm}^2$$

$$A_{s^+} = 30.43\text{ cm}^2$$

$$A_{s^-} = 21.61\text{ cm}^2$$

$$S_{\text{ pos}} = 5.1/30.43 = 0.167\text{ m} \rightarrow \Phi\ 1''\ @\ 0.15\text{m}$$

$$S_{\text{ neg}} = 5.1/21.61 = 0.236\text{ m} \rightarrow \Phi\ 1''\ @\ 0.20\text{m}$$

Cálculo de refuerzo transversal

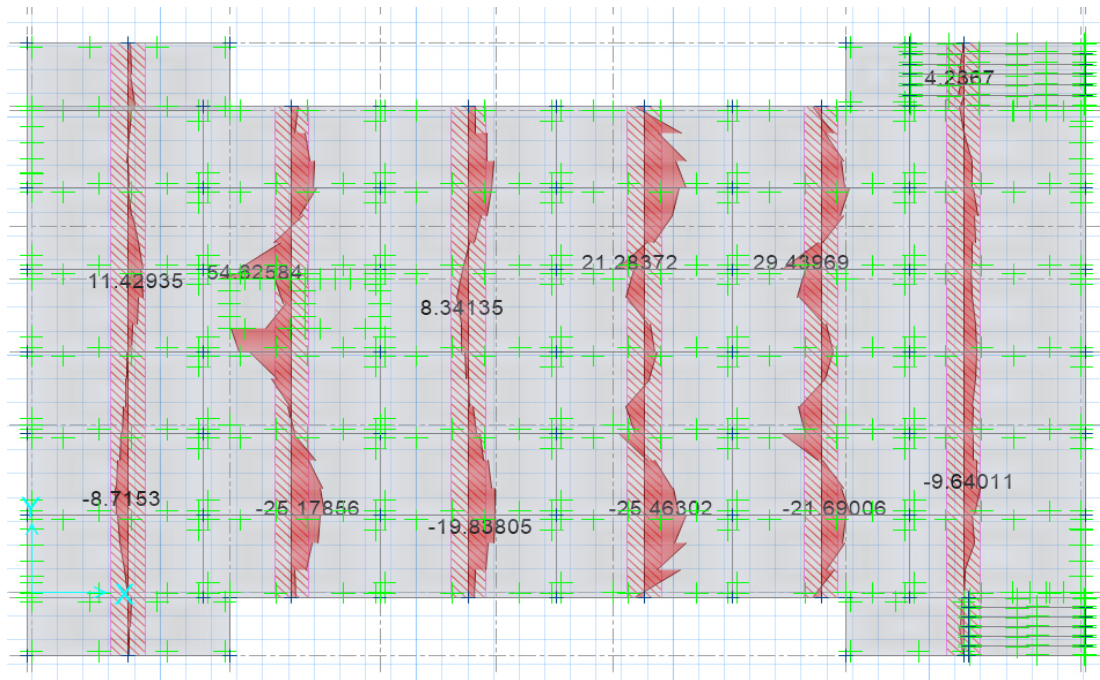


Figura 128. Diagrama de momentos flectores en el eje y de la losa de cimentación

$$M_{max}^+ = 54.63 \text{ tn.m}$$

$$M_{max}^- = 31.19 \text{ tn.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 61 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s^+} = 24.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s^-} = 13.9 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{ pos}} = 5.1/24.89 = 0.21 \text{ m} \rightarrow \Phi 1" @ 0.20\text{m}$$

$$S_{\text{ neg}} = 5.1/13.9 = 0.366 \text{ m} \rightarrow \Phi 1" @ 0.30\text{m}$$

Detallado final:

A continuación, en la figura 129 se presenta un detallado en corte de la elevación de la losa de cimentación.

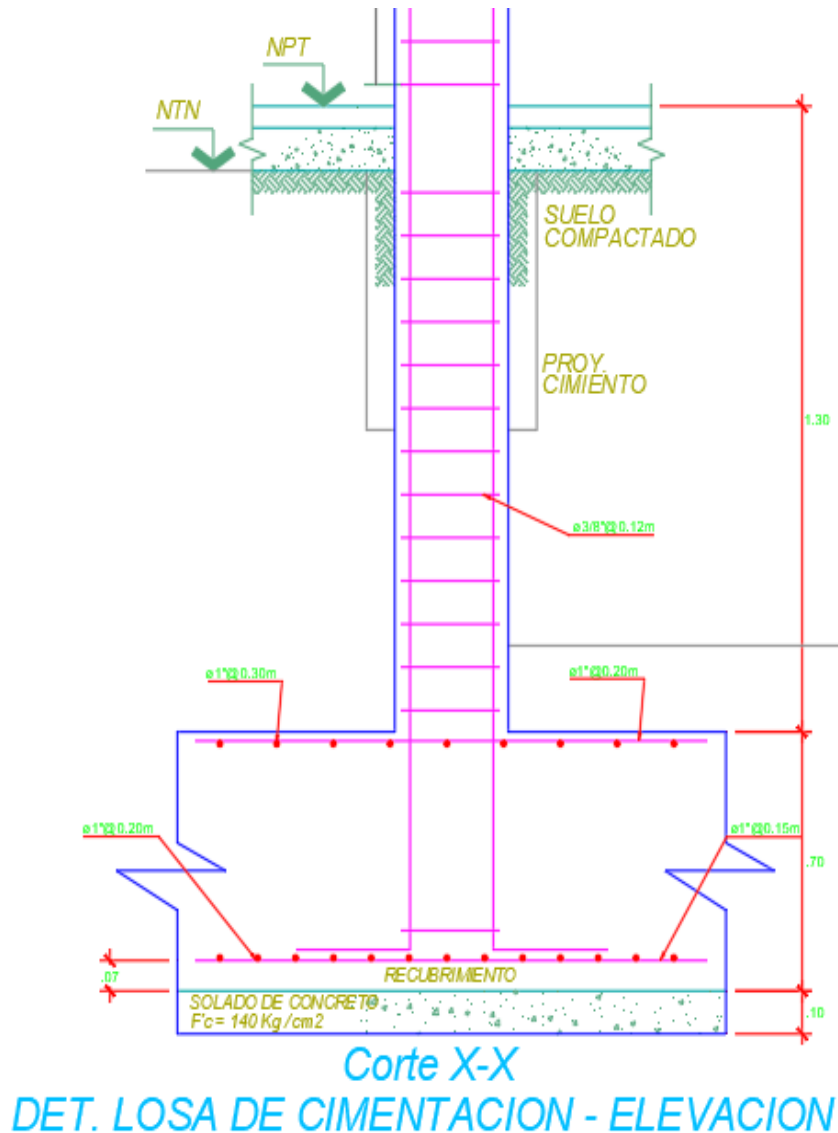


Figura 129. Distribución de acero en losa de cimentación

7.3. DISEÑO DE ELEMENTOS DEL DISIPADOR

Para el diseño de los elementos metálicos pertenecientes al disipador se tuvo que acondicionar para un sismo máximo esperado, es decir, incluir un factor de 1.5 al sismo de diseño, según las recomendaciones del ASCE 7-10; por lo tanto, se amplió los efectos del sismo de Ocoña (2001).

7.3.1. FUERZA EN LOS DISIPADORES

Para la elección del disipador no fue necesario ampliar el sismo en 1.5, las empresas distribuidoras de disipadores de fluido viscoso ya manejan un factor de seguridad para cada uno de sus dispositivos.

Las fuerzas obtenidas para los disipadores en la dirección “X” se muestran en la tabla 109.

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K24	Story7	113.611	250.47
K23	Story7	129.324	285.11
K12	Story7	116.237	256.26
K11	Story7	132.461	292.03
K22	Story6	115.787	255.27
K21	Story6	133.993	295.41
K10	Story6	119.914	264.37
K9	Story6	136.944	301.91
K20	Story5	115.251	254.09
K19	Story5	133.958	295.33
K8	Story5	121.554	267.98
K7	Story5	137.864	303.94
K18	Story4	113.322	249.83
K17	Story4	133.813	295.01
K6	Story4	120.913	266.57
K5	Story4	138.933	306.30
K16	Story3	112.526	248.08
K15	Story3	134.272	296.02
K4	Story3	121.260	267.33
K3	Story3	138.037	304.32
K14	Story2	108.466	239.13
K13	Story2	130.032	286.67
K2	Story2	118.124	260.42
K1	Story2	132.404	291.90

Tabla 109. Fuerza en los disipadores de la dirección X

Las fuerzas obtenidas para los disipadores en la dirección “Y” se muestran en la tabla 110.

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K48	Story7	144.464	318.49
K47	Story7	161.708	356.51
K36	Story7	131.858	290.70
K35	Story7	148.835	328.13
K46	Story6	177.953	392.32
K45	Story6	187.114	412.52
K34	Story6	149.232	329.00
K33	Story6	172.358	379.99
K44	Story5	200.018	440.97
K43	Story5	213.547	470.79
K32	Story5	168.397	371.25
K31	Story5	197.443	435.29

K42	Story4	205.467	452.98
K41	Story4	231.728	510.88
K30	Story4	176.680	389.51
K29	Story4	222.295	490.08
K40	Story3	213.857	471.48
K39	Story3	252.203	556.02
K28	Story3	188.413	415.38
K27	Story3	243.643	537.14
K38	Story2	219.329	483.54
K37	Story2	246.059	542.47
K26	Story2	189.327	417.40
K25	Story2	232.247	512.02

Tabla 110. Fuerza en los disipadores de la Dirección Y

7.3.2. ELECCIÓN DEL DISIPADOR

Al haber calculado anteriormente las fuerzas en los disipadores, se procede a elegir cuáles usar. Tomándose la decisión de acuerdo a la tabla 111, proporcionada por el fabricante “Taylor Device”.

FUERZA TAYLOR (Kip)	Peso (Lbs)
55	98
110	215
165	400
220	560
330	675
440	1000
675	1750
900	2400
1450	consultar
1800	consultar

Tabla 111. Fuerza máxima en disipadores

Las fuerzas Taylor para los disipadores en la dirección “X”, se muestran en la tabla 112.

DISIPADOR	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K24	250.47	330
K23	285.11	330
K12	256.26	330
K11	292.03	330
K22	255.27	330
K21	295.41	330
K10	264.37	330
K9	301.91	330

K20	254.09	330
K19	295.33	330
K8	267.98	330
K7	303.94	330
K18	249.83	330
K17	295.01	330
K6	266.57	330
K5	306.30	330
K16	248.08	330
K15	296.02	330
K4	267.33	330
K3	304.32	330
K14	239.13	330
K13	286.67	330
K2	260.42	330
K1	291.90	330

Tabla 112. Elección de disipadores en la dirección X

Las fuerzas Taylor para los disipadores en la dirección “Y”, se muestran en la tabla 113.

DISIPADOR	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K48	318.49	330
K47	356.51	440
K36	290.70	330
K35	328.13	330
K46	392.32	440
K45	412.52	440
K34	329.00	330
K33	379.99	440
K44	440.97	675
K43	470.79	675
K32	371.25	440
K31	435.29	440
K42	452.98	675
K41	510.88	675
K30	389.51	440
K29	490.08	675
K40	471.48	675
K39	556.02	675
K28	415.38	440
K27	537.14	675
K38	483.54	675
K37	542.47	675
K26	417.40	440
K25	512.02	675

Tabla 113. Elección de disipadores en la dirección Y

En la tabla 114, se muestra un resumen de la cantidad de disipadores:

Fuerza (KIP)	Número de dispositivos	
	X	Y
220	0	0
330	24	4
440	0	9
675	0	11
TOTAL	24	24
	48	

Tabla 114. Numero de dispositivos en la estructura

Con ayuda de la tabla 115, se obtuvo los datos necesarios para el posterior diseño de los disipadores.

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)
55	17120	1.50	31.00	±3	1.67	4	3.25	1.31	4½	100
110	17130	2.00	39.25	±4	2.16	5	4.00	1.75	5¼	215
165	17140	2.25	40.00	±4	2.31	6	5.10	1.97	7¼	370
220	17150	2.75	41.25	±4	2.78	7¼	5.88	2.40	8¼	560
330	17160	3.00	43.50	±4	3.03	8	6.38	2.62	9½	675
440	17170	3.50	53.00	±5	3.56	9	7.50	3.06	11¼	1100
675	17180	4.00	56.75	±5	4.60	11¼	8.00	3.50	13¾	1750
900	17190	5.00	64.75	±5	5.56	12¾	10.75	4.38	16¼	2400
1450	17200	6.00	69.00	±5	6.06	13¾	12.00	4.75	20¼	4250
1800	17210	7.00	73.50	±5	7.00	16¼	12.50	5.25	22¼	5775

Tabla 115. Dimensiones de los disipadores por fuerza

Fuente: Taylor Device Inc., Catálogo de disipadores de fluido viscoso, 2015.

En la tabla 116, se muestra las dimensiones para la placa base del disipador, así como también su forma en la figura 130.

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	**	**	**	**	**

Tabla 116. Dimensiones de placa base por disipador

Fuente: Taylor Device Inc., Catálogo disipadores de fluido viscoso, 2015.

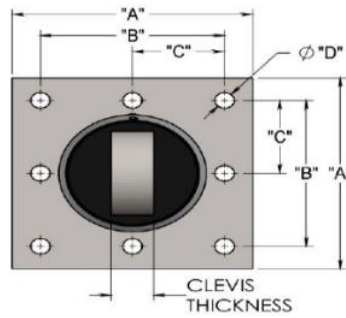


Figura 130. Placa base de un dissipador

En la tabla 117, se brinda el número de dissipadores por fuerza de trabajo (kips)

Fuerza (Kips)	N° de Dispositivos
330	28
440	9
675	11
Total	48

Tabla 117. Cantidad de dissipadores por fuerza de trabajo

7.3.3. DISEÑO DEL BRAZO METÁLICO

La fuerza en los dissipadores con la amplificación del sismo en 1.5, son los mostrados en la tabla 118 y 119 para ambas direcciones de análisis.

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K24	Story7	155.664	343.18
K23	Story7	178.0172	392.46
K12	Story7	157.3148	346.82
K11	Story7	179.7178	396.21
K22	Story6	157.7408	347.76
K21	Story6	182.51	402.37
K10	Story6	161.1016	355.17
K9	Story6	184.4547	406.66
K20	Story5	155.4428	342.69
K19	Story5	180.5818	398.12
K8	Story5	161.1183	355.21
K7	Story5	183.9311	405.50
K18	Story4	151.5757	334.17
K17	Story4	176.2614	388.59
K6	Story4	159.1272	350.82
K5	Story4	181.9683	401.17
K16	Story3	147.269	324.67
K15	Story3	173.7853	383.13
K4	Story3	156.1708	344.30
K3	Story3	178.687	393.94
K14	Story2	139.3648	307.25
K13	Story2	166.1721	366.35
K2	Story2	149.8238	330.31
K1	Story2	170.5768	376.06

Tabla 118. Fuerza amplificada en los dissipadores de la dirección "X"

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K48	Story7	221.8093	489.01
K47	Story7	235.1576	518.44
K36	Story7	191.0316	421.15
K35	Story7	218.4771	481.66
K46	Story6	247.9607	546.66
K45	Story6	257.0563	566.72
K34	Story6	215.6057	475.33
K33	Story6	239.6057	528.24
K44	Story5	268.0484	590.95
K43	Story5	282.4112	622.61
K32	Story5	231.5578	510.50
K31	Story5	261.7007	576.95
K42	Story4	272.1549	600.00
K41	Story4	299.8401	661.04
K30	Story4	237.4287	523.44
K29	Story4	287.4304	633.68
K40	Story3	279.2294	615.60
K39	Story3	320.5471	706.69
K28	Story3	247.9024	546.53
K27	Story3	308.8959	681.00
K38	Story2	281.7025	621.05
K37	Story2	308.2247	679.52
K26	Story2	246.0572	542.47
K25	Story2	291.6953	643.08


Tabla 119. Fuerza amplificada en los disipadores de la dirección "Y"

A manera de ejemplo, se diseñó un brazo metálico para cada fuerza de disipador (330, 440 y 675), de los cuales se eligió a los más cargados que son los mostrados en la tabla 120.

Fuerza (kips)	Nivel	Fuerza Máxima	N° de Disipador
330	6to Nivel	475.33 kips	K34
440	5to Nivel	576.95 kips	K31
675	3er Nivel	706.69 kips	K39

Tabla 120: Disipadores a diseñar por fuerza máxima

Con ayuda de la tabla 121, se eligió las dimensiones del brazo metálico.



**Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties**

HSS20.000-
HSS10.000

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion	
									<i>J</i>	<i>C</i>
									in.	in. ⁴
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375 ^l	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375 ^l	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312 ^l	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250 ^l	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7

Tabla 121: Dimensiones del brazo metálico

Fuente: AISC Steel Construction Manual, 2005.

El perfil que se empleó fue de HSS20 x 0.375, que tiene las siguientes especificaciones:

- Área del perfil: 21.5 in²
- Radio: 6.95 in
- Módulo de Elasticidad: 29 000 KSI
- Esfuerzo de fluencia: $F_y = 50$ KSI

Se procedió a descontar la longitud del disipador como se muestra en la tabla 122.

Longitud Total: 4.47m =175.98 in		
330 Kips	440 Kips	675 Kips
L = 175.98 in – 43.50 in	L = 175.98 in – 53 in	L = 175.98 in – 56.75 in
L = 132.48 in	L = 122.98 in	L = 119.23 in

Tabla 122. Longitud del brazo metálico

Mediante la fórmula de Euler, se obtuvo el esfuerzo en cada elemento, como se muestra en la tabla 123.

Formula de Euler: $F_e = \pi^2 \times E / (L/r)^2$		
330 Kips	440 Kips	675 Kips
$F_e = \frac{\pi^2 \times 29\,000}{\left(\frac{132.48}{6.95}\right)^2}$	$F_e = \frac{\pi^2 \times 29\,000}{\left(\frac{122.98}{6.95}\right)^2}$	$F_e = \frac{\pi^2 \times 29\,000}{\left(\frac{119.23}{6.95}\right)^2}$
Fe = 787.71 ksi	Fe = 914.11 Ksi	Fe = 972.51 Ksi

Tabla 123. Esfuerzo máximo en brazos metálicos

Todos los esfuerzos calculados son mayores a los 50 Ksi (Esfuerzo de fluencia), por lo tanto, los brazos metálicos trabajan en el rango inelástico.

La longitud efectiva de los brazos metálicos se obtuvo multiplicando por un factor “K” a la longitud total. Se asumió el valor más desfavorable permitiendo que el elemento se traslade y rote, entonces K=2.10.

La comprobación de longitud efectiva se realizó como se muestra en la tabla 124.

Formula: $KL/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y}$		
330 Kips	440 Kips	675 Kips
$\frac{2.10 \times 132.48}{6.95} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}}$	$\frac{2.10 \times 122.98}{6.95} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}}$	$\frac{2.10 \times 119.23}{6.95} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{29000}{50}}$
40.03 ≤ 113.43	37.6 ≤ 113.43	36.03 ≤ 113.43

Tabla 124. Comprobación de longitud efectiva

Por lo tanto, se calculó el esfuerzo por pandeo debido a la flexión (tabla 125).

Formula: $F_{rc} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} \times F_y$		
330 Kips	440 Kips	675 Kips
$F_{rc} = 0.658 \frac{50}{787.71} \times 50$	$F_{rc} = 0.658 \frac{50}{914.11} \times 50$	$F_{rc} = 0.658 \frac{50}{972.51} \times 50$
Frc = 48.69 Ksi	Frc = 48.87 Ksi	Frc = 48.94 Ksi

Tabla 125. Esfuerzo máximo por pandeo en brazo metálico

La resistencia nominal es como se muestra en la tabla 126.

$$\phi P_n = \phi \times F_{rc} \times A$$

330 Kips	440 Kips	675 Kips
$\phi P_n = 0.9 \times 48.69 \times 21.5$	$\phi P_n = 0.9 \times 48.87 \times 21.5$	$\phi P_n = 0.9 \times 48.94 \times 21.5$
$\phi P_n = 942.15 \text{ kips}$	$\phi P_n = 945.63 \text{ kips}$	$\phi P_n = 946.99 \text{ kips}$

Tabla 126. Resistencia nominal de brazos metálicos

La resistencia por fluencia fue como se muestra en la tabla 127.

$$\phi T_n = \phi \times F_y \times A$$

330 Kips	440 Kips	675 Kips
$\phi T_n = 0.9 \times 50 \times 21.5$	$\phi T_n = 0.9 \times 50 \times 21.5$	$\phi T_n = 0.9 \times 50 \times 21.5$
$\phi T_n = 967.50 \text{ kips}$	$\phi T_n = 967.50 \text{ kips}$	$\phi T_n = 967.50 \text{ kips}$

Tabla 127. Resistencia por fluencia en brazos metálicos

Por lo tanto, se verifica que sí cumple para ambos casos, como se muestra en la figura 128.

330 Kips	440 Kips	675 Kips
Por pandeo		
$\emptyset Pn > \text{Esfuerzo maximo}$ 942.15 > 475.33	$\emptyset Pn > \text{Esfuerzo maximo}$ 945.63 > 576.95	$\emptyset Pn > \text{Esfuerzo maximo}$ 946.99 > 706.69
Por fluencia		
$\emptyset Tn > \text{Esfuerzo maximo}$ 967.50 > 475.33	$\emptyset Tn > \text{Esfuerzo maximo}$ 967.50 > 576.95	$\emptyset Tn > \text{Esfuerzo maximo}$ 967.50 > 706.69

Tabla 128. Verificación de esfuerzos máximos en brazos metálicos

7.3.4. DISEÑO DE VIGA DE ACERO

Para el diseño de la viga de acero, se usó como ejemplo el pórtico donde existe la mayor diferencia entre las fuerzas que ejercen los disipadores (tablas 129 y 130).

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K24	7	-22.35
K23		
K12	7	-22.40
K11		
K22	6	-24.77
K21		
K10	6	-23.35
K9		
K20	5	-25.14
K19		
K8	5	-22.81
K7		
K18	4	-24.69
K17		
K6	4	-22.84
K5		
K16	3	-26.52
K15		
K4	3	-22.52
K3		
K14	2	26.81
K13		
K2	2	-20.75
K1		

Tabla 129. Variación de fuerzas en disipadores por pórtico – Dirección “X”

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K48	7	13.35
K47		
K36	7	27.45
K35		
K46	6	9.10
K45		
K34	6	24.00
K33		
K44	5	14.36
K43		
K32	5	30.14
K31		
K42	4	27.69
K41		
K30	4	50.00
K29		
K40	3	41.32
K39		
K28	3	60.99
K27		
K38	2	26.52
K37		
K26	2	45.64
K25		

Tabla 130. Variación de fuerzas en disipadores por pórtico – Dirección “Y”

Se diseñó la viga metálica del tercer piso, donde se encuentran ubicados los disipadores K28 y K27, quedando como se muestra en la figura 131.

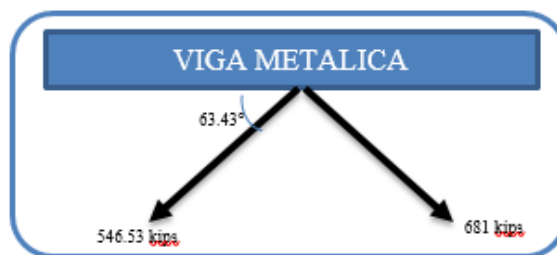


Figura 131. Fuerza de los disipadores en viga metálica

Descomponiendo las fuerzas axiales se obtuvo lo mostrado en la figura 132.

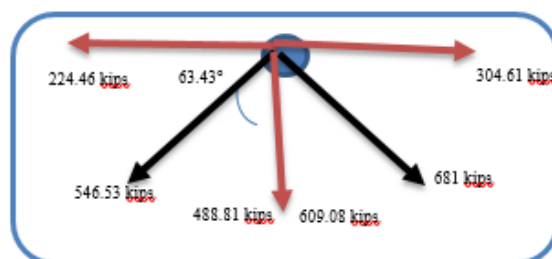


Figura 132. Descomposición de fuerzas de los disipadores

Para hallar la máxima fuerza en el centro de la viga metálica, se obtuvo al restar las fuerzas opuestas en la viga

$$F = 304.61 - 224.46 = 80.15 \text{ kips}$$

La viga metálica soporta solamente su propio peso, y la carga puntual ocasionada por los disipadores, y estas fueron amplificadas en 1.4 al tratarse solamente de cargas muertas, quedando las cargas finales e idealización como se muestra en la figura 133.

$$W_u = 0.062 \times 1.4 = 0.0868 \text{ kip/ft}$$

$$P_u = 80.15 \times 1.4 = 112.21 \text{ kips}$$



Figura 133: Idealización de viga metálica

Cortante y Momento Máximo:

$$V_{max} = \frac{P}{2} + \frac{W_u \times L}{2}$$

$$V_{max} = \frac{112.21}{2} + \frac{0.0868 \times 13.12}{2}$$

$$V_{max} = 56.68 \text{ kips}$$

$$M_{max} = \frac{P \times L}{4} + \frac{W_u \times L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{112.21 \times 13.12}{4} + \frac{0.0868 \times 13.12^2}{8}$$

$$M_{max} = 371.79 \text{ kips} \cdot \text{ft}$$

Para el diseño de la viga, se eligió una viga compacta donde \$L_b\$ es menor que \$L_r\$, donde el "Z" requerido será determinado mediante la siguiente ecuación:

$$Z_{req} = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{371.79 \times 12}{0.9 \times 50} = 99.14 \text{ in}^3$$

De la tabla 131, se escogió el perfil adecuado que cumpla con un “Z” mayor al requerido:

W10x112	147	367	551	220	331	2.68	4.02	9.47	64.3	716	172	257
W18x71	146	364	548	222	333	10.5	15.7	6.00	19.6	1170	183	274
W21x62	144	369	540	222	333	11.6	17.4	6.25	18.1	1330	168	252
W14x82	139	347	521	215	323	5.43	8.16	8.76	33.1	881	146	219
W24x55'	134	334	503	199	299	14.8	22.2	4.73	13.9	1350	167	251
W18x65	133	332	499	204	307	9.92	14.9	5.97	18.8	1070	165	248
W12x87	132	329	495	206	310	3.84	5.76	10.8	43.0	740	129	194
W16x67	130	324	488	204	307	6.91	10.4	8.69	26.1	954	129	194
W10x100	130	324	488	196	294	2.66	4.01	9.36	57.7	623	151	226
W21x57	129	322	484	194	291	13.4	20.1	4.77	14.3	1170	171	256

Tabla 131. Propiedades y esfuerzos máximos por perfil de acero

Fuente: AISC Steel Construction Manual, 2015.

De la tabla se eligió el perfil W21x57, que cumple con:

- $L_b < L_r \rightarrow 13.12 \text{ ft} < 14.3 \text{ ft}$
- $Z_{req} < Z \rightarrow 99.14 \text{ in}^3 < 129 \text{ in}^3$

De donde también se obtuvo las siguientes resistencias a momento:

- $4.77 (L_p) \rightarrow 291 \text{ kips.ft}$
- $14.3 (L_r) \rightarrow 484 \text{ kips.ft}$

Al encontrarnos en una longitud media entre:

$$4.77 < 13.12 < 14.3$$

Fue necesario definir el coeficiente C_b , mediante la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 3$$

Donde M_b , es el momento máximo a la mitad de la viga; M_a , a la cuarta parte de la viga y; M_c , a las tres cuartas partes de la viga.

$$M_a = M_c = \frac{P_u \cdot X}{2} + \frac{3W_u \cdot L}{32}$$

$$M_a = M_c = \frac{112.21 \times 3.28}{2} + \frac{3 \times 0.0868 \times 13.12}{32}$$

$$M_a = M_c = 184.13 \text{ kips.ft}$$

$$M_b = 371.79 \text{ kips.ft}$$

Cb se obtuvo de la siguiente fórmula:

$$C_b = \frac{12.5 \times 371.79}{2.5 \times 371.79 + 3 \times 184.13 + 4 \times 371.79 + 3 \times 184.13}$$

$$C_b = 1.32 \leq 3$$

El momento máximo resistente se obtuvo mediante la siguiente fórmula:

$$\phi M_n = C_b (\phi M_p - BF(L_b - L_p)) \leq \phi M_p$$

$$\phi M_n = 417.34 \leq 484 \quad \phi M_n = 1.32 (484 - 20.1(13.12 - 4.77)) \leq 484$$

Verificación de resistencia a momento:

$$\phi M_n > M_{max}$$

$$417.34 \text{ kips.ft} > 371.79 \text{ kips.ft}$$

Verificación de resistencia a corte:

$$\phi V_n = 256 \text{ kips}$$

$$\phi V_n > V_{max}$$

$$256 \text{ kips} > 56.68 \text{ kips}$$

Al cumplir los requerimientos de resistencia a momentos y cortantes actuantes, la viga metálica elegida fue W21x57, teniendo las siguientes dimensiones mostradas en las tablas 132 y 133.

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange			Distance			
				Thickness t _w in.	t _w /2 in.	Width b _f in.	Thickness t _f in.	T	k	k ₁			
											in.	in.	in.
W21x201	59.2	23.03	23	0.910	15/16	1/2	12.575	12 5/8	1.630	1 5/8	18 1/4	2 3/8	1
x182	53.6	22.72	22 3/4	0.830	13/16	7/16	12.500	12 1/2	1.480	1 1/2	18 1/4	2 1/4	1
x166	48.8	22.48	22 1/2	0.750	3/4	3/8	12.420	12 3/8	1.360	1 3/8	18 1/4	2 1/8	15/16
x147	43.2	22.06	22	0.720	3/4	3/8	12.510	12 1/2	1.150	1 1/8	18 1/4	1 7/8	1 1/16
x132	38.8	21.83	21 7/8	0.650	5/8	5/16	12.440	12 1/2	1.035	1 1/16	18 1/4	1 13/16	1
x122	35.9	21.68	21 5/8	0.600	5/8	5/16	12.390	12 3/8	0.960	1 5/16	18 1/4	1 11/16	1
x111	32.7	21.51	21 1/2	0.550	9/16	5/16	12.340	12 3/8	0.875	7/8	18 1/4	1 5/8	15/16
x101	29.8	21.36	21 3/8	0.500	1/2	1/4	12.290	12 1/4	0.800	13/16	18 1/4	1 9/16	15/16
W21x93	27.3	21.62	21 5/8	0.580	9/16	5/16	8.420	8 3/8	0.930	15/16	18 1/4	1 11/16	1
x83	24.3	21.43	21 3/8	0.515	1/2	1/4	8.355	8 3/8	0.835	13/16	18 1/4	1 9/16	15/16
x73	21.5	21.24	21 1/4	0.455	7/16	1/4	8.295	8 1/4	0.740	3/4	18 1/4	1 1/2	15/16
x68	20.0	21.13	21 1/8	0.430	7/16	1/4	8.270	8 1/4	0.685	1 1/16	18 1/4	1 7/16	7/8
x62	18.3	20.99	21	0.400	3/8	3/16	8.240	8 1/4	0.615	5/8	18 1/4	1 3/8	7/8
W21x57	16.7	21.06	21	0.405	3/8	3/16	6.555	6 1/2	0.650	5/8	18 1/4	1 3/8	7/8
x50	14.7	20.83	20 7/8	0.380	7/8	7/16	6.530	6 1/2	0.535	7/16	18 1/4	1 1/16	7/8
x44	13.0	20.66	20 5/8	0.350	3/8	3/16	6.500	6 1/2	0.450	7/16	18 1/4	1 3/16	7/8

Tabla 132. Dimensiones de perfiles metálicos

Fuente: AISC Steel Construction Manual, 2015.

Seccion	Unidad	Profundidad	Espesor	Alas		Area	Peso (lb/ft)
				Ancho	Espesor		
W21X57	in	21.06	0.405	6.555	0.650	16.7 in ²	62 lb/ft
	cm	53.49	1.03	16.65	1.65	107.74 cm ²	92.26kg/m

Tabla 133. Dimensiones del perfil W21x57

Las dimensiones y la forma de la viga quedaron como las mostradas en la figura 134.

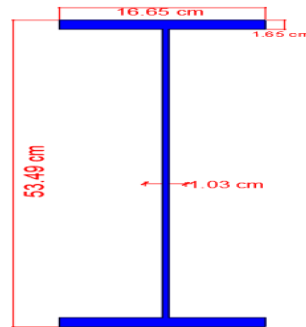


Figura 134. Perfil de acero W21x57

7.3.5. DISEÑO DE PLACA BASE

Se diseñó, a modo de ejemplo, la placa más cargada, que es la de 675 kips que tiene las dimensiones mostradas en la tabla 134.

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	**	**	**	**	**

Tabla 134. Dimensiones de placa base elegida

Para las dimensiones de la placa se realizó de acuerdo a la figura 135.

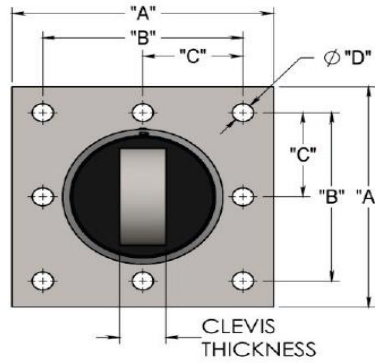


Figura 135. Dimensiones en placa base

Fuente: Taylor Device Inc., *Catalogo Disipadores de Fluido Viscoso*, 2015.

Se empleó pernos de alta resistencia, que tendrán el siguiente diámetro:

$$d = 1.63 - 0.01 - \frac{1}{8} = 1.5 \text{ in}$$

Los pernos de 1 ½" tendrán las especificaciones mostradas en la tabla 135.

Diámetro Nominal del Perno db, in.	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de Tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a través de cara plana F, plg.	Altura H1, plg.	Longitud Roscada T, plg.	Ancho a través de cara plana W, plg.	Altura H2, plg.
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

Tabla 135. Dimensiones de pernos estructurales

Y las dimensiones de las arandelas para pernos de 1 ½" son como se muestra en la figura 136.

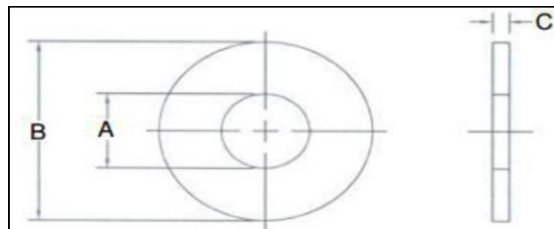


Figura 136. Dimensiones de arandelas en pernos

$$A = 3 \text{ in}$$

$$B = 1 \frac{5}{8}'' = 1.625 \text{ in}$$

$$C \text{ entre } 0.136 \text{ in} - 0.177 \text{ in}$$

Para obtener la longitud de los pernos se utilizó la tabla 136.

Diámetro Nominal del Perno <i>db, plg.</i>	Para Determinar la Longitud requerida, Anadir al Grip, <i>plg.</i>
1/2	11/16
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
1 3/8	1 3/4
1 1/2	1 7/8

Tabla 136. Longitud requerida por pernos

Entonces, la longitud del perno, se obtuvo mediante la siguiente formula:

$$L_p = 2 \times C + 2 \times D + H_2 + 1 \frac{7}{8} = 2 \times 0.136 + 2 \times 4.06 + 1 \frac{15}{32} + 1 \frac{7}{8}$$

$$L_p = 0.272 + 8.12 + 3.35 = 11.742 \text{ in} \rightarrow \boxed{L_p = 12 \text{ in}}$$

$$Area = \frac{\pi}{4} \times 1 \frac{1}{2}^2 = 1.767 \text{ in}^2$$

La resistencia a compresión y/o tracción de los pernos A325 está dado por:

$$\phi \times F_u = 0.75 \times 105 \text{ ksi} \times 1.767 = 139.15 \text{ kips}$$

La mayor carga en el disipador de 675 kips es 706.69 kips

$$T_n \times n > 706.69 \text{ kips}$$

$$n: 8 \text{ pernos}$$

$$139.15 \times 8 > 706.69 \text{ kips} \rightarrow 1113.2 \text{ kips} > 706.69 \text{ kips}$$

Se utilizaron 8 pernos de 1 1/2" A325

7.3.6. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Para el diseño de los pernos de anclaje, se usaron, de igual manera, pernos de diámetro 1 1/2".

$$A = 1.767 \text{ in}^2$$

Asumiendo un factor de seguridad de 0.4 para el esfuerzo a cortante, con pernos de alta resistencia, se obtiene:

$$F_u = 0.4 \times 150 \text{ ksi} = 42 \text{ ksi}$$

Con un factor de seguridad de $\Phi=0.75$, y 2 para pernos en cortante doble:

$$\Phi R_n = 0.75 \times 2 \times 42 = 63 \text{ ksi}$$

De donde el número de pernos se obtiene:

$$n \times A \times 63 > 706.69 \text{ kips}$$

$$n \times 1.767 \times 63 > 706.69 \text{ kips}$$

$$n = 6.35 \rightarrow n = 8$$

Se utilizaron 8 pernos de 1 1/2" A325

7.3.7. DETALLADO FINAL DE ELEMENTOS DEL DISIPADOR

A continuación, en la figura 137, se muestra el detallado del disipador viscoso.

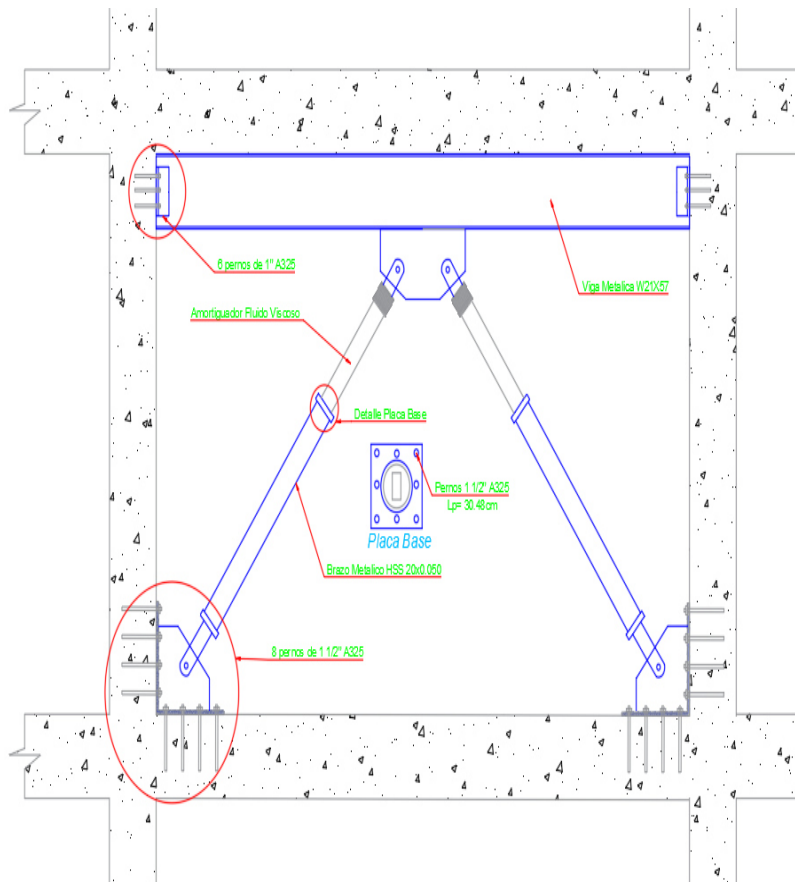


Figura 137. Detallado final de los disipadores en el eje X

CAPÍTULO VIII

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

8.1. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

8.1.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DE MASA

Desplazamientos en la dirección “X”

Se logró reducir en un intervalo de 58.55% - 70.53% los desplazamientos en el centro de masa en el análisis sísmico de la edificación, en la dirección “X”, usando los disipadores de fluido viscoso. El desplazamiento máximo obtenido fue de 13.109 mm en el séptimo nivel, tal como se puede apreciar en las figuras 138 y tabla 137.

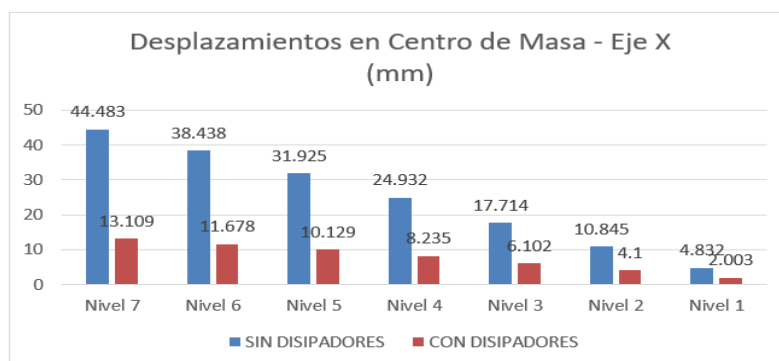


Figura 138. Análisis comparativo de desplazamientos en centro de masa – Eje “X”

	SIN DISIPADORES (mm)	CON DISIPADORES (mm)	Reducción (%)
Nivel 7	44.483	13.109	70.53
Nivel 6	38.438	11.678	69.62
Nivel 5	31.925	10.129	68.27
Nivel 4	24.932	8.235	66.97
Nivel 3	17.714	6.102	65.55
Nivel 2	10.845	4.1	62.19
Nivel 1	4.832	2.003	58.55

Tabla 137. Comparación de desplazamientos en el centro de masa – Eje “X”

Desplazamientos en el Eje “Y”

Se logró reducir en un intervalo de 50.12% - 74.92% los desplazamientos en el centro de masa, en el análisis sísmico de la edificación, en la dirección “Y”, usando los disipadores de fluido viscoso. El desplazamiento máximo obtenido fue de 15.345mm en el séptimo nivel, tal como se puede apreciar en las figuras 139 y tabla 138.

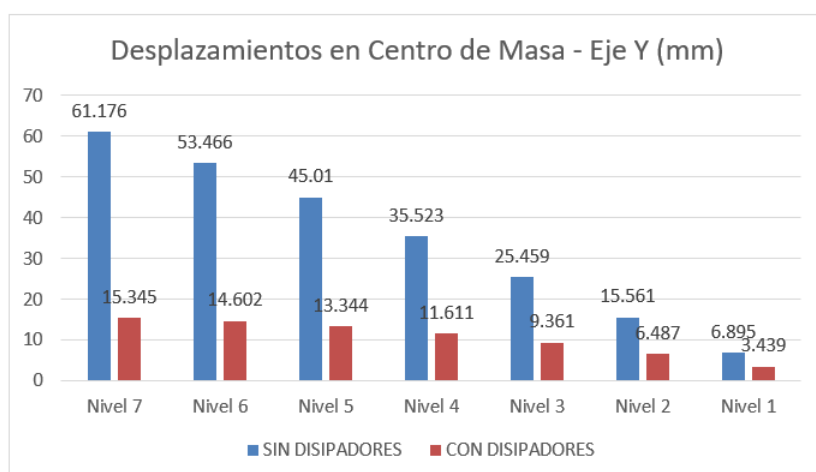


Figura 139. Análisis comparativo de desplazamientos en centro de masa – Eje Y

	SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES	Reducción (%)
Nivel 7	61.176	15.345	74.92
Nivel 6	53.466	14.602	72.69
Nivel 5	45.01	13.344	70.35
Nivel 4	35.523	11.611	67.31
Nivel 3	25.459	9.361	63.23
Nivel 2	15.561	6.487	58.31
Nivel 1	6.895	3.439	50.12

Tabla 138. Comparación de desplazamientos en el centro de masa – Eje X

8.1.2. COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISOS

Derivas en el Eje “X”

En el sexto nivel, se redujo la deriva hasta en un 61.94% como máximo, siendo este 0.0038. Mientras que la deriva máxima de la estructura, se encuentra en el cuarto nivel, siendo esta de 0.0045, tal como se aprecia en las figuras 140 y tabla 139.

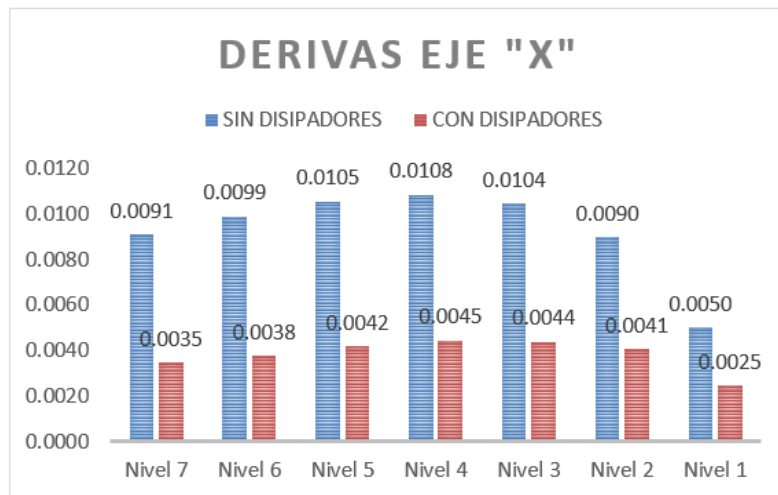


Figura 140. Comparación de derivas en el eje X

	SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES	Reducción (%)
Nivel 7	0.0091	0.0035	61.68
Nivel 6	0.0099	0.0038	61.94
Nivel 5	0.0105	0.0042	60.23
Nivel 4	0.0108	0.0045	58.83
Nivel 3	0.0104	0.0044	57.88
Nivel 2	0.0090	0.0041	54.90
Nivel 1	0.0050	0.0025	50.90

Tabla 139. Comparación de derivas obtenidas - eje X

Derivas en el Eje "Y"

Las derivas obtenidas en la dirección "Y" se redujeron hasta en un 81.86% como máximo perteneciente al séptimo nivel con deriva de 0.0021, y se obtuvo una deriva máxima de 0.0054 en el tercer nivel, tal como se aprecia en las figuras 141 y tabla 140.

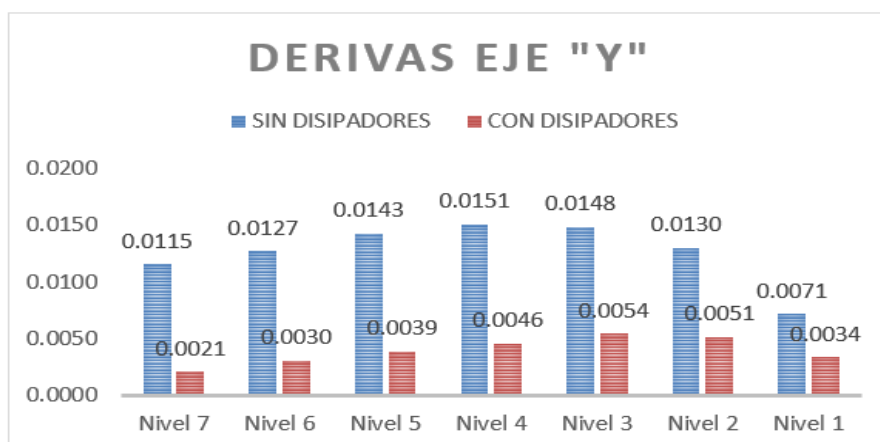


Figura 141. Comparación de derivas en el eje Y

	SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES	Reducción (%)
Nivel 7	0.0115	0.0021	81.86
Nivel 6	0.0127	0.0030	76.07
Nivel 5	0.0143	0.0039	72.70
Nivel 4	0.0151	0.0046	69.77
Nivel 3	0.0148	0.0054	63.59
Nivel 2	0.0130	0.0051	60.46
Nivel 1	0.0071	0.0034	52.66

Tabla 140. Comparación de derivas obtenidas – eje Y

8.1.3. ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

8.1.3.1. ESFUERZOS EN VIGA PERALTADA

Se redujo los momentos flectores hasta en 48.93% en la viga del eje 2, con el uso de los disipadores de fluido viscoso, tal como se aprecia en las figuras 142 y tabla 141.

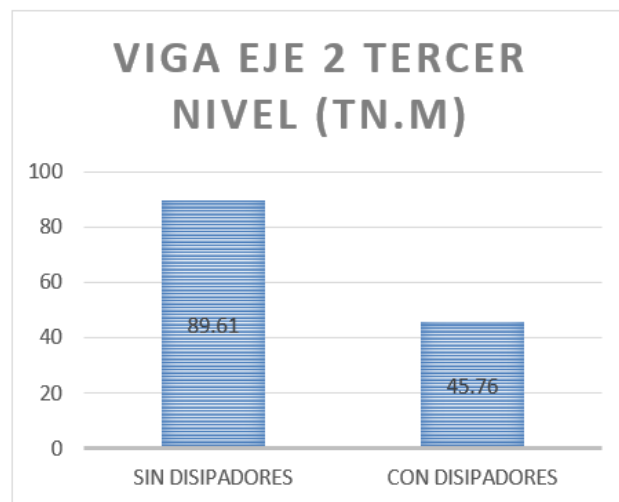


Figura 142. Comparación de momentos flectores en viga del eje 2

	SIN DISIPADORES (Tn.m)	CON DISIPADORES (Tn.m)	Reducción (%)
VIGA EJE 2 TERCER NIVEL	89.61	45.76	48.93

Tabla 141.: Momentos flectores máximos en viga del eje 2

Las fuerzas cortantes en la viga del eje 2 se redujeron hasta en 32.38%, tal como se observa en la figura 143 y en la tabla 142.

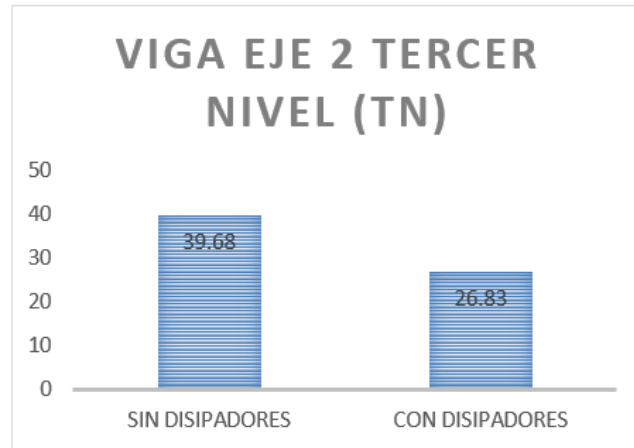


Figura 143. Comparación de fuerzas cortantes en viga del eje 2

	SIN DISIPADORES (Tn)	CON DISIPADORES (Tn)	Reducción (%)
VIGA EJE 2 TERCER NIVEL	39.68	26.83	32.38

Tabla 142. Fuerzas cortantes máximas en viga del eje 2

8.1.3.2. ESFUERZOS EN COLUMNA CENTRAL

Los momentos flectores en la columna central de 55x55 se redujeron hasta en 49.16%, tal como se aprecia en la figura 144 y tabla 143.

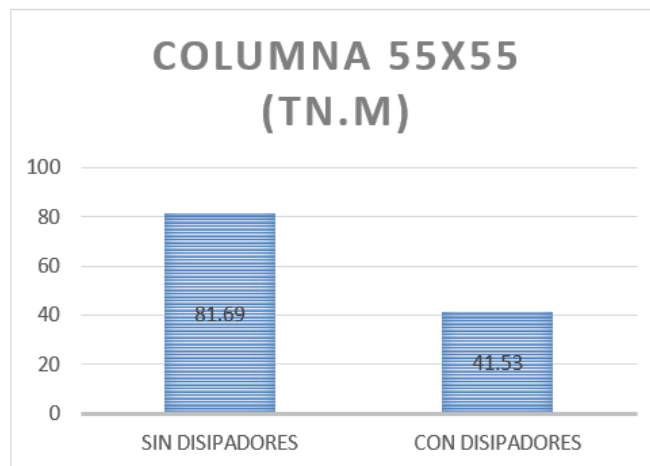


Figura 144. Comparación de momentos flectores en columna central

	SIN DISIPADORES (Tn.m)	CON DISIPADORES (Tn.m)	Reducción (%)
COLUMNA 55X55	81.69	41.53	49.16

Tabla 143: Momentos flectores máximos en columna de 55 x 55

Las fuerzas cortantes en la columna central de 55x55 se redujeron hasta en 46.68% tal como se observa en la figura 145 y tabla 144.

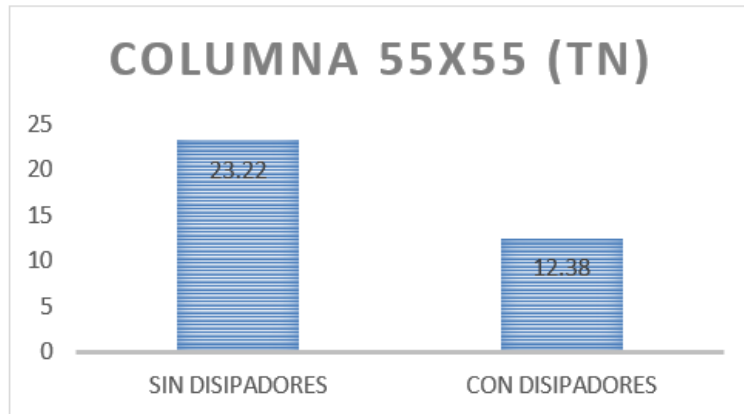


Figura 145: Comparación de fuerzas cortantes en columna central

	SIN DISIPADORES (Tn)	CON DISIPADORES (Tn)	Reducción (%)
COLUMNA 55X55	23.22	12.38	46.68

Tabla 144: Fuerzas cortantes máximas en columna 55 x 55

8.1.3.3. ESFUERZOS EN MURO ESTRUCTURAL

Los momentos flectores en los muros estructurales se redujeron hasta en 53.15%, tal como se aprecia en la figura 146 y tabla 145.

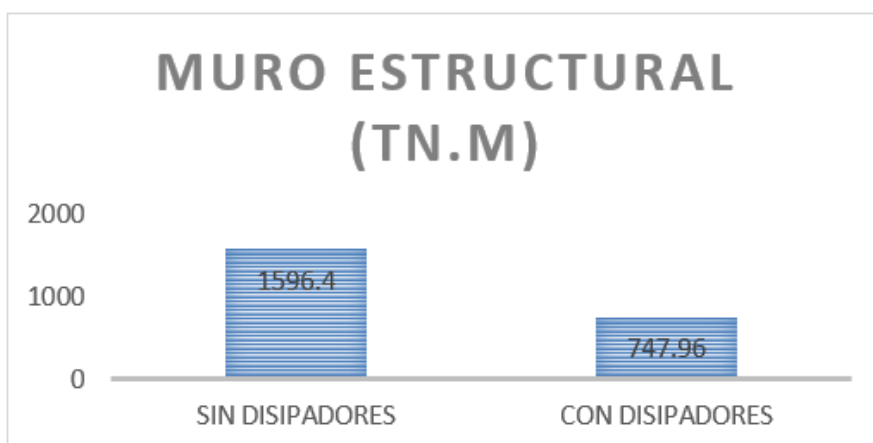


Figura 146. Comparación de momentos flectores en muro estructural

	SIN DISIPADORES (Tn.m)	CON DISIPADORES (Tn.m)	Reducción (%)
MURO ESTRUCTURAL	1596.4	747.96	53.15

Tabla 145. Momentos flectores máximos en muro estructural

Las fuerzas cortantes en los muros estructurales se redujeron hasta en 36.37%, tal como se observa en la figura 147 y tabla 146.

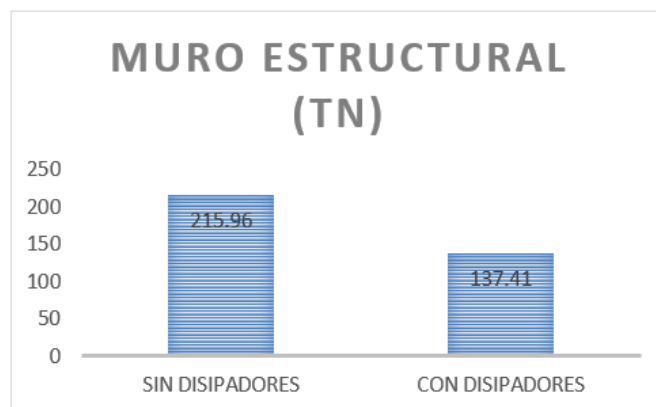


Figura 147. Comparación de fuerzas cortantes en muro estructural

	SIN DISIPADORES (Tn)	CON DISIPADORES (Tn)	Reducción (%)
MURO ESTRUCTURAL	215.96	137.41	36.37

Tabla 146: Fuerzas cortantes máximas en muro estructural

8.1.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE FUERZAS CORTANTES POR NIVEL

Se lograron reducir las fuerzas por piso hasta en 59.67% en la dirección "X", y hasta 72.93% en la dirección "Y", como se aprecia en las tablas 147 y 148, respectivamente. (Las fuerzas por nivel se encuentran con un factor de R=1).

	SISMO OCOÑA 2001 SIN DISIPADORES (Tn)	SISMO OCOÑA 2001 CON DISIPADORES (Tn)	Reducción (%)
7 nivel	610.29	251.19	58.84
6 nivel	1110	447.67	59.67
5 nivel	1328.47	691.96	47.91
4 nivel	1544.52	830.63	46.22
3 nivel	1808.22	944.17	47.78
2 nivel	1997.83	1142.31	42.82
1 nivel	2115.06	1256.85	40.58

Tabla 147. Fuerzas cortantes por nivel – Dirección "X"

	SISMO OCOÑA 2001 SIN DISIPADORES (Tn)	SISMO OCOÑA 2001 CON DISIPADORES (Tn)	Reducción (%)
7 nivel	646.66	175.05	72.93
6 nivel	1189.68	597.31	49.79
5 nivel	1572.78	730.49	53.55
4 nivel	1856.85	829.92	55.30
3 nivel	2061.63	1087.57	47.25
2 nivel	2211.69	1162.19	47.45
1 nivel	2324.16	1485.27	36.09

Tabla 148. Fuerzas cortantes por nivel – Dirección “Y”

CONCLUSIONES

1. Se logró reducir los momentos actuantes en las vigas, hasta en un 48.93% y, las fuerzas cortantes, en un 32.38%, con el uso de los disipadores de fluido viscoso.
2. Se redujo los momentos en las columnas, hasta un 49.16% y; las fuerzas cortantes, en un 46.68%, con respecto a la estructura sin disipadores.
3. En los muros estructurales se redujo los momentos, hasta en un 53.15% y; las fuerzas cortantes, hasta en un 36.37%, con el uso de los disipadores de fluido viscoso.
4. Se incrementó el amortiguamiento en un 5% en la dirección de análisis "X" y un 10% en la dirección "Y", logrando obtener una deriva máxima de 0.0054.
5. Las derivas se redujeron como mínimo un 50.90% y un máximo de 81.86% con el uso de los disipadores de fluido viscoso, con el tipo de arreglo Chevron brace mejorado.
6. El desplazamiento máximo alcanzado con el uso de los disipadores fue 15.345 mm, llegando a reducir los desplazamientos en un 74.92% como máximo.
7. El análisis de balance de energía demostró que, el 82.87% de energía sísmica es absorbida por los disipadores de fluido viscoso, dejando la diferencia a la estructura.
8. Se realizó el diseño estructural de los elementos de concreto armado, aplicando un factor de reducción de 6 al sismo de diseño, debido a la influencia del sistema estructural de estos. ¿?
9. El diseño de los elementos metálicos del disipador fue realizado con una amplificación de 1.5 al sismo de diseño por recomendaciones del ASCE 7-10.

RECOMENDACIONES

- Es importante determinar la deriva objetivo, debido a que esta influye en el porcentaje máximo de amortiguamiento que se puede aplicar a la estructura y, si llega a ser mayor al 40%, es recomendable utilizar otro tipo de disipador a la estructura.
- Es preferible utilizar registros sísmicos que hayan ocurrido en un tipo de suelo parecido al del análisis del proyecto, debido a que estos influirán en el comportamiento de la estructura.
- Si se llegara a tener un gráfico del comportamiento histerético inadecuado para los disipadores de fluido viscoso, es recomendable aumentar un poco la rigidez de la estructura y/o cambiar el tipo de arreglo de los disipadores que presenten un gráfico distinto.
- Se recomienda escalar los registros sísmicos al espectro de pseudo aceleraciones de la norma vigente, E.030 Diseño Sismorresistente, con un factor de reducción igual a 1, de tal manera que se garantice un comportamiento inelástico en los elementos estructurales.
- Finalmente, se recomienda elegir un nivel de desempeño de acuerdo al uso que se dará a la estructura porque esto puede llegar a ocasionar derivas inalcanzables al usar disipadores de fluido viscoso. Además, que, resultaría improductivo tener niveles de desempeños altos para infraestructuras de uso básico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **VILLAREAL, Genner y DIAZ LA ROSA, Marco.** *Edificaciones con Disipadores Viscosos*. Lima : Edita & Imprenta Grafica Norte S.R.L., 2016.
2. **CHAVEZ, Jean.** *Diseño Sismorresistente de Edificios con Disipadores de Fluido Viscoso*. Lima : Grupo Universitario S.A.C., 2017.
3. **VILLAREAL, Genner y OVIEDO, Ricardo.** *Edificaciones con Disipadores de Energía*. Lima : s.n., 2009.
4. **BLANCO, Antonio.** *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima : Colegio de Ingenieros del Peru, 1997.
5. **OVIEDO, Ricardo.** *Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima : Oviedo Ingenieria EIRL, 2016.
6. **LEE, David y TAYLOR, Douglas.** *Viscous Damper Development and Future Trends*. Estados Unidos : s.n., 2001.
7. **American Institute of Steel Construction (AISC).** *Steel Construction Manual*. Estados Unidos : s.n., 2005.
8. **(ASCE), AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.** *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos : s.n., 2010.
9. **(FEMA), Federal Emergency Management Agency.** *Commetary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273*. Estados Unidos : s.n., 1997.
10. **CALIFORNIA, STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF.** *Performance Base Engineering of Builds - Vision 2000*. Estados Unidos : s.n., 1995.
11. **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.** *Norma Tecnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima - Peru : SENCICO, 2018.
12. **MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO.** *Reglamento Naciona de Edificaciones Norma Tecnica de Edificaciones E.020, E.050 y E.060*. Lima - Peru : SENCICO, 2017.
13. **GRAJALES, Efrain.** Tesis para Optar el grado de Maestria en Ciencias con Mencion en Ingenieria Estructural. *Comportamiento Dinamico de los Edificios Provistos con Dispositivos Disipadores de Energía*. Universidad Autonoma de Nuevo Leon, Mexico : 2003.

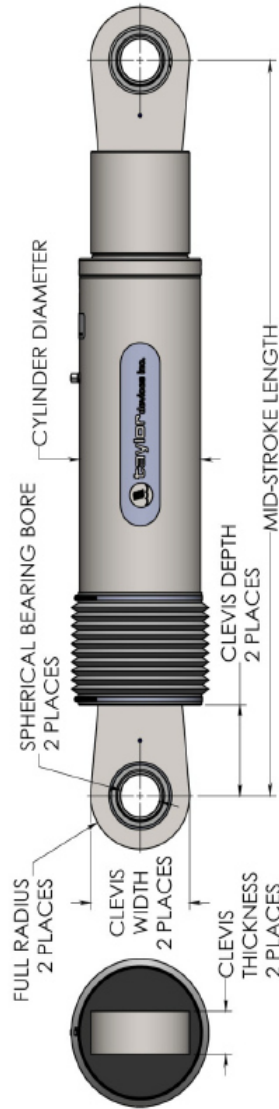
14. **OVIEDO, Ricardo.** Tesis de Maestría para optar el grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural. *Dispositivos Pasivos de Disipación de Energía para Diseño Sismorresistente de Estructuras.* Universidad Nacional de Ingeniería, Lima : 2008.
15. **BOZA, Zuen y GALAN, Danny.** Tesis para optar el título de Ingeniería Civil. *Diseño de un Edificio Aporticado con Disipadores en Arreglo Chevron.* Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima : 2013.
16. **ALVAREZ, Carlos.** Tesis para optar el título de Ingniero Civil. *Análisis y Diseño de Disipadores Sísmicos de Fluido Viscoso para Control de Respuesta Sísmica de Edificaciones en Huancayo.* Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo : 2017.

ANEXOS



FLUID VISCOUS 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
 BELLOW 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.

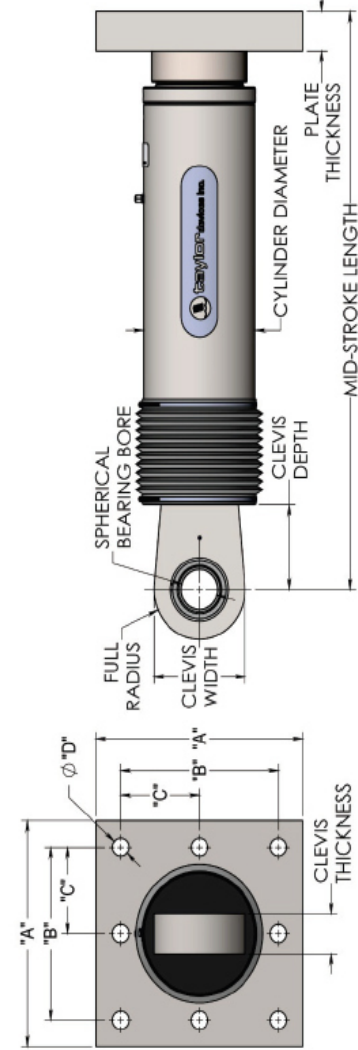


FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)
55	17120	1.50	34.13	± 3	1.67	1.31	4	3.25	4 1/4	90
110	17130	2.00	42.00	± 4	2.16	1.75	5	4.00	5 3/4	180
165	17140	2.25	47.00	± 4	2.31	1.97	6	5.10	7 1/4	300
220	17150	2.75	48.75	± 4	2.78	2.40	7 1/4	5.88	8 3/4	425
330	17160	3.00	51.75	± 4	3.03	2.62	8	6.38	9 1/2	550
440	17170	3.50	62.00	± 5	3.56	3.06	9 1/4	7.50	11 1/4	900
715	17180	4.00	62.00	± 5	5.56/4.60*	3.50	11 1/2/12 1/2*	8.25	13 3/4	1550
900	17190	5.00	74.00	± 5	5.56	4.38	12 1/2	8.25	16 3/4	2650
1450	17200	6.00	84.00	± 5	6.06	4.75	13 3/4	12.00	20 1/4	4100
1800	17210	7.00	88.25	± 5	7.00	5.25	16 1/4	12.50	22 1/4	5500

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



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±.12	5.00±.01	†	0.81±.01	1.50±.03
110	17130	2.00	39.25	±4	2.16	5	4.00	1.75	5½	215	11.12±.12	8.00±.01	†	1.25±.01	1.50±.03
165	17140	2.25	40.00	±4	2.31	6	5.10	1.97	7¼	370	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220	17150	2.75	41.25	±4	2.78	7¼	5.88	2.40	8¼	560	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330	17160	3.00	43.50	±4	3.03	8	6.38	2.62	9½	675	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.01	3.00±.06
440	17170	3.50	53.00	±5	3.56	9	7.50	3.06	11¼	1100	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.50±.01	4.00±.06
675	17180	4.00	56.75	±5	4.60	11¼	8.00	3.50	13¾	1750	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.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° 3: Registro Sísmico ICA – 2007.

DATOS DEL ACELERÓGRAFO:
 MODELO DEL ACELERÓGRAFO : Acelerógrafo Analógico Modelo RION
 NÚMERO DE SERIE DEL ACELERÓGRAFO :
 NÚMERO DE CANALES : 3
 ORIENTACIÓN, Canal1/Canal2/Canal3 : E-W N-S U-D
 FRECUENCIA DE MUESTREO, Canal1/Canal2/Canal3 (muestras/s) : 100 100 100
 MÁXIMA AMPLITUD DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 (g) :
 PERÍODO DEL INSTRUMENTO, Canal1/Canal2/Canal3 (s) :
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 :
 UMBRAL DE DISPARO, Canal1/Canal2/Canal3 (Gal) : 5.00 5.00 5.00
 MEMORIA DE PRE-EVENTO (s) :
 TIEMPO DE POST-EVENTO (s) :

DATOS DEL SISMO:
 FECHA DEL SISMO : 15 de agosto de 2007
 HORA EPICENTRO (Local) : 18:40:58 (IGP)
 COORDENADAS DEL EPICENTRO : 13.67°LAT. S (IGP)
 : 76.76°LONG. W (IGP)
 PROF. FOCAL /DIST. EPIC. /DIST. HIPOC. (Km) : 40.00 (IGP)
 MAGNITUD : ML mb MS MW
 : 7.0* 7.9* 8.0**
 :
 FUENTE DE LOS DATOS EPICENTRALES : IGP(*) NEIC(**)

DATOS DE ESTE REGISTRO:
 HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (Local) : 15:33:00
 DURACIÓN DEL REGISTRO (s), Canal1/Canal2/Canal3 : 218.06 218.06 218.06
 NÚMERO TOTAL DE MUESTRAS, Canal1/Canal2/Canal3 : 21806 21806 21806
 ACELERACIÓN MÁXIMA(GAL), Canal1/Canal2/Canal3 : -272.2 334.1 192.2
 UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)

COMENTARIOS: Registro procesado gracias al Dr. Akio Abe y a Tokyo Soil Research Co. Ltd., Japón
 CORREGIDO POR LINEA BASE Y FILTRADO.

FILTRO: PASABANDA [0.01 - 25 htz)

DATOS DE ACELERACION:			
DT	EO	NS	V
0	0.41341	-0.25737	1.48593
0.01	0.76875	0.76026	-0.45987
0.02	0.135	1.13637	-1.90343
0.03	-0.05179	0.68497	0.43444
0.04	0.91863	0.30649	3.67711
0.05	2.15958	0.59281	2.31691
0.06	2.88207	1.21769	-3.19922
0.07	3.36632	1.75055	-6.74099
0.08	3.73874	2.04563	-5.45555
0.09	3.34163	1.76527	-2.91231
0.1	2.13967	0.62009	-1.96517
0.11	1.41585	-0.73567	-0.14554
0.12	2.03994	-1.13531	4.7716
0.13	3.05255	-0.51537	9.4712
0.14	2.99918	-0.09263	9.72291
0.15	1.89983	-0.59882	6.85595
0.16	0.93653	-1.3099	4.93372
0.17	0.82605	-1.2247	4.00611
0.18	1.41345	-0.29554	1.25672
0.19	2.3316	0.95763	-2.69846

Anexo N° 4: Registro Sísmico MOYOBAMBA – 2005.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES
 SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
 AV. TÚPAC AMARU N° 1150 - Lima 25 - PERÚ Apartado Postal 31-250 Lima 31
 Teléfonos (51 - 1) 482-0777, 482-0804, 482-0790 FAX 481-0170
 e-mail: director@cismid.uni.edu.pe http://www.cismid.uni.edu.pe

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACIÓN:

NOMBRE DEL ARCHIVO : MOY_0509252055F
 REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS :

DATOS DE LA ESTACIÓN:

NOMBRE DE LA ESTACIÓN : "MOYOBAMBA"
 CLAVE DE LA ESTACIÓN : MOY
 LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN : Casa del Señor Luis Arevalo
 : MOYOBAMBA
 COORDENADAS DE LA ESTACIÓN : 6.03370° LAT. S
 : 77.97043° LONG. W
 ALTITUD(msnm) :
 TIPO DE SUELO :
 INSTITUCIÓN RESPONSABLE : CISMID-UNI

DATOS DEL ACELERÓGRAFO:

MODELO DEL ACELERÓGRAFO : Acelerógrafo Analógico RION modelo SM10-B
 NÚMERO DE SERIE DEL ACELERÓGRAFO :
 NÚMERO DE CANALES : 3
 ORIENTACIÓN, Canal1/Canal2/Canal3 : E-W N-S U-D
 FRECUENCIA DE MUESTREO, Canal1/Canal2/Canal3 (muestras/s) : 200 200 200
 MÁXIMA AMPLITUD DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 (g) : 1.00 1.00 1.00
 PERÍODO DEL INSTRUMENTO, Canal1/Canal2/Canal3 (s) :
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 : 0.55 0.55 0.55
 UMBRAL DE DISPARO, Canal1/Canal2/Canal3 (Gal) : 10.00 10.00 10.00
 MEMORIA DE PRE-EVENTO (s) : 0 0 0
 TIEMPO DE POST-EVENTO (s) : 0 0 0

DATOS DEL SISMO:

FECHA DEL SISMO : 25 de septiembre de 2005
 HORA EPICENTRO (Local) : 20:55:41
 COORDENADAS DEL EPICENTRO : 5.80°LAT. S
 : 76.20°LONG. W
 PROF. FOCAL /DIST. EPIC. /DIST. HIPOC. (Km) : 115.00 198.22 229.17
 MAGNITUD : ML mb MS MW
 :
 : 7 7.5
 FUENTE DE LOS DATOS EPICENTRALES : IGP(*) NEIC(*)

DATOS DE ESTE REGISTRO:

HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (Local) : 20:55:41
 DURACIÓN DEL REGISTRO (s), Canal1/Canal2/Canal3 : 27.20 27.20 27.20
 NÚMERO TOTAL DE MUESTRAS, Canal1/Canal2/Canal3 : 5440 5440 5440
 ACELERACIÓN MÁXIMA(GAL), Canal1/Canal2/Canal3 : -131.435 -103.350 104.002
 UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)

COMENTARIOS:

REGISTRO CORREGIDO POR LÍNEA BASE Y NO SE FILTRO LA SEÑAL.
 FILTRO: PASABANDA TRAPEZOIDAL [0.05 - 0.10] [20 - 50], NO SE APLICÓ

DATOS DE ACELERACION:

DT	E-W	N-S	U-D
0.005	2.71138	-4.549005	13.809498
0.01	1.558303	-13.131919	3.315715
0.015	2.519425	-16.924433	-5.866367
0.02	3.000048	-18.122147	-12.525949
0.025	2.510671	-17.122667	-17.268122

Anexo N° 5: Registro Sísmico OCOÑA – 2001.

ARCHIVO ESTANDAR DE ACELERACIÓN:
 NOMBRE DEL ARCHIVO : MOQ1_0106231533F
 REF. CATALOGO ACELEROGRAMAS :

DATOS DE LA ESTACIÓN:
 NOMBRE DE LA ESTACIÓN : "CESAR VIZCARRA VARGAS"
 CLAVE DE LA ESTACIÓN : MOQ1
 LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN : Complejo Deportivo del Gobierno Regional de
 : MOQUEGUA
 COORDENADAS DE LA ESTACIÓN : 17.18676° LAT. S
 : 70.92876° LONG. W
 ALTITUD(msnm) : 1461.00
 TIPO DE SUELO :
 INSTITUCIÓN RESPONSABLE : CISMID-UNI

DATOS DEL ACELERÓGRAFO:
 MODELO DEL ACELERÓGRAFO : Acelerógrafo Analógico
 NÚMERO DE SERIE DEL ACELERÓGRAFO : 0032
 NÚMERO DE CANALES : 3
 ORIENTACIÓN, Canal1/Canal2/Canal3 : E-W N-S U-D
 FRECUENCIA DE MUESTREO, Canal1/Canal2/Canal3 (muestras/s) : 100 100 100
 MÁXIMA AMPLITUD DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 (g) : 2.00 2.00 2.00
 PERÍODO DEL INSTRUMENTO, Canal1/Canal2/Canal3 (s) : 0.0049 0.0048 0.0047
 AMORTIGUAMIENTO DE SENSORES, Canal1/Canal2/Canal3 : 0.70 0.70 0.70
 UMBRAL DE DISPARO, Canal1/Canal2/Canal3 (Gal) : 2.00 2.00 2.00
 MEMORIA DE PRE-EVENTO (s) : 10 10 10
 TIEMPO DE POST-EVENTO (s) : 20 20 20

DATOS DEL SISMO:
 FECHA DEL SISMO : 23 de junio de 2001
 HORA EPICENTRO (Local) : 15:33:00
 COORDENADAS DEL EPICENTRO : 16.08°LAT. S
 : 73.77°LONG. W
 PROF. FOCAL /DIST. EPIC. /DIST. HIPOC. (Km) : 33.00 338.46 340.07
 MAGNITUD : ML mb MS MW
 : 6.9* 8.3**
 :
 FUENTE DE LOS DATOS EPICENTRALES : IGP(*) NEIC(**)

DATOS DE ESTE REGISTRO:
 HORA DE LA PRIMERA MUESTRA (Local) : 15:33:00
 DURACIÓN DEL REGISTRO (s), Canal1/Canal2/Canal3 : 198.92 198.92 198.92
 NÚMERO TOTAL DE MUESTRAS, Canal1/Canal2/Canal3 : 19892 19892 19892
 ACELERACIÓN MÁXIMA(GAL), Canal1/Canal2/Canal3 : -295.22 220.04 160.58
 UNIDADES DE LOS DATOS : Gal (cm/s/s)

COMENTARIOS:
 REGISTRO CORREGIDO POR LINEA BASE Y FILTRADO.
 FILTRO: PASABANDA TRAPEZOIDAL [0.05 - 0.10] [20 - 50]
 DATOS DE ACELERACION:

DT	E-W	N-S	U-D
0.01	-0.0022	-0.0004	0.001
0.02	-0.0018	-0.0005	0.001
0.03	0.0003	-0.0002	-0.0001
- ...	-	-	-

PLANOS