

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

**Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**

**“EVALUACIÓN DE LA MEJORA DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE  
UN EDIFICIO DE ALTA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL  
REFORZADO CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE  
ENERGÍA SHEAR LINK BOZZO (SLB), MEDIANTE  
LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DINÁMICO  
NO LINEAL, TACNA”**

**TESIS**

**Presentada por:**

**Bach. ALEX DIEGO MAMANI LUPACA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**TACNA – PERÚ**

**2022**

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

EVALUACIÓN DE LA MEJORA DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE ALTA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL REFORZADO CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SHEAR LINK BOZZO (SLB), MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL, TACNA”

Tesis sustentada y aprobada el día 03 de junio de 2022 estando integrado el Jurado Calificador por:


**PRESIDENTE**

  
: .....  
Ph.D. Ing. Edwin Martin Pino Vargas

**SECRETARIO**

  
: .....  
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

**VOCAL**

  
: .....  
Mtro. Ing. Giancarlos Javier Machaca Frias

**ASESOR DE TESIS**

  
: .....  
MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipa

## **DEDICATORIA**

*A mis padres y hermanos, quienes siempre serán mi principal motivo y fortaleza para seguir superándome como persona y como profesional. Por todos sus consejos, apoyo y comprensión durante mi formación académica.*

## **AGRADECIMIENTO**

*A mis docentes, amigos y compañeros que me acompañaron en este trayecto de vida compartiendo sus conocimientos y experiencias, lo cual sin duda me ha ayudado a lograr mi objetivo.*

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xxiii
<b>CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES .....</b>	<b>4</b>
1.1. ANTECEDENTES.....	4
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	6
1.2.1. Problema General.....	6
1.2.2. Problemas Específicos .....	6
1.3. HIPÓTESIS .....	7
1.3.1. Hipótesis General.....	7
1.3.2. Hipótesis Específicas .....	7
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	8
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
1.5.1. Objetivo General.....	9
1.5.2. Objetivos Específicos.....	10
1.6. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES .....	10
1.6.1. Variables Independientes .....	10
1.6.2. Variable Dependiente.....	10
<b>CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>11</b>
2.1. FUNDAMENTOS ACERCA DE LOS DISIPADORES SLB .....	11
2.1.1. Primeras Impresiones Sobre Los Dispositivos SLB .....	11

2.1.2.	Antecedentes En El Desarrollo De Los Dispositivos SLB .....	15
2.1.3.	Estudios Aplicativos – Uso De Los Dispositivos SLB .....	21
2.1.4.	Bases Teóricas Respecto Al Dispositivo SLB .....	24
2.2.	REVISIÓN DE LITERATURA SOBRE DESEMPEÑO SÍSMICO, ANÁLISIS NO LINEALES Y ESTUDIOS ENFOCADOS A CARACTERIZAR LA DEMANDA SÍSMICA .....	40
2.2.1.	Metodología Y Enfoque Del Diseño Por Desempeño .....	40
2.2.2.	Inserción A Los Análisis De Tipo No Lineal Y Comentarios Respecto A Los Modelos .....	45
2.2.3.	Procedimientos De Análisis De Tipo No Lineal.....	51
2.2.4.	Los Registros Sísmicos: Bases De Datos, Procedimiento De Selección Y Métodos De Escalado .....	59
2.2.5.	El Espectro De Peligro Uniforme Como Espectro Objetivo Y Estudios Adicionales: Análisis De Peligro Sísmico Y Análisis De Respuesta De Sitio ....	63
<b>CAPITULO 3: MARCO METODOLÓGICO .....</b>		<b>71</b>
3.1.	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN.....	71
3.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	71
3.3.	NIVEL O ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN .....	71
3.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	71
3.5.	ÁREA DE ESTUDIO.....	71
3.6.	POBLACIÓN Y MUESTRA .....	71
3.7.	TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	71
3.8.	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE INVESTIGACIÓN.....	72
3.8.1.	Descripción General.....	72
3.8.2.	Estudio De Vulnerabilidad Sísmica .....	75
3.8.3.	Características De La Estructura.....	79
3.8.4.	Metodología A Desarrollar .....	83

3.9.	ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL .....	84
3.9.1.	Modelamiento Estructural .....	84
3.9.2.	Análisis De Respuesta Modal Espectral Para El Control De Derivas ..	88
3.9.3.	Análisis De Los Elementos De Tabiquería .....	95
3.9.4.	Verificación De Los Criterios Actuales Prescriptivos De Diseño .....	102
3.10.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO .....	118
3.10.1.	Definición Del Comportamiento Inelástico De Los Componentes.	118
3.10.2.	Patrones De Carga Empleados .....	125
3.10.3.	Alcances Adicionales Para La Generación De La Curva Pushover	127
3.10.4.	Resultados Del Análisis No Lineal Estático.....	129
3.10.5.	Curva Pushover Para El Modelo 2 (Final Adoptado).....	133
3.10.6.	Influencia De Los Tabiques En Los Resultados.....	138
3.10.7.	Definición Objetivos De Desempeño .....	139
3.10.8.	Cálculo Del Desplazamiento Objetivo .....	143
3.11.	REFORZAMIENTO CON DISPOSITIVOS SLB .....	152
3.11.1.	Selección De Disipadores: Primera Prueba.....	152
3.11.2.	Selección De Disipadores: Segunda Prueba.....	160
3.11.3.	Revisión De Muros Desacoplados.....	170
3.11.4.	Verificación Del Diseño Iterativo .....	172
3.12.	EVALUACIÓN DE DISIPADORES CON REGISTROS ADICIONALES 203	
3.12.1.	Uso De Registros Reales En El Sitio [Escalamiento De Amplitudes] 203	
3.12.2.	Uso De Registros Producto De Un Análisis De Peligrosidad Sísmica Y Respuesta de Sitio .....	206
3.12.3.	Evaluación Final Del Diseño De Los Disipadores SLB.....	231

<b>CAPITULO 4: DISCUSIÓN FINAL DE RUSULTADOS.....</b>	<b>243</b>
4.1. ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL .....	243
4.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO .....	245
4.3. REFORZAMIENTO CON DISIPADORES SLB .....	248
4.4. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LOS SLB CON REGISTROS ADICIONALES .....	250
4.5. COMPARACIÓN RESPECTO A PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO ANTERIORES .....	255
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>263</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>266</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>268</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>279</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Reseña Histórica de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño .....	41
<b>Tabla 2</b> Propiedades de los Materiales .....	81
<b>Tabla 3</b> Factores de Reducción de Rigidez .....	82
<b>Tabla 4</b> Cargas Actuantes en la Estructura.....	82
<b>Tabla 5</b> Modos de Vibración del Modelo 1: Períodos y Masa Efectiva .....	89
<b>Tabla 6</b> Modos de Vibración del Modelo 2a: Períodos y Masa Efectiva.....	90
<b>Tabla 7</b> Modos de Vibración del Modelo 2b: Períodos y Masa Efectiva .....	90
<b>Tabla 8</b> Parámetros Sísmicos .....	92
<b>Tabla 9</b> Derivas Máximas: Modelo 1 .....	94
<b>Tabla 10</b> Derivas Máximas: Modelo 2.....	94
<b>Tabla 11</b> Valores de C1 de acuerdo a la E.030 .....	97
<b>Tabla 12</b> Aceleraciones de Entrepiso .....	97
<b>Tabla 13</b> Verificación de la Condición de Falla en los Tabiques.....	100
<b>Tabla 14</b> Análisis de Estabilidad de Tabiques .....	101
<b>Tabla 15</b> Identificación de Irregularidades Estructurales en Altura según la E.030	104
<b>Tabla 16</b> Identificación de Irregularidades Estructurales en Planta según la E.030	105
<b>Tabla 17</b> Pesos Sísmicos por Entrepiso (Etabs v18).....	107
<b>Tabla 18</b> Parámetros y Cálculo de Cortante Basal Estática .....	107
<b>Tabla 19</b> Verificación de Cortante Basal Mínimo y Escalamiento .....	108
<b>Tabla 20</b> Resumen de Aceros de Refuerzo Longitudinal en Vigas para Asignación .....	109
<b>Tabla 21</b> Análisis del Comportamiento de las Vigas [Por corte].....	112
<b>Tabla 22</b> Acciones controladas por Deformación o por la Fuerza.....	120
<b>Tabla 23</b> Cálculo de Resistencia al Corte en Vigas .....	122

<b>Tabla 24</b> Cálculo de Resistencia al Corte en Columnas Cortas (0.40x0.40m) .....	122
<b>Tabla 25</b> Restricciones de patrones de carga más usuales .....	126
<b>Tabla 26</b> Vectores de carga empleados sobre el Modelo 1 (normalizados).....	126
<b>Tabla 27</b> Factores de Escala para Diferentes Niveles de Amenaza Sísmica.....	142
<b>Tabla 28</b> Cálculo del Desplazamiento Objetivo según la formulación del Método de los Coeficientes .....	148
<b>Tabla 29</b> Resultados del Procedimiento de Diseño Directo Iterativo de los SLB (1ra Prueba) .....	158
<b>Tabla 30</b> Modos de Vibración del Edificio Reforzado (1era prueba): Períodos y Masa Efectiva .....	159
<b>Tabla 31</b> Derivas Máximas en Edificio Reforzado (1ra Prueba) .....	159
<b>Tabla 32</b> Resultados del Procedimiento de Diseño Directo Iterativo de los SLB (2da Prueba) .....	164
<b>Tabla 33</b> Modos de Vibración del Edificio Reforzado (2da prueba): Períodos y Masa Efectiva .....	165
<b>Tabla 34</b> Derivas Máximas de Entrepisos Principales (2da Prueba) .....	165
<b>Tabla 35</b> Derivas Promedio de Entrepisos Principales (2da Prueba).....	165
<b>Tabla 36</b> Modos de Vibración del Edificio Reforzado (Modelo Final): Períodos y Masa Efectiva .....	168
<b>Tabla 37</b> Verificación por Corte de los Muros Desacoplados .....	171
<b>Tabla 38</b> Lista de Registros Sísmicos Empleados en Diseño de Disipadores SLB .	174
<b>Tabla 39</b> Periodos Límites para definición del Rango de Interés según el ASCE 7-16 .....	179
<b>Tabla 40</b> Resumen de Derivas obtenidas tras el Análisis Dinámico No Lineal (Diseño) .....	183
<b>Tabla 41</b> Verificación de Drift Máximo (Diseño).....	184

<b>Tabla 42</b> Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) - Primer ADNL .....	190
<b>Tabla 43</b> Control de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) - Primer ADNL .	191
<b>Tabla 44</b> Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos tras el primer ADNL .....	192
<b>Tabla 45</b> Reformulación de Disipadores SLB tras el primer ADNL .....	192
<b>Tabla 46</b> Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) - Segundo ADNL .....	193
<b>Tabla 47</b> Control de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) - Segundo ADNL .....	194
<b>Tabla 48</b> Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos tras Segundo ADNL.....	194
<b>Tabla 49</b> Reformulación de Disipadores SLB tras Segundo ADNL.....	195
<b>Tabla 50</b> Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) - Tercer ADNL .....	196
<b>Tabla 51</b> Control de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) - Tercer ADNL .	197
<b>Tabla 52</b> Resumen de Derivas obtenidas tras el Análisis Dinámico No Lineal (Final) .....	198
<b>Tabla 53</b> Verificación de Drift Máximo (Final).....	199
<b>Tabla 54</b> Factores para Escalamiento por Amplitud .....	204
<b>Tabla 55</b> Verificación de Criterio de Escalamiento por Amplitudes .....	205
<b>Tabla 56</b> Parámetros sismológicos utilizados .....	210
<b>Tabla 57</b> Resumen de Aceleraciones Espectrales (EPU y E.030) .....	214
<b>Tabla 58</b> Información general de registros sísmicos seleccionados del PEER .....	215
<b>Tabla 59</b> Agrupación de Estratos y Cálculo de Densidad.....	227
<b>Tabla 60</b> Parámetros Estratigráficos .....	227

<b>Tabla 61</b> Resumen de derivas obtenidas del ADNL con registros escalados por amplitud .....	232
<b>Tabla 62</b> Verificación de Drift Máximo – ADNL con registros escalados por amplitud .....	233
<b>Tabla 63</b> Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) – ADNL con registros escalados por Amplitud .....	235
<b>Tabla 64</b> Control de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) – ADNL con registros escalados por Amplitud.....	236
<b>Tabla 65</b> Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos – ADNL con registros escalados por amplitud .....	237
<b>Tabla 66</b> Resumen de derivas máximas obtenidas del ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio .....	237
<b>Tabla 67</b> Verificación de Drift Máximo - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio .....	238
<b>Tabla 68</b> Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) – ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio.....	240
<b>Tabla 69</b> Control de Fuerzas y Desplazamientos en Links (SLB) – ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio .....	241
<b>Tabla 70</b> Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos – ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio.....	241
<b>Tabla 71</b> Influencia de los tabiques en las derivas de entrepiso.....	244
<b>Tabla 72</b> Componentes de Energía por cada Registro Sísmico .....	255
<b>Tabla 73</b> Comparación de resultados con investigaciones pasadas .....	256
<b>Tabla 74</b> Costo de Disipadores SLB de Tercera Generación.....	260
<b>Tabla 75</b> Presupuesto Total de Propuesta de Reforzamiento con Disipadores SLB	260
<b>Tabla 76</b> Presupuesto de propuesta de reforzamiento con DFV .....	261

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Modo de trabajo de los dispositivos Shear Link .....	13
<b>Figura 2</b> Ensayos realizados por Cahis y sus colaboradores.....	17
<b>Figura 3</b> Ensayos realizados por Hurtado y Bozzo .....	18
<b>Figura 4</b> Escenarios de daño del ensayo monotónico en el dispositivo #4 .....	19
<b>Figura 5</b> Dispositivo SLB actual.....	20
<b>Figura 6</b> Detalle de disipador SLB de 2° generación de cuatro ventanas .....	24
<b>Figura 7</b> a) Curva de capacidad de un disipador SLB40_5. b) Curva constitutiva de un SLB40_5 hallada en laboratorio ante cargas cíclicas.....	26
<b>Figura 8</b> Geometría de los dispositivos SLB actualmente fabricados – Conexión Peine + SLB .....	26
<b>Figura 9</b> Ejemplo de nomenclatura del dispositivo SLB .....	27
<b>Figura 10</b> Propiedades de dispositivos SLB .....	29
<b>Figura 11</b> Comportamiento Histerético Propuesto por Wen (1976).....	30
<b>Figura 12</b> Comportamiento Inelástico de los Disipadores SLB según el Modelo de Wen .....	31
<b>Figura 13</b> Posición de las conexiones SLB.....	32
<b>Figura 14</b> Procedimiento iterativo de diseño de los dispositivos SLB .....	37
<b>Figura 15</b> Diagrama de Flujo del Procedimiento Iterativo Directo .....	38
<b>Figura 16</b> Diagrama de Flujo del Procedimiento Iterativo Inverso .....	39
<b>Figura 17</b> Enfoque de evaluación en la primera generación de la PBEE .....	43
<b>Figura 18</b> Modelos de Idealización de elementos viga-columna.....	47
<b>Figura 19</b> Ejemplos de Elementos No Lineales .....	51
<b>Figura 20</b> Event-to-Event Pushover Analysis.....	52
<b>Figura 21</b> Representación esquemática de los factores que afectan las características del movimiento del suelo en el sitio de construcción .....	60

<b>Figura 22</b> Ilustración esquemática del espectro de amenaza .....	64
<b>Figura 23</b> Metodología del PSHA.....	65
<b>Figura 24</b> Propagación vertical de ondas SH a través del suelo. ....	67
<b>Figura 25</b> Equivalent-Linear Analysis .....	69
<b>Figura 26</b> Emplazamiento del edificio en estudio.....	72
<b>Figura 27</b> Vista frontal del edificio altamente vulnerable – Escuela Académico Profesional de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG (2020).....	74
<b>Figura 28</b> Planimetría: Primer Nivel (Típico).....	74
<b>Figura 29</b> Corte B-B de acuerdo a Planimetría .....	75
<b>Figura 30</b> Corte C-C de acuerdo a la Planimetría .....	75
<b>Figura 31</b> Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica.....	78
<b>Figura 32</b> Vista Frontal y Trasera del Edificio .....	80
<b>Figura 33</b> Vista Lateral e Interior del Edificio.....	80
<b>Figura 34</b> Modelo Matemático Adoptado (Renderizado) .....	86
<b>Figura 35</b> Modelo estructural 1 adoptado para el Análisis Sísmico .....	86
<b>Figura 36</b> Modelo de la Biela Equivalente de Albañilería.....	87
<b>Figura 37</b> Modelo estructural 2 adoptado para el Análisis Sísmico .....	87
<b>Figura 38</b> Espectros de Pseudoaceleración según la E.030 .....	93
<b>Figura 39</b> Casos de Arriostamiento según la E.070.....	99
<b>Figura 40</b> Irregularidades Estructurales en Planta según el ASCE 7-16.....	103
<b>Figura 41</b> Irregularidades Estructurales en Altura según el ASCE 7-16 .....	104
<b>Figura 42</b> Vista en Planta de las Secciones de Viga con Diferente Acero de Refuerzo Long. ....	109
<b>Figura 43</b> Detalle de Acero de Refuerzo en Columna 0.40x0.40m .....	110
<b>Figura 44</b> Cálculo de Acero de Refuerzo Longitudinal en Vigas (2do. Nivel) .....	111

<b>Figura 45</b> Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas [ $R_x=2.5$ , $R_y=3$ ] .....	114
<b>Figura 46</b> Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas [ $R_x=R_x=R_o=8$ ] .....	115
<b>Figura 47</b> Verificación de la Relación Columna Fuerte-Viga Débil .....	116
<b>Figura 48</b> Verificación del Corte en los Nudos o Juntas .....	116
<b>Figura 49</b> a) Relación Fuerza-Deformación Generalizada para Componentes de $CA^\circ$ b). Ilustración de Criterios de Aceptabilidad .....	119
<b>Figura 50</b> Modelo Estructural con Aporte de Rigidez de los Tabiques .....	121
<b>Figura 51</b> Nomenclatura empleada para identificar la posición de las Columnas Cortas .....	123
<b>Figura 52</b> Parámetros para modelamiento de la envolvente cíclica en vigas.....	123
<b>Figura 53</b> Parámetros para modelamiento de la envolvente cíclica en columnas....	124
<b>Figura 54</b> Modelo No Lineal en 3D (con rótulas plásticas asignadas). .....	125
<b>Figura 55</b> Modelo 1 con asignación de rótulas .....	126
<b>Figura 56</b> Comparación de Curvas Pushover en Modelo 1 (Dirección +Y).....	129
<b>Figura 57</b> Comparación de Curvas Pushover en Modelo 1 (Dirección -Y).....	130
<b>Figura 58</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 1 (+Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step) – Vista 01 .....	131
<b>Figura 59</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 1 (+Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step) – Vista 02 .....	131
<b>Figura 60</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 1 (+Y) por Nivel de Rotación (Last Step).....	133
<b>Figura 61</b> Curvas Pushover en Modelo 2 (Dirección +Y).....	134
<b>Figura 62</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (+Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step).....	134
<b>Figura 63</b> Curvas Pushover en Modelo 2 (Dirección -Y).....	135

<b>Figura 64</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (-Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step).....	135
<b>Figura 65</b> Curvas Pushover en Modelo 1 (Dirección +X).....	136
<b>Figura 66</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (+X) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step).....	136
<b>Figura 67</b> Curvas Pushover en Modelo 1 (Dirección -X).....	137
<b>Figura 68</b> Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (-X) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step).....	137
<b>Figura 69</b> Influencia de los Tabiques en la Curva Pushover (+Y).....	138
<b>Figura 70</b> Influencia de los Tabiques en la Curva Pushover (-Y).....	139
<b>Figura 71</b> Objetivos de Desempeño Sísmico recomendados.....	140
<b>Figura 72</b> Matriz de Objetivos de Desempeño según el ASCE 41-17.....	141
<b>Figura 73</b> Espectros Elásticos para Diferentes Niveles de Amenaza Sísmica.....	142
<b>Figura 74</b> Curva Idealizada Fuerza – Desplazamiento.....	144
<b>Figura 75</b> Factor de Modificación $C_o$ .....	146
<b>Figura 76</b> Valores del Factor de Masa Efectiva $C_m$ .....	147
<b>Figura 77</b> Desplazamientos Objetivo (+Y).....	149
<b>Figura 78</b> Desplazamientos Objetivo (-Y).....	149
<b>Figura 79</b> Desplazamientos Objetivo (+X).....	150
<b>Figura 80</b> Desplazamientos Objetivo (-X).....	150
<b>Figura 81</b> Detalle de Muros Desacoplados desalineados Verticalmente.....	154
<b>Figura 82</b> Distribución de Muros Desacoplados en Primera Prueba: izquierda (primer nivel); derecha (segundo nivel).....	154
<b>Figura 83</b> Tercer Nivel: Sin Muros Desacoplados.....	155
<b>Figura 84</b> Disposición de disipadores SLB sobre muros desacoplados (Vista 01)..	155
<b>Figura 85</b> Disposición de disipadores SLB sobre muros desacoplados (Vista 02)..	156

<b>Figura 86</b> Diagrama de flujo del diseño automatizado de los disipadores SLB usando Dissipa-SLB Plugin.....	157
<b>Figura 87</b> Distribución de Muros Desacoplados en 2° Prueba: izquierda (primer nivel); derecha (segundo nivel) .....	161
<b>Figura 88</b> Distribución de Muros Desacoplados en 2° Prueba: Tercer Nivel.....	161
<b>Figura 89</b> Modelo Renderizado del Edificio Reforzado – Segunda Prueba (Vista 01) .....	162
<b>Figura 90</b> Modelo Renderizado del Edificio Reforzado – Segunda Prueba (Vista 02) .....	162
<b>Figura 91</b> Modelo Renderizado del Edificio Reforzado – Segunda Prueba (Vista 03) .....	163
<b>Figura 92</b> Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas (2da Prueba) .....	166
<b>Figura 93</b> Cortantes sísmicas en columnas (Con disipadores).....	166
<b>Figura 94</b> Modelo Final del Edificio Reforzado con los SLB (Vista 01) .....	167
<b>Figura 95</b> Modelo Final del Edificio Reforzado con los SLB (Vista 02) .....	167
<b>Figura 96</b> Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas (Modelo Final) .....	168
<b>Figura 97</b> Aceleraciones de Entrepiso producto del Análisis de Respuesta Modal Espectral.....	169
<b>Figura 98</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (ICA_07).....	175
<b>Figura 99</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (MOQ_01) .....	175
<b>Figura 100</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (PRQ_66) .....	175
<b>Figura 101</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (PRQ_70).....	176
<b>Figura 102</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (PRQ_74).....	176
<b>Figura 103</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (TAC_05).....	176
<b>Figura 104</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (TAC_10).....	177

<b>Figura 105</b> Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (TAC_14).....	177
<b>Figura 106</b> Registros Sísmicos Compatibilizados en el Dominio de las Frecuencias .....	177
<b>Figura 107</b> Registros Sísmicos Compatibilizados en el Dominio del Tiempo .....	178
<b>Figura 108</b> Contraste en el Método de Compatibilización Espectral (TAC_10).....	178
<b>Figura 109</b> Verificación final del Criterio de Escalamiento (Control de periodos).	180
<b>Figura 110</b> Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño)	183
<b>Figura 111</b> Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño)	183
<b>Figura 112</b> Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño).....	185
<b>Figura 113</b> Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño).....	185
<b>Figura 114</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_ICA_07_TD .....	186
<b>Figura 115</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_MOQ_01_TD.....	187
<b>Figura 116</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_PRQ_66_TD .....	187
<b>Figura 117</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_PRQ_70_TD .....	187
<b>Figura 118</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_PRQ_74_TD .....	188
<b>Figura 119</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_TAC_05_TD	188
<b>Figura 120</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_25_2, Registro Sísmico TH_TAC_10_TD	188

<b>Figura 121</b> Diagrama Histerético Disipador SLB3_20_8, Registro Sísmico TH_TAC_14_TD	189
<b>Figura 122</b> Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño Final)	198
<b>Figura 123</b> Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño Final)	198
<b>Figura 124</b> Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño Final)	199
<b>Figura 125</b> Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño Final)	199
<b>Figura 126</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_ICA_07_TD)	200
<b>Figura 127</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_MOQ_01_TD)	201
<b>Figura 128</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_PRQ_66_TD)	201
<b>Figura 129</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_PRQ_70_TD)	201
<b>Figura 130</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_PRQ_74_TD)	202
<b>Figura 131</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_TAC_05_TD)	202
<b>Figura 132</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_TAC_10_TD)	202
<b>Figura 133</b> Respuesta Energética del Sistema (TH_TAC_14_TD)	203
<b>Figura 134</b> Procedimiento de Escalamiento por Amplitudes (SRSS)	204
<b>Figura 135</b> Verificación de Criterio de Escalamiento por Amplitudes (Control de periodos)	206
<b>Figura 136</b> Árbol de decisiones	208
<b>Figura 137</b> Fuentes Sismogénicas Empleadas	210
<b>Figura 138</b> Mapa de peligrosidad sísmica de Tacna obtenida en el programa R-CRISIS, para un periodo de retorno de 475 años.	211
<b>Figura 139</b> Curvas de Peligrosidad Sísmica (T=0seg) y Espectro de Peligro Uniforme (Tr=475años)	211

<b>Figura 140</b> Espectros de Peligro Uniforme para distintos Niveles de Amenaza Sísmica .....	212
<b>Figura 141</b> Comparación Espectral para Sismo de 10%/50 años .....	213
<b>Figura 142</b> Comparación Espectral para Sismo de 2%/50 años .....	213
<b>Figura 143</b> Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=723.95\text{m/s}$ ) .....	215
<b>Figura 144</b> Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=740.72\text{m/s}$ ) .....	215
<b>Figura 145</b> Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=729.65\text{m/s}$ ) .....	216
<b>Figura 146</b> Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=715.12\text{m/s}$ ) .....	216
<b>Figura 147</b> Acelerograma del PEER (RSN143_TABAS_TAB) .....	217
<b>Figura 148</b> Acelerograma del PEER (RSN763_LOMAP_GIL).....	217
<b>Figura 149</b> Acelerograma del PEER (RSN1633_MANJIL_ABBAR).....	217
<b>Figura 150</b> Acelerograma del PEER (RSN1078_NORTHR_SSU).....	218
<b>Figura 151</b> Procedimiento de Ajuste Espectral (Respuesta de Sitio).....	218
<b>Figura 152</b> Corrección por Línea Base del registro compatibilizado RSN1078_NORTHR_SSU_EW .....	219
<b>Figura 153</b> Procesamiento de la señal PRQ_74_EW_MatchedTD .....	219
<b>Figura 154</b> Procesamiento de la señal PRQ_74_NS_MatchedTD .....	220
<b>Figura 155</b> Procesamiento de la señal RSN1078_NORTHR_SSU_EW _MatchedTD .....	220
<b>Figura 156</b> Procesamiento de la señal RSN1078_NORTHR_SSU_NS _MatchedTD .....	221
<b>Figura 157</b> Procesamiento de la señal RSN143_TABAS_TAB _EW_MatchedTD	221
<b>Figura 158</b> Procesamiento de la señal RSN143_TABAS_TAB _NS_MatchedTD	222

<b>Figura 159</b>	Procesamiento de la señal RSN1633_MANJIL_ABBAR_EW_MatchedTD .....	222
<b>Figura 160</b>	Procesamiento de la señal RSN1633_MANJIL_ABBAR_NS_MatchedTD .....	223
<b>Figura 161</b>	Procesamiento de la señal RSN763_LOMAP_GIL_EW_MatchedTD	223
<b>Figura 162</b>	Procesamiento de la señal RSN763_LOMAP_GIL_NS_MatchedTD.	224
<b>Figura 163</b>	Perfiles de Vs obtenidos en la estación TAC001 - Sondaje MASW-25-UNJBG.....	225
<b>Figura 164</b>	Parámetros Dinámicos del Perfil del Sitio en Estudio.....	225
<b>Figura 165</b>	Definición de los Estratos en DeepSoil v7. ....	228
<b>Figura 166</b>	Amplificación sísmica del registro compatibilizado: PRQ_74 .....	229
<b>Figura 167</b>	Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN1078_NORTHR_SSU .....	229
<b>Figura 168</b>	Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN143_TABAS_TAB .....	230
<b>Figura 169</b>	Amplificación sísmica del registro compatibilizado : RSN1633_MANJIL_ABBAR .....	230
<b>Figura 170</b>	Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN763_LOMAP_GIL .....	231
<b>Figura 171</b>	Máximas derivas - ADNL con registros escalados por amplitud (EW)	232
<b>Figura 172</b>	Máximas derivas – ADNL con registros escalados por amplitud (NS)	233
<b>Figura 173</b>	Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros escalados por amplitud (EW).....	234
<b>Figura 174</b>	Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros escalados por amplitud (NS).....	234
<b>Figura 175</b>	Máximas derivas - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (EW) .....	238

<b>Figura 176</b> Máximas derivas - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (NS) .....	238
<b>Figura 177</b> Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (EW) .....	239
<b>Figura 178</b> Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (NS) .....	239
<b>Figura 179</b> Variabilidad de la respuesta estructural: Derivas Máximas de Entrepiso (EW).....	252
<b>Figura 180</b> Variabilidad de la respuesta estructural: Derivas Máximas de Entrepiso (NS).....	252
<b>Figura 181</b> Variabilidad de la respuesta estructural: Aceleraciones de Entrepiso (EW) .....	253
<b>Figura 182</b> Variabilidad de la respuesta estructural: Aceleraciones de Entrepiso (NS) .....	253
<b>Figura 183</b> Comparación: Periodos fundamentales de Modelo sin Reforzar .....	257
<b>Figura 184</b> Comparación: Periodos fundamentales de Modelo de Edificio Reforzado .....	257
<b>Figura 185</b> Distorsiones máximas de Entrepiso de Edificio Reforzado con DFV... ..	258
<b>Figura 186</b> Comparación Económica de Propuestas de Reforzamiento .....	261

## RESUMEN

Con el objetivo de resaltar las ventajas de los disipadores SLB en el reforzamiento estructural en un edificio vulnerable, se seleccionó el módulo de la ESME-UNJBG, dado que en la región de Tacna, zona de alta amenaza sísmica, no se tienen antecedentes del uso de estos elementos. En primer lugar, se desarrolló un análisis sísmico lineal, identificando que el edificio en su estado original presentaba irregularidades de piso blando y torsionalidad extrema alcanzando derivas de hasta 22.30 por mil en la dirección X, y 15.80 por mil en Y. Posteriormente se ejecutó un análisis no lineal estático (ASCE 41-17) con el fin de estimar el desempeño de la estructura identificando las zonas críticas de comportamiento no lineal, tanto así que se presentan las curvas pushover y los patrones de deformación inelástica. Una vez concluido que el edificio no alcanzaba los objetivos de desempeño esperados correspondiente a una categoría de edificio esencial, todo esto por una falla aparente y prematura en las columnas del 1er nivel, se incorporaron dispositivos SLB logrando disminuir el  $T_x$  de 0.717s a 0.379s; y el  $T_y$  de 0.587s a 0.376s; minimizando además el % de masa efectiva rotacional en Z de 36.93% a 0.06%. Con el análisis dinámico no lineal del tipo FNA para su diseño definitivo se estimaron valores de derivas de 6.95 por mil en X, y 6.77 en Y. El % promedio de disipación de energía histerética tiene un orden del 55 al 58%, asegurando de cualquier manera no comprometer los componentes estructurales como vigas y

columnas. Finalmente, la propuesta involucra un costo de S/. 239,532.99, que representa menos del 50% del costo de una rehabilitación con DFV.

Palabras claves: disipadores SLB, desempeño sísmico, reforzamiento estructural, análisis sísmico no lineal.

## **ABSTRACT**

With the aim of highlighting the advantages of SLB dissipators in structural reinforcement in a vulnerable building, the ESME-UNJBG module was selected, given that in the Tacna region, an area of high seismic hazard, there is no history of its use of these items.

In the first place, a linear seismic analysis was carried out, identifying that the building in its original state presented irregularities of the soft floor and extreme torsionality, reaching drifts of up to 22.30 per thousand in the X direction, and 15.80 per thousand in the Y direction. Nonlinear static analysis (ASCE 41-17) in order to estimate the performance of the structure by identifying the critical zones of nonlinear behavior, so much so that pushover curves and inelastic deformation patterns are presented.

Once it was concluded that the building did not meet the expected performance objectives corresponding to an essential building category, all this due to an apparent and premature failure in the columns of the 1st level, SLB devices were incorporated, managing to reduce the  $T_x$  from 0.717s to 0.379s; and the  $T_y$  from 0.587s to 0.376s; also minimizing the % rotational effective mass in Z from 36.93% to 0.06%.

With the nonlinear dynamic analysis of the FNA type for its definitive design, drift values of 6.95 per thousand in X and 6.77 in Y were estimated. way not to compromise structural components such as beams and columns.

Finally, the proposal involves a cost of S/. 239,532.99, which represents less than 50% of the cost of a rehabilitation with DFV.

Keywords: SLB dampers, seismic performance, structural strengthening, nonlinear seismic analysis.

## INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el desarrollo de sistemas de protección sísmica ha venido en aumento debido a las nuevas tendencias de diseño que consisten en asegurar una buena respuesta estructural de los edificios ante eventos sísmicos. Siendo así, el enfoque de este trabajo consistió en la selección de un módulo correspondiente a la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG, el cual es altamente vulnerable y fue tomado como muestra de estudio para proponer un reforzamiento con dispositivos SLB y así estudiar cómo influyen estos en la mejora del desempeño global de la estructura.

En capítulo 1 está compuesto por los antecedentes para el planteamiento del problema, el planteamiento del problema como tal, las hipótesis, justificación y los objetivos; alcances que sirvieron de guía para el desarrollo de esta investigación.

En el capítulo 2 se presenta el marco teórico, el cual ha sido dividido en 2 partes. La primera aborda todos los fundamentos relacionados a los disipadores SLB, y en la segunda se realiza una revisión de la literatura respecto a temas como desempeño sísmico, análisis no lineales y estudios enfocados a caracterizar la demanda sísmica. Las ideas y conceptos recogidos de distintas referencias sirvieron de apoyo para desarrollar la metodología.

En el capítulo 3, está compuesto por el marco metodológico. En primer lugar, se analiza la respuesta de un edificio de alta vulnerabilidad con base en conceptos de desempeño sísmico, haciendo uso de un análisis de respuesta modal espectral de acuerdo a la E.030 para desarrollar las primeras impresiones de las deficiencias estructurales. Dado que el edificio contaba con tabiques adosados al sistema, se ha estudiado la influencia de los mismos en la respuesta global; asimismo se ha efectuado una verificación rápida de los miembros estructurales con los criterios actuales prescriptivos de diseño. Posteriormente se ejecutó un análisis no lineal estático según los lineamientos del ASCE SEI 41-17 identificando el modo de falla del edificio y el nivel de desempeño. Tras mostrar las deficiencias de la estructura, se ha desarrollado una propuesta de reforzamiento con los disipadores histeréticos SLB, para posteriormente poner a prueba el diseño mediante la aplicación del análisis no lineal dinámico del tipo FNA empleando múltiples registros sísmicos (por compatibilización espectral, escalamiento por amplitud y producto de un análisis de respuesta de sitio), asegurando así la mejora del desempeño global del edificio a partir de los parámetros de demanda ingenieril como las derivas y aceleraciones de entrepiso. Al mismo tiempo, se pone en evidencia su gran eficiencia en el caso de estructuras con problemas de piso blando e irregularidad torsional, suprimiendo totalmente estos efectos negativos. En cualquier caso, se ha

asegurado que los dispositivos SLB disipen la mayor energía posible, logrando así que los componentes estructurales no se vean comprometidos.

En el capítulo 4 se presenta el análisis y discusión de los resultados obtenidos del marco metodológico. Se describe algunas comparaciones a nivel de modelos matemáticos empleados, así como de los resultados de las técnicas de análisis. Asimismo, se realza que esta alternativa de diseño con SLB posee una ventaja económica frente a otras propuestas de reforzamiento planteadas en anteriores trabajos de investigación.

En los últimos capítulos se describen las conclusiones y recomendaciones., así como las referencias bibliográficas y anexos.

# **CAPITULO 1**

## **ASPECTOS GENERALES**

### **1.1. ANTECEDENTES**

Vera (2019) sostiene que el sur del Perú y el norte de Chile, específicamente la frontera Tacna-Arica, se encuentran en una zona de alta amenaza sísmica como consecuencia del fenómeno de subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Además, hace énfasis que Tacna experimenta una brecha sísmica de más de 100 años, cuya recurrencia o probabilidad de retorno podría ser similar al sismo del año 1868. En la actualidad, el riesgo sísmico en esta zona es mayor al de aquella época, por la sencilla razón que la ciudad de Tacna tiene mayor población y obras civiles de gran importancia.

La amenaza sísmica no constituye un riesgo si no es acompañada por edificaciones vulnerables. He ahí la importancia de efectuar un buen diseño sismorresistente, pues es sabido que el daño parcial o colapso de las construcciones durante y después de un sismo es la mayor causa de víctimas, disturbios sociales y pérdidas económicas (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS], 1998).

En referencia a la necesidad de realizar un buen diseño sismorresistente, se distinguen dos enfoques, claramente diferenciados: el enfoque tradicional, que se fundamenta en

proveer una combinación de resistencia y ductilidad a la estructura del edificio para resistir las solicitaciones producidas por los movimientos sísmicos (Martínez, 2003). Este diseño permite cierto grado de daño en la estructura, pero sin llegar al colapso. Es así que, cuando un sismo muy severo demanda un alto nivel de deformación inelástica, el edificio experimenta un daño estructural que supone un comportamiento dúctil basado en la disipación de la energía, la cual es concentrada en las rótulas plásticas del seno estructural (Pittí, 2013), poniendo en tela de juicio este enfoque, especialmente por el elevado costo de reparación del mismo. En ese sentido, evitar el daño estructural durante la ocurrencia de un movimiento sísmico severo es una constante tarea que envuelve a los ingenieros en búsqueda de nuevas soluciones, y es así que, desde el año 1980, diferentes sistemas de protección sísmica han sido desarrollados en el mundo (Bozzo et al., 2019). Específicamente, en los últimos años el sistema de protección sísmica Shear Link Bozzo (SLB) se ha venido implementando en muchos proyectos a nivel nacional e internacional, tanto a nivel de diseño como de reforzamiento estructural, logrando desarrollar el concepto de sistema rígido-flexible-dúctil (Bozzo & Gaxiola, 2015), sacando a flote el enfoque moderno de diseño sismorresistente en su máxima expresión.

El edificio de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG (Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann) de Tacna presenta alta

vulnerabilidad sísmica (Anampa, 2016), y plantear una propuesta de reforzamiento con los dispositivos SLB resulta de gran interés, pues implica el uso de técnicas de análisis no lineal, con el fin de verificar la eficiencia del mismo, a partir del nivel de desempeño alcanzado y del mecanismo de falla obtenido.

## **1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Según lo expuesto anteriormente, al observarse una tendencia creciente en la implementación de los dispositivos SLB en proyectos de reforzamiento estructural, y ante la inexistencia de una norma de aplicación directa que nos permita conocer la mejora del nivel de desempeño sísmico del edificio reforzado con el sistema de protección mencionado, surgen las siguientes interrogantes, que guiarán la investigación.

### ***1.2.1. Problema General***

¿En qué medida el reforzamiento estructural incorporando dispositivos de disipación de energía SLB en el edificio de alta vulnerabilidad estructural mejorará su desempeño sísmico?

### ***1.2.2. Problemas Específicos***

- ¿Cuál es el nivel de desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural ante la acción de un sismo severo?

- ¿Cuál es el nivel desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con los disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo?
- ¿Qué diferencias existen en relación al mecanismo de falla y desempeño sísmico del edificio con y sin disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo?
- ¿El reforzamiento del edificio incorporando disipadores SLB, presenta ventajas de aspecto estructural y económico respecto a otras técnicas anteriormente planteadas en estudios pasados como la incorporación de disipadores de fluido viscoso Tipo Taylor y la adición de muros de corte?

### **1.3. HIPÓTESIS**

#### ***1.3.1. Hipótesis General***

El reforzamiento estructural incorporando dispositivos de disipación de energía SLB en el edificio de alta vulnerabilidad estructural mejorará su desempeño sísmico aportando rigidez y ductilidad a la edificación.

#### ***1.3.2. Hipótesis Específicas***

- El nivel de desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural ante la acción de un sismo severo es de colapso.
- El nivel desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con los disipadores SLB ante la acción de un sismo severo es de inmediata ocupación.

- El mecanismo de falla en el edificio de alta vulnerabilidad es de piso blando, fallando primero las columnas y luego las vigas. Con la inclusión de disipadores, se redistribuyen los elementos mecánicos de los componentes estructurales, de modo tal que se disminuye la energía de entrada del sismo disipando energía por principio de fluencia de los SLBs, y mejorando así el desempeño sísmico del edificio.
- El reforzamiento del edificio incorporando disipadores SLB es más ventajoso de aspecto estructural y económico respecto a otras técnicas anteriormente planteadas en estudios pasados como la incorporación de disipadores de fluido viscoso Tipo Taylor y la adición de muros de corte.

#### **1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA**

El presente trabajo de investigación se justifica desde el punto de vista práctico-estructural, pues se pretende poner en evidencia la eficiencia del sistema de protección sísmica tipo Shear Link Bozzo, con el fin de ratificar que es posible mejorar considerablemente el desempeño sísmico de una estructura antigua, empleando una alternativa muy económica y práctica, valorando de este modo la tecnología peruana. Junto a ello, se desarrollan conceptos referentes a la utilización de registros sísmicos de diferente naturaleza: registros escalados por amplitud, utilización de registros sintéticos mediante el método del ajuste espectral, así como registros producto de un

estudio de peligrosidad sísmica y respuesta de sitio, todo esto con el fin de poner a prueba diseño de estos disipadores. Actualmente, estos sistemas no son muy difundidos en el Perú a pesar de los grandes beneficios que brindan en la respuesta estructural, según diversas publicaciones del Dr. Luis Bozzo Rotondo.

Asimismo, a título del autor, el aspecto que hace este trabajo de carácter relevante es que en la región de Tacna, zona de alta amenaza sísmica, no se tienen antecedentes del uso de estos elementos, y que la estructura de alta vulnerabilidad sísmica, seleccionada para este estudio (edificio de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG) presenta 2 antecedentes investigativos con fines de reforzamiento: Talace (2004) propone la incorporación de muros de corte, y Anampa (2016) plantea la implementación de disipadores de energía sísmica de fluidos viscosos Taylor. Por tanto, en base a los resultados de la presente investigación, se desarrollará adicionalmente una comparativa de aspecto estructural y económico con las otras soluciones propuestas, planteando de este modo conclusiones que sirvan de aporte para futuros proyectos de naturaleza similar.

## **1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### ***1.5.1. Objetivo General***

Determinar en qué medida mejora el desempeño sísmico de un edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con dispositivos de disipación de energía SLB.

### **1.5.2. *Objetivos Específicos***

- Determinar el nivel de desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural, ante la acción de un sismo severo.
- Determinar el nivel desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con los disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo.
- Realizar un análisis comparativo del mecanismo de falla y desempeño sísmico del edificio con y sin disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo.
- Comparar la eficiencia estructural y costos del reforzamiento del edificio con disipadores SLB, respecto a otras técnicas anteriormente planteadas en estudios pasados como la incorporación de disipadores de fluido viscoso Tipo Taylor y la adición de muros de corte.

## **1.6. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES**

### **1.6.1. *Variables Independientes***

Disipación de energía sísmica de los dispositivos SLB

### **1.6.2. *Variable Dependiente***

Desempeño sísmico del edificio

## CAPITULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### **2.1. FUNDAMENTOS ACERCA DE LOS DISIPADORES SLB**

##### ***2.1.1. Primeras Impresiones Sobre Los Dispositivos SLB***

Bozzo et al. (2020) aseguran que el sistema de protección sísmica Shear Link Bozzo (SLB), en los últimos años se ha venido implementando eficientemente en muchos proyectos de diseño y reforzamiento estructural a nivel nacional e internacional, fabricándose hasta la fecha más de 2028 dispositivos en el Perú por la empresa Postensa SAC, instalados en Lima, Acapulco, Santa Fe, Guadalajara y Ecuador. A diferencia de otros sistemas, existe una amplia selección de estos dispositivos que, cuando se combinan en paralelo, ofrecen una posibilidad muy alta de mejorar el rendimiento estructural a un bajo costo unitario (Cahis et al., 1998; Franchioni, 2001).

Para entrar en contexto, debe entenderse que el disipador SLB pertenece a la familia de los dispositivos histeréticos de control pasivo, de acuerdo al sistema de clasificación propuesto por (Symans et al., 2008). Estos elementos proporcionan una fuente adicional de disipación de energía a través del mecanismo de fluencia de los metales, cuando se incorpora adecuadamente dentro de un marco estructural (Nuzzo et al., 2018). Bajo sismos moderados (deformaciones pequeñas), este dispositivo actúa como

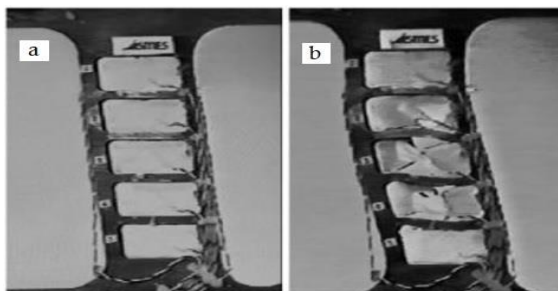
un miembro rigidizador que ayuda a resistir las deformaciones estructurales, mientras que bajo sismos severos (grandes deformaciones), éste actúa como un elemento que absorbe la energía (Villaverde, 2009). Bozzo & Barbat (2000) mencionan que, con la incorporación de los mismos, mediante conexiones no lineales, se busca unificar los campos de control moderno y diseño clásico de estructuras, en base a los conceptos de rigidez, flexibilidad y ductilidad. Es decir, la utilización de los dispositivos Shear Link permiten obtener un sistema estructural rígido pero dúctil (Bozzo & Hurtado, 2005).

En estas instancias, es conveniente revelar que el dispositivo SLB no es el único tipo de disipador histerético que existe. A continuación, se mencionan algunos de los más utilizados en la actualidad: dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness), dispositivos TADAS (Triangular Plates Added Damping and Stiffness), dispositivos de tipo Panal HDS (Honeycomb) y los dispositivos SL (Shear Link) (Bozzo, 2018). Sin embargo, a modo de comparación, Aguiar (2016) realiza el reforzamiento de un silo de almacenamiento de harina empleando disipadores de energía tipo Shear Link de Bozzo en la planta baja y en la planta alta disipadores TADAS, y pone en manifiesto que el dispositivo SLB posee un costo aproximadamente diez veces menor que el TADAS, que es el más usado a nivel mundial. Por tanto, queda clara la ventaja económica que supone emplear este tipo de dispositivos como solución frente a un reforzamiento estructural. Torres & Matango (2017) describen que el dispositivo SLB tiene un valor

aproximado de \$300. Otra ventaja de este dispositivo sobre los otros dispositivos histeréticos es que es el único sistema de disipación de energía con un doble modo de disipación de energía (por corte y flexión) que permite mayor seguridad y capacidad (Bozzo & Barbat, 2000). Hurtado & Bozzo (2008) demuestran experimentalmente que primero la energía se disipa principalmente por esfuerzos de corte uniforme en el alma (ventanas), lo que se denomina “shear mode”, y luego de la degradación de la rigidez del alma, la energía se sigue disipando, pero mediante flexión, “flexural mode”.

**Figura 1**

*Modo de trabajo de los dispositivos Shear Link a) Corte b) Flexión*



*Fuente: Nuzzo et al. (2015)*

Actualmente, este sistema no es muy difundido en el Perú a pesar de los grandes beneficios que brinda en la respuesta estructural, según diversas publicaciones. De hecho, existen muchos estudios numéricos y experimentales de carácter investigativo que demuestran que los dispositivos SLB son excelentes elementos de disipación de energía (Foti et al., 1998; Cahis et al., 1998; Franchioni, 2001; Hurtado & Bozzo, 2008; Nuzzo et al., 2018), e incluso otorgan tablas de diseño directamente utilizables en

programas informáticos tipo ETABS o SAP2000, las cuales presentan sus propiedades mecánicas.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, debe entenderse que el proceso de diseño de los disipadores SLB, el cual es de naturaleza iterativa (Iasevoli, 2019), no representa una gran dificultad, pues existen diversas publicaciones que describen su metodología aplicativa de diseño, entre las que destacan Bozzo & Gaxiola (2015), donde estudian tres proyectos reales que muestran las ventajas de la incorporación de las conexiones SLB, y presenta paso a paso cómo se seleccionan los dispositivos SLB y sus arreglos investigándose la diferencia entre el sistema rígido y el sistema flexible. Hay que añadir a ello, que hoy en día se cuenta incluso con una extensión automatizada para el software ETABS que realiza el procedimiento iterativo, denominado DISIPA-SLB, presentada por Bozzo et al. (2019), con el fin de agilizar este proceso. Por otra parte, se enfatiza que la definición de los detalles constructivos de la incorporación de los dispositivos SLB también forma parte del diseño, y en ese sentido Aguiar et al. (2016b) presentan una explicación detallada del protocolo de instalación y colocación de los disipadores de energía Shear Link Bozzo SLB40\_3 sobre contravientos Chevron y la conexión de las diagonales con la columna mediante el uso de placas Gusset, la cual puede tomarse como referencia.

Finalmente, es importante puntualizar que tras la incorporación de los disipadores SLB, no se pueden utilizar códigos como el FEMA 356, FEMA 440, ASCE 7-10, los cuales sí son aplicables para edificios con amortiguadores o disipadores de fluido viscoso (Bozzo et al., 2020), pues, aunque para fines prácticos ambos se describen en asociación entre sí, estos dispositivos poseen un comportamiento totalmente diferente. Los amortiguadores son sistemas reactivos a la velocidad de la estructura, por lo que no cambian su periodo estructural; los disipadores SLB, por otro lado, incrementan el amortiguamiento, pero más importante que eso, pueden cambiar significativamente la rigidez y, en consecuencia, el periodo estructural (Bozzo & Barbat, 2000). En ese sentido, la implementación del análisis no lineal debería ser siempre obligatoria para diseñar y comprender correctamente el comportamiento estructural inelástico y disipativo, a pesar de que, este tipo de análisis generalmente es evitado por diseñadores profesionales debido a su complejidad (Nuzzo et al., 2015b).

### ***2.1.2. Antecedentes En El Desarrollo De Los Dispositivos SLB***

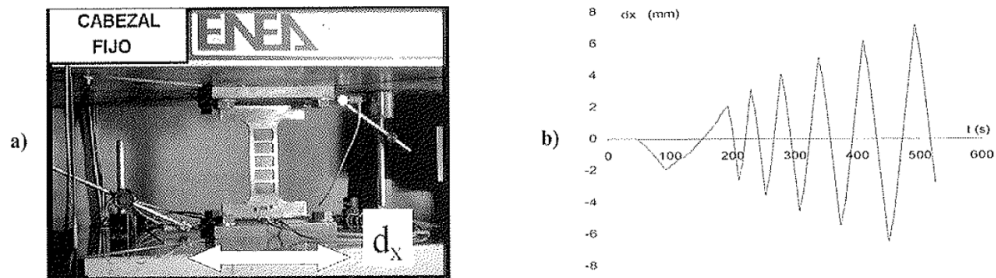
El inicio de las conexiones SLB se puede fijar en el año de 1989, en una conversación entre el Dr. Luis Bozzo y el distinguido profesor Popov en la Universidad de California en Berkeley, quien le manifestó, en referencia al popular sistema estructural de los pórticos excéntricos metálicos, que “el acero era un excelente disipador de energía por fuerza cortante” (Bozzo & Gaxiola, 2015).

La primera investigación en esta línea fue numérica. Foti et al. (1998) comparan numéricamente la respuesta de estructuras incorporando disipadores genéricos de energía determinándose el potencial de reducción de fuerzas entre el sistema flexible (sin disipadores) y el sistema rígido (incorporando disipadores).

Posteriormente, Cahis et al. (1998) proponen el primer prototipo de disipador tipo Shear Link, específicamente para la protección de muros de mampostería. La contribución significativa de este trabajo fue el empleo del frezado o mecanizado para obtener los brazos excéntricos del sistema de manera automatizada sin soldadura. Se realizaron ensayos experimentales de modelos a escala reducida en la mesa vibrante del laboratorio de ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture - Italia) con mucho éxito y que mostraron experimentalmente que era posible diseñar estructuras con el nivel de fuerzas del sistema flexible, pero con el nivel de desplazamientos del sistema rígido (Franchioni, 2001). Se puede decir que este disipador Shear Link es el de primera generación.

## Figura 2

Ensayos realizados por Cahis y sus colaboradores a) Fijación de los dispositivos a los cabezales de ensayo b) Deformación impuesta con carácter cíclico



Fuente: Cahis et al. (1998)

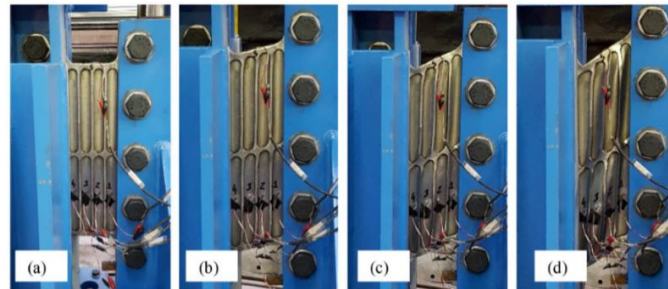
Hurtado & Bozzo (2008) generalizan el disipador Shear Link en base al trabajo con 32 dispositivos, variando sus dimensiones en planta y en altura realizando una optimización cualitativa de su geometría. En base a estos estudios numéricos y cualitativos se fijó una altura de 300mm variando el ancho para distintos niveles de fuerza cortante bajo el mismo patrón de comportamiento. Se realizó un análisis numérico con el programa ANSYS calibrándose los resultados con ensayos experimentales también en el laboratorio de ISMES en Italia. En este trabajo se aportaron tablas de diseño directamente utilizables en programas informáticos tipo ETABS o SAP2000, desarrollando de esta manera la segunda generación del disipador Shear Link a un rango variable de fuerzas de plastificación entre 14 y 435 kN.



SLB de la segunda generación era el de abolladura, que no es más que al trabajar ante cargas laterales, la plastificación se da en el marco primero o simultáneamente que en las ventanas, en ese sentido, al tener ventanas más pequeñas la plastificación se da en las ventanas.

**Figura 4**

*Escenarios de daño del ensayo monotónico en el dispositivo #4 a) Condición Inicial b) Fase de fluencia c) Inicio del pandeo d) Pandeo global*



*Fuente: Nuzzo et al. (2018)*

Actualmente, Postensa SAC fabrica en Perú los dispositivos estándares Shear Link Bozzo de tercera generación fabricados con acero ASTM A36, el cual es muy dúctil, pero tiene una gran capacidad de resistencia a cortante. El dispositivo de Bozzo posee una conexión especial patentada del tipo peine o almenada, que evita la transferencia de carga axial en el dispositivo, lo cual permite su ubicación de forma libre en planta y en altura (Bozzo et al., 2020).

## Figura 5

*Dispositivo SLB actual*



*Fuente: Iasevoli (2019)*

Las ventajas y desventajas de no transferir carga axial son las siguientes (Bozzo, 2018):

- ✓ Simplicidad de cálculo que permite desacoplar del resto del edificio la respuesta de diagonales o muros con el SLB. Esta característica permite ubicar los dispositivos indistintamente en altura lo cual es una gran ventaja arquitectónica.
- ✓ Se evitan posibles inestabilidades o pandeos producto de la carga axial en el dispositivo.
- ✓ Aunque no transmita carga axial, se espera una cierta fricción en la conexión, permitiendo así un mayor amortiguamiento frente a vibraciones verticales.
- ✓ Al articular el dispositivo en un extremo reduce la energía disipada comparado con un sistema bi-empotrado.

### ***2.1.3. Estudios Aplicativos – Uso De Los Dispositivos SLB***

Aguiar et al. (2016a) presentan en forma didáctica el análisis sísmico mediante el método espectral del Bloque Estructural 4 de la UFA-ESPE con disipadores de energía SLB. El mismo presentaba una estructura muy irregular en planta y elevación por lo que se decidió incorporarse disipadores SLB de segunda generación.

Aguiar et al. (2016c) detallan el análisis sísmico realizado al Bloque Estructural 5 de la UFA-ESPE, donde se colocaron disipadores de energía SLB y tensores en la cubierta de acero. En este artículo se muestra el procedimiento de cálculo bastante detallado empleando el sistema de computación CEINCI-LAB.

Bozzo & Gaxiola (2015) estudian tres proyectos reales que muestran las ventajas de la incorporación de las conexiones SLB: la nave industrial Nettelco construida en el Perú, el edificio Urbania ubicado en la ciudad de Guadalajara – México y un edificio prefabricado de muy baja rigidez lateral. Se presenta paso a paso cómo se seleccionan los dispositivos SLB y sus arreglos investigándose la diferencia entre el sistema rígido y el sistema flexible. En esta investigación se hace uso de los análisis dinámicos no lineales paso a paso para la verificación final del sistema de cada uno de los casos.

Torres & Matango (2017) realizan una propuesta teórica para el reforzamiento de una edificación, mediante el uso de disipadores de energía SLB. Esta propuesta se compara con un reforzamiento con muros de corte. Se realiza un análisis estático no lineal por

el método del espectro de capacidad, tanto en la estructura original como en la estructura reforzada con muros y disipadores de energía con el fin de conocer sus curvas de capacidad y sus puntos de desempeño.

Enciso (2018) define cómo varía el diseño sísmico de una estructura con muros continuos y una estructura con muros desacoplados que incorpora disipadores SLB. Para el análisis se consideró el edificio de la universidad privada Franklin Roosevelt, el cual es una estructura esencial de 11 niveles más un sótano. La metodología consistió en realizar análisis sísmicos espectrales a los modelos estructurales con la finalidad de determinar las respuestas sísmicas. Adicionalmente, se realizó un análisis tiempo historia no lineal con la finalidad de verificar la asignación de los disipadores SLB.

Bozzo (2018) presenta la simulación de un ensayo en mesa vibrante de una estructura prefabricada con dispositivos SLB realizada en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP en Lima. Asimismo, realiza una correlación numérico-experimental de los resultados reales del ensayo del módulo y del análisis modelo numérico a nivel de la respuesta en el tiempo de las aceleraciones y desplazamiento del techo. Al final se dan algunos criterios generales para ejecutar el análisis en un modelo matemático incorporando estos dispositivos.

Iasevoli (2019) presenta en la primera parte de su investigación el mismo ensayo de mesa vibratoria unidireccional realizada en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP

en Lima para estudiar el comportamiento sísmico del módulo de 2 niveles de concreto armado prefabricado equipado con dispositivos SLB, y en base a calibración de estos dispositivos con un modelo numérico, en la segunda parte se lleva a cabo el diseño de estos dispositivos SLB para un edificio prefabricado de concreto armado de 5 pisos ubicado en Perú. Las pruebas experimentales ponen en evidencia que cuando el módulo está equipado con dispositivos SLB, la estructura “desnuda” permanece en el campo elástico.

Mena (2019) determina el comportamiento de una estructura de cinco plantas utilizando disipadores de Energía Sísmica SLB. En el análisis sísmico lineal se desarrollan dos modelos en ETABS, uno de forma convencional y otro con la utilización de los Disipadores Sísmicos SLB, para conocer el comportamiento de los mismos, aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Básicamente, se realiza una comparativa a nivel de las fuerzas cortantes de entrepiso, y derivas en las direcciones X y Y.

Bozzo et al. (2019) describen aspectos del modelado de estructuras equipadas con disipadores de energía SLB y desarrolla dos procedimientos de diseño iterativos para seleccionar estos dispositivos: iteración directa e iteración inversa. Esta metodología se aplica a un edificio prefabricado de concreto armado de 5 pisos. Para simplificar estos procedimientos se implementa una aplicación automática o "complemento" para

el programa ETABS (Dissipa SLB Plugin) que automatiza su selección para un sistema estructural específico o configuración arquitectónica de estos elementos.

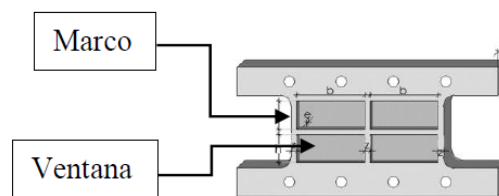
Bozzo et al. (2020) desarrollan una metodología paso a paso para el análisis y diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado y/o de acero con la incorporación de dispositivos de protección sísmica SLB, así como su modelado con software clásicos de diseño de estructuras ETABS o SAP2000. En la publicación en mención se presenta una recopilación de todos los trabajos efectuados respecto a los dispositivos SLB a día de hoy. Asimismo, presentan los parámetros de diseño de los dispositivos SLB estándares que se comercializan actualmente, proveniente de ensayos calibrados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

#### **2.1.4. Bases Teóricas Respecto Al Dispositivo SLB**

##### **2.1.4.1. Detalle Del Dispositivo SLB – Marco Rigidizador Y Ventana (Panel).**

**Figura 6**

*Detalle de disipador SLB de 2° generación de cuatro ventanas*



*Fuente: Enciso (2018)*

Las pequeñas dimensiones transversales de las ventanas, aseguran una disipación de energía uniforme para valores muy bajos de fuerza constante (Nuzzo et al., 2015a).

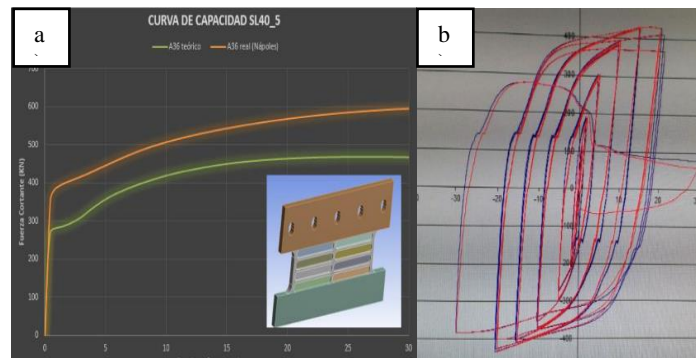
Los rigidizadores evitan la abolladura permitiendo una plastificación estable por cortante con poca degradación de resistencia (Bozzo & Barbat, 2002).

#### **2.1.4.2. *Curva Constitutiva Del SLB.***

Es posible deducir las ecuaciones que definen la curva constitutiva de un disipador Shear Link, tal como lo han realizado Nuzzo et al. (2015a), pero otra forma de hacerlo es experimentalmente y comparar los resultados con un modelo de elementos finitos. En la figura 7.a se presenta la curva de capacidad de un disipador SLB40\_5 (segunda generación) obtenida de un ensayo ante cargas monotónicas (pushover) y en forma analítica con un acero A36 y en la figura 7.b la curva constitutiva de un SLB40\_5 sometido a cargas cíclicas. En la misma se aprecia que el disipador puede llegar a un desplazamiento lateral de 3 cm, pero es recomendable ser conservador y fijarse un valor menor para el diseño a sabiendas de que es mayor. (Aguiar et al., 2016d)

**Figura 7**

a) Curva de capacidad de un disipador SLB40\_5. b) Curva constitutiva de un SLB40\_5 hallada en laboratorio ante cargas cíclicas

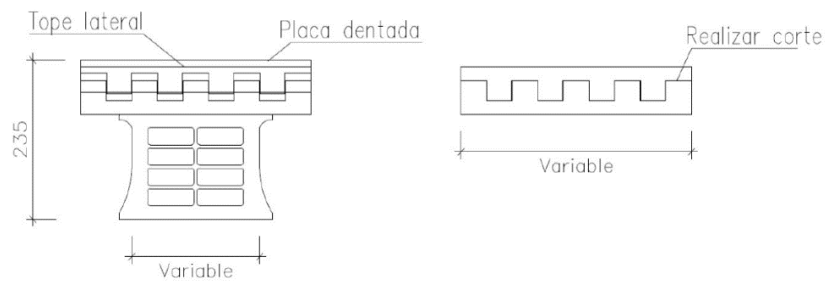


Fuente: Aguiar et al. (2016d)

### 2.1.4.3. Geometría Del Dispositivo Estándar Actualmente Fabricado.

**Figura 8**

Geometría de los dispositivos SLB actualmente fabricados – Conexión Peine + SLB



Fuente: Bozzo et al. (2020)

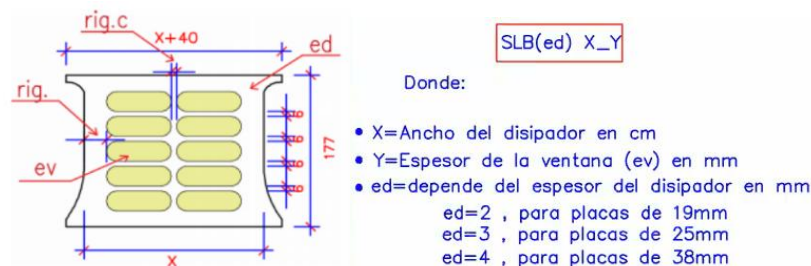
La altura de 235mm corresponde a 80 mm de la placa dentada o “conexión almenada” y 155mm de altura del propio dispositivo (común a todos los dispositivos estándares pero que se puede variar y adaptar a la obra o proyecto específico). La altura total es, por tanto, de 235mm, aunque para fines de cálculo se utilice la altura del disipador, es

decir 155mm. Por otra parte, la longitud depende de la fuerza de inicio de plastificación que se requiera variando en la actualidad entre solo 60mm para una fuerza de inicio de plastificación de 35,6kN hasta 500mm con una fuerza de inicio de plastificación de 897,7kN. En caso de requerirse mayores fuerzas se puede diseñar un dispositivo específico o, simplemente, disponer de N dispositivos en paralelo (Bozzo et al., 2020).

#### 2.1.4.4. *Nomenclatura Del Dispositivo Shear Link Bozzo.*

**Figura 9**

*Ejemplo de nomenclatura del dispositivo SLB*



*Fuente: Mena (2019)*

Hay dispositivos que poseen un asterisco junto a la nomenclatura, tal como sigue: SLB(ed) X\_Y\*. Eso indica que dichos elementos plastifican primero por flexión antes que por cortante, por lo que no son recomendables.

#### 2.1.4.5. *Parámetros De Diseño.*

Las propiedades de los disipadores están descritas en la Figura 10, las cuales permitirán definir las propiedades no lineales al elemento tipo Link. La nomenclatura indicada

pertenece a los dispositivos estándares actualmente fabricados con acero ASTM A36 (Fy 2530kg/cm<sup>2</sup>).

Esta tabla se puede modificar para acero ASTM572 (Fy 3550kg/cm<sup>2</sup>) multiplicando por 1.40 los valores de Fy y Fmax anteriores. Los dispositivos con acero ASTM572 se denominan igual, pero con la letra E delante. Por ejemplo, el SLB3 50\_9 se denominaría ESLB3 50\_9 y tendría un Fy de 1257kN (Bozzo et al., 2020).

**Figura 10**

*Propiedades de dispositivos SLB*

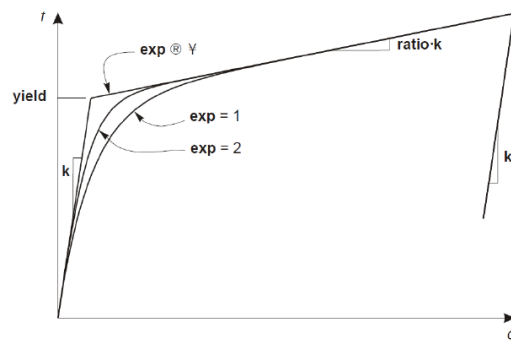
PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LOS DISIPADORES SHEAR LINK BOZZO											
DISPOSITIVO	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS				PROPIEDADES MECÁNICAS						
	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	Rigidez inicial K <sub>1</sub> (KN/cm)	Rigidez post-plastificación K <sub>2</sub> (KN/cm)	Desplaz. de plastificación D <sub>y</sub> (mm)	Fuerza de plastificación F <sub>y</sub> (KN)	Fuerza máxima F <sub>MÁX</sub> (KN)	Energía disipada E <sub>D</sub> (KN.cm)	
SLB2_6_2	19.00	13.00	-	2.00	363.33	9.75	0.98	35.60	69.01	87.08	
SLB2_6_3 *	19.00	13.00	-	3.00	397.80	10.75	1.03	41.00	79.21	99.25	
SLB2_6_4 *	19.00	13.00	-	4.00	421.73	11.65	1.06	44.90	88.58	108.31	
SLB2_6_5 *	19.00	13.00	-	5.00	439.60	12.78	1.08	47.40	96.67	115.18	
SLB2_8_2	19.00	15.00	-	2.00	592.87	13.86	0.81	48.10	92.76	119.78	
SLB2_8_3 *	19.00	15.00	-	3.00	676.27	15.38	0.86	58.00	107.57	141.77	
SLB2_8_4 *	19.00	15.00	-	4.00	737.00	16.28	0.90	66.30	120.87	159.39	
SLB2_8_5 *	19.00	15.00	-	5.00	784.27	17.43	0.93	72.70	133.29	173.71	
SLB2_10_2	19.00	20.00	-	2.00	893.40	19.15	0.76	68.00	128.71	168.89	
SLB2_10_3	19.00	20.00	-	3.00	1039.13	21.57	0.78	81.10	148.63	198.84	
SLB2_10_4 *	19.00	20.00	-	4.00	1149.53	22.96	0.81	93.00	166.26	224.54	
SLB2_10_5 *	19.00	20.00	-	5.00	1237.80	14.93	0.91	112.20	182.26	246.55	
SLB2_15_2	19.00	20.00	-	2.00	1571.47	31.17	0.65	101.80	199.61	258.66	
SLB2_15_3	19.00	20.00	-	3.00	1961.47	37.36	0.64	126.10	240.45	318.16	
SLB2_15_4	19.00	20.00	-	4.00	2290.27	42.03	0.65	149.70	276.57	373.16	
SLB2_15_5	19.00	20.00	-	5.00	2575.60	45.69	0.67	172.50	310.13	424.52	
SLB2_20_2	19.00	25.00	5.00	2.00	2073.33	37.83	0.60	124.60	243.14	316.64	
SLB2_20_3	19.00	25.00	5.00	3.00	2630.13	46.27	0.60	156.90	298.30	396.26	
SLB2_20_4	19.00	25.00	5.00	4.00	3105.53	53.03	0.61	188.30	348.53	470.63	
SLB2_20_5	19.00	25.00	5.00	5.00	3520.20	58.63	0.62	218.40	395.71	540.18	
SLB3_25_2	25.00	30.00	5.00	2.00	3214.07	58.98	0.61	194.80	383.50	494.69	
SLB3_25_3	25.00	30.00	5.00	3.00	4046.67	70.69	0.59	238.20	457.15	602.54	
SLB3_25_4	25.00	30.00	5.00	4.00	4783.20	81.04	0.58	279.60	526.49	703.70	
SLB3_25_5	25.00	30.00	5.00	5.00	5447.47	90.85	0.59	319.00	592.39	799.88	
SLB3_25_6	25.00	30.00	5.00	6.00	6064.13	99.65	0.59	357.10	655.63	891.48	
SLB3_25_7	25.00	30.00	5.00	7.00	6644.13	107.41	0.59	394.50	716.83	979.51	
SLB3_25_8	25.00	30.00	5.00	8.00	7191.47	114.57	0.60	430.70	776.40	1064.12	
SLB3_25_9	25.00	30.00	5.00	9.00	7711.07	120.73	0.60	466.40	834.90	1145.71	
SLB3_30_2	25.00	30.00	5.00	2.00	3666.73	64.22	0.58	212.10	415.33	539.19	
SLB3_30_3	25.00	30.00	5.00	3.00	4717.00	78.76	0.56	265.70	507.23	672.79	
SLB3_30_4	25.00	30.00	5.00	4.00	5661.33	92.21	0.56	316.90	594.62	799.16	
SLB3_30_5	25.00	30.00	5.00	5.00	6525.67	104.99	0.56	366.10	678.62	920.34	
SLB3_30_6	25.00	30.00	5.00	6.00	7336.60	116.45	0.56	414.20	759.77	1036.63	
SLB3_30_7	25.00	30.00	5.00	7.00	8106.07	126.92	0.57	461.30	838.79	1149.06	
SLB3_30_8	25.00	30.00	5.00	8.00	8840.00	135.98	0.57	508.00	915.50	1257.99	
SLB3_30_9	25.00	30.00	5.00	9.00	9542.20	145.74	0.58	552.50	992.12	1363.85	
SLB3_40_2	25.00	30.00	5.00	2.00	4571.07	76.44	0.54	248.30	482.60	634.54	
SLB3_40_3	25.00	30.00	5.00	3.00	6043.67	97.23	0.53	321.00	609.64	817.79	
SLB3_40_4	25.00	30.00	5.00	4.00	7393.67	116.17	0.53	391.60	732.20	993.03	
SLB3_40_5	25.00	30.00	5.00	5.00	8650.00	133.79	0.53	460.80	851.48	1162.82	
SLB3_40_6	25.00	30.00	5.00	6.00	9843.00	149.92	0.54	528.70	967.95	1327.13	
SLB3_40_7	25.00	30.00	5.00	7.00	10988.00	165.19	0.54	595.40	1082.30	1487.36	
SLB3_40_8	25.00	30.00	5.00	8.00	12091.27	179.81	0.55	660.90	1195.00	1643.93	
SLB3_40_9	25.00	30.00	5.00	9.00	13156.07	194.00	0.55	725.10	1306.30	1797.11	
SLB3_50_2	25.00	30.00	5.00	2.00	5479.60	88.67	0.52	284.90	551.27	730.67	
SLB3_50_3	25.00	30.00	5.00	3.00	7367.13	114.64	0.51	377.50	713.65	963.00	
SLB3_50_4	25.00	30.00	5.00	4.00	9116.00	138.30	0.51	468.10	871.40	1186.77	
SLB3_50_5	25.00	30.00	5.00	5.00	10759.13	160.81	0.52	557.00	1025.70	1404.77	
SLB3_50_6	25.00	30.00	5.00	6.00	12328.87	181.80	0.52	644.40	1177.30	1616.83	
SLB3_50_7	25.00	30.00	5.00	7.00	13844.20	202.03	0.53	730.30	1326.80	1824.36	
SLB3_50_8	25.00	30.00	5.00	8.00	15312.67	221.80	0.53	814.70	1474.50	2028.05	
SLB3_50_9	25.00	30.00	5.00	9.00	16737.00	241.37	0.54	897.70	1621.20	2228.51	

*Fuente: Bozzo et al. (2020).*

En general, los parámetros necesarios para definir un elemento inelástico tipo Link según el modelo de plasticidad propuesto por Wen (1976), son: la rigidez efectiva  $k$ ; el límite elástico  $F_y$ ; la relación de rigidez post-fluencia  $r$ ; y el exponente de plastificación “ $n$ ”, definiéndose así el comportamiento histerético tal como se muestra en la Figura 11. El valor de “ $n$ ” regula la suavidad de la transición entre la región lineal y no lineal.

**Figura 11**

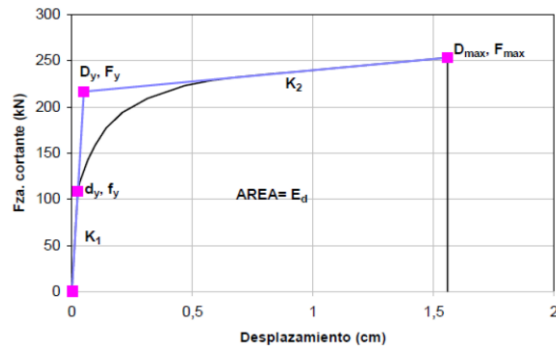
*Comportamiento Histerético Propuesto por Wen (1976)*



Por consiguiente, dado que las Tablas de Diseño otorgan las propiedades mecánicas de los disipadores SLB, resulta muy sencillo definir el comportamiento inelástico de los disipadores SLB, tal como se presenta en la Figura 12.

**Figura 12**

*Comportamiento Inelástico de los Disipadores SLB según el Modelo de Wen*



*Fuente: Bozzo (2018)*

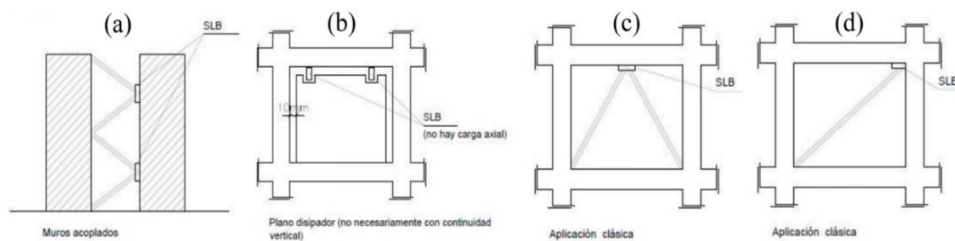
La nomenclatura indicada en la figura anterior corresponde a las propiedades mecánicas mostradas en la Tabla de Diseño (Figura 10). A falta de una mejor previsión del exponente de plastificación, se adopta igual a 2 porque de esta manera la forma histerética proporcionada se acerca más a los resultados experimentales reportados en el estado de la técnica (Ciliento, 2019).

#### **2.1.4.6. Alternativas De Colocación De Los Dispositivos SLB.**

En la Figura 13 se muestran las diferentes formas de localización de los disipadores SLB. En los casos (b) y (c) los dispositivos no necesitan estar alineados verticalmente desde que la conexión no transfiere carga axial (Bozzo et al., 2019).

### Figura 13

Posición de las conexiones SLB a) muros acoplados b) Paneles disipativos liberando fuerza axial en las conexiones SLB c) Marcos rigidizados clásicos



Fuente: Bozzo & Gaxiola (2015)

Es interesante indicar que la rigidez inicial de la estructura se aumenta sensiblemente por el empleo de los disipadores SLB. Por ello, y dadas las curvas habituales de los espectros de respuesta, parecería que esta mayor rigidez debiera producir un aumento de las fuerzas sísmicas. Sin embargo, la plastificación del disipador cambia la frecuencia de vibración y controla la respuesta evitando estas amplificaciones dinámicas (Bozzo & Barbat, 2002).

#### 2.1.4.7. Ventajas De Los Dispositivos SLB.

Según Lopez & Bozzo (2019), las ventajas de los dispositivos SBL son:

- Inicio de la disipación para bajos valores del desplazamiento
- Alta capacidad de disipación de energía
- Reserva de capacidad de disipación de energía en caso de rotura de los paneles

- Lazo histerético estable
- Simplicidad, economía y bajo mantenimiento
- Facilidad de sustitución en caso de daño

#### **2.1.4.8. Procedimiento De Diseño.**

Tal como ya se ha planteado anteriormente, el procedimiento de diseño de las conexiones SLB es de naturaleza iterativa. A continuación, se describen los pasos que se seguían para el diseño de disipadores SLB de segunda generación (Gaxiola et al., 2016):

- I. En primer lugar, se modelaban los dispositivos SLB como elementos Frame rectangulares de dimensiones 30cm x 2cm. Era importante liberar el extremo del disipador para no tomar fuerza axial y se debía confirmar la orientación de sus ejes locales.
- II. Posterior a ello se definía el espectro de respuesta inelástico de acuerdo al código normativo sismorresistente, para efectuar así el análisis dinámico modal espectral, de donde se obtenían las cortantes en cada dispositivo para un predimensionamiento preliminar utilizando la tabla de (Hurtado & Bozzo, 2008). Vale mencionar que el control de derivas máximas, como en cualquier análisis

sísmico, era revisado previamente. El predimensionamiento en mención consistía en seleccionar el dispositivo SLB de acuerdo a la demanda por corte actuante.

- III. Fijados los tipos de disipadores SLB necesarios, se realizaba la asignación de su respuesta no lineal utilizando el modelo plástico de Wen por medio de elementos no lineales tipo link, reemplazando así al elemento frame definido en el prediseño. Del mismo modo, era necesario liberar la fuerza axial en estos elementos.
- IV. Entonces, se definían las funciones tiempo-historia agregando los registros de aceleraciones a emplear para posteriormente ejecutar el análisis no lineal tiempo historia asignando el registro de aceleraciones en la dirección deseada. Se recomendaba revisar las disposiciones dadas en la normativa local para el escalamiento de registros.
- V. Finalmente se debía corroborar en cada dispositivo que la capacidad última del disipador sea mayor a la fuerza cortante a la cual debería estar sometido durante el evento sísmico. En consecuencia, éstos podían ser optimizados siguiendo el mismo procedimiento.

Tras la mejora de las conexiones SLB en su tercera generación, Iasevoli (2019) ha planteado diseñar estos disipadores equipados en un edificio de concreto prefabricado

de cinco pisos mediante un procedimiento iterativo muy parecido al anterior, con algunas consideraciones adicionales, y lo precisa en 3 pasos:

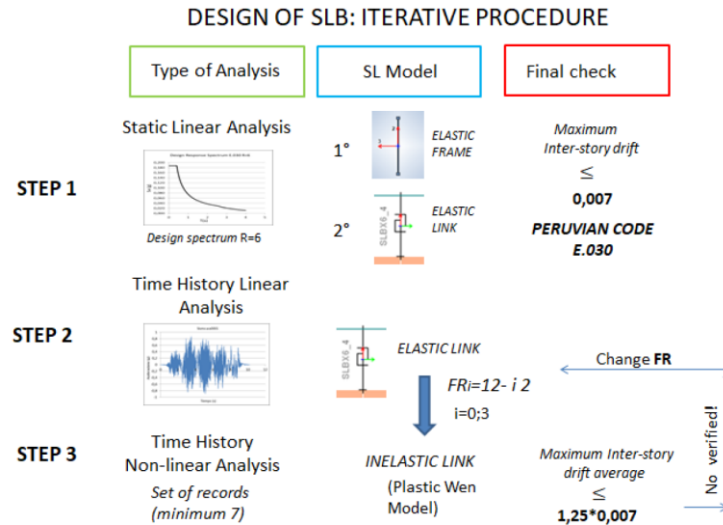
- El primer paso consiste en modelar los dispositivos SLB como elemento Frame para efectuar el diseño preliminar. Para ello se asigna inicialmente una sección transversal en doble T de 300 mm X 4 mm a todos estos elementos. Luego se efectúa un análisis dinámico modal espectral considerando un espectro inelástico reducido en un 25% según el código peruano E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2020) con un  $R=6$ , lo cual toma en cuenta el comportamiento dúctil debido al sistema de disipación incorporado. De este análisis, se evalúan las fuerzas cortantes en cada dispositivo SLB. Se realizan tantas iteraciones sean necesaria seleccionando la dimensión SLB de la Tabla de Diseño (actual) con el parámetro de diseño  $F_y$  en relación al cortante absorbido de cada dispositivo. Una vez fijados los SLB, se modelan como elemento Link asignando los parámetros correspondientes proporcionados por la misma tabla. Posteriormente, se verifica la máxima deriva de piso acorde al límite normativo.
- Se implementa un Análisis Lineal de Historia de Tiempo con una señal sísmica definida para optimizar la dimensión de los dispositivos SLB. Aquí se considera un factor de reducción FR relacionado con la ductilidad de estos disipadores, que varía en el rango de 6 a 12, y proporciona un menor corte para el diseño de los

mismos; en función de ello se selecciona nueva dimensión de los dispositivos SLB. En un principio se considera el valor más alto del factor de reducción ( $FR = 12$ ) para optimizar el diseño de las conexiones SLB y posteriormente se verifica la deriva máxima de la historia con el Análisis no lineal de Historial de Tiempo (Paso 3) según el límite normativo.

- En el tercer paso se implementa un Análisis No Lineal de Historia en el Tiempo considerando un conjunto de  $n^\circ$  señales para verificar la deriva máxima de piso que influye en el diseño de los dispositivos SLB según la E.030. Los valores de salida se obtienen como el promedio de cada resultado diferente. Hay que resaltar que tras la implementación de este último análisis se debe revisar que los cortantes absorbidos por cada dispositivo SLB sea mayor a la cortante de fluencia  $F_y$  para asegurar un comportamiento no lineal.

**Figura 14**

*Procedimiento iterativo de diseño de los dispositivos SLB*



*Fuente: Iasevoli (2019)*

Afortunadamente a día de hoy el diseño de los disipadores SLB asociado a la selección de dispositivos con el análisis sísmico modal espectral está normalizado, y consiste en 2 procedimientos de diseño iterativo: el método directo y el método inverso (fuerza fija). Ambas metodologías fueron desarrolladas por Bozzo et al. (2019), quienes a su vez implementaron una aplicación automática o "complemento" para el programa ETABS denominada Dissipa SLB Plugin, facilitando de este modo el procedimiento metodológico, el cual es descrito además en el Manual de Diseño presentado por (Bozzo et al., 2020). Por tal razón, solo se comenta lo siguiente:

- El método iterativo directo para la selección de disipadores es el procedimiento de diseño básico para los dispositivos SLB ya descrito previamente, con algunos

puntos interesantes adicionales como: la implementación de un elemento tipo Link desde el principio (SLB3 30\_3); y la consideración de un límite superior de la relación de fuerza de corte a fluencia mediante el uso de un ratio demanda-capacidad dentro del rango de 1,1-1,4, esto con el fin de evitar la falla del dispositivo. La iteración se repite hasta que se alcance dicha condición en todos los dispositivos y se satisfagan los resultados de la verificación de las derivas máximas de acuerdo a la norma.

**Figura 15**

*Diagrama de Flujo del Procedimiento Iterativo Directo*



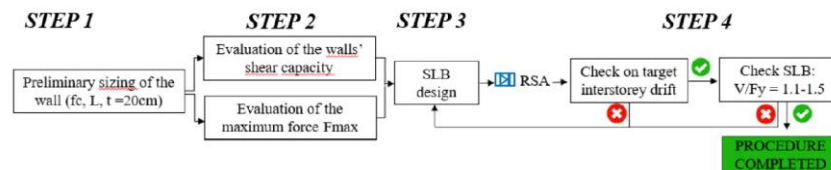
*Fuente: Ciliento (2019)*

- Debido a que el procedimiento de iteración directa normalmente aumenta el tamaño del dissipador en cada iteración, así como su fuerza de corte, conduciendo a obtener muros desacoplados (de soporte para los SLB) de gran tamaño los cuales podrían no corresponder a las necesidades arquitectónicas se creó un método alternativo y es el procedimiento iterativo “inverso”, con el que se busca fijar el valor de la fuerza de corte en el dissipador (obtenida considerando un valor fijo de la resistencia del concreto, de la longitud y del espesor del muro), por lo tanto, la

iteración consiste en reducir el tamaño del disipador en el modelo numérico (y no en la realidad) con el fin de lograr calibrar tal fuerza de corte transferida. Del mismo modo que el método directo es importante verificar que la relación de fuerza cortante real de capacidad / modelo del dispositivo sea como máximo 1.4, así como las derivas.

**Figura 16**

*Diagrama de Flujo del Procedimiento Iterativo Inverso*



*Fuente: Ciliento (2019)*

Es oportuno mencionar que Nuzzo et al. (2019) también plantean un procedimiento fácil y efectivo basado en el desplazamiento que busca facilitar el diseño sísmico o reforzamiento de estructuras en donde se incorporan disipadores histeréticos. Ciliento (2019) trata con mayor profundidad el “Displacement-Based Design Method”, además de los 2 métodos iterativos anteriormente mencionados, por lo que es una excelente referencia para entender el diseño de los disipadores SLB.

## **2.2. REVISIÓN DE LITERATURA SOBRE DESEMPEÑO SÍSMICO, ANÁLISIS NO LINEALES Y ESTUDIOS ENFOCADOS A CARACTERIZAR LA DEMANDA SÍSMICA**

### ***2.2.1. Metodología Y Enfoque Del Diseño Por Desempeño***

El diseño por desempeño sísmico es una metodología alternativa que proporciona la posibilidad de diseñar edificios con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción diferentes sismos de diseño y las variables con que se cuentan para lograrlo son la rigidez, resistencia y capacidad de incursionar fuera del rango lineal (Medina & Music, 2018). En un contexto más amplio, esta metodología parte de la necesidad de replantear los procedimientos de la ingeniería sísmica tradicional, la cual se hizo notoria después de los sismos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995, debido a las grandes pérdidas económicas y de vidas humanas sufridas tras los mismos (Toledo, 2020). Visto de esa forma, el desarrollo del marco normativo de la ingeniería sísmica basada en desempeño (PBEE, por sus siglas en inglés) no es reciente, en la Tabla 1 se describe la evolución de los códigos que gobiernan este enfoque, los cuales aparecen principalmente como guías de evaluación y rehabilitación sísmica de edificios. Actualmente, el ASCE/SEI 41-17 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2018) representa el estado del arte del conocimiento de la PBEE, al menos de la primera generación, pues en los últimos años, instituciones como la Federal Emergency Management Agency (FEMA) y la Pacific Earthquake Engineering

Research Center (PEER), ha venido planteando y promoviendo metodologías probabilísticas, dentro del marco conceptual de la PBEE, recogidas en el FEMA P-58 (FEMA, 2012), el cual está basado en la obtención del desempeño probable de una estructura por medio de etapas secuenciales de análisis y la inclusión de incertidumbres (peligro, análisis estructural, daño y pérdidas) (Toledo, 2017). Ésta última metodología sale del alcance del presente trabajo.

**Tabla 1**

*Reseña Histórica de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*

<b>AÑO</b>	<b>ACONTECIMIENTO</b>	
<b>1992</b>	La SEAOC (Structural Engineers Association of California) establece el Comité VISION 2000, que define el marco conceptual para el desarrollo de una nueva generación de códigos sísmicos, contenido en el documento Performance Based Seismic Engineering of Buildings.	
<b>1996</b>	El ATC (Applied Technology Council) publica el documento ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings)	Buscaban proporcionar una guía para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones, utilizando el concepto de desempeño.
<b>1997</b>	FEMA (Federal Emergency Management Agency) publican los reportes FEMA 273 y 274 (NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings)	
<b>2000</b>	La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) publica el pre estándar FEMA 356, en sustitución de los documentos FEMA 273 Y FEMA 274, para la Rehabilitación Sísmica de Edificaciones, basado en la metodología de diseño por desempeño.	
<b>2003</b>	Se publica el estándar ASCE/SEI 31-03 (Seismic Evaluation of Existing Buildings) que fue establecida para reflejar todos los avances hasta la fecha e incorporar lecciones aprendidas, reemplazando así a la normativa FEMA 310 (HandBook for Seismic Evaluation of Buildings - A prestandard - 1998)	
<b>2005</b>	Se publica el documento FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures), cuyo objetivo fue la evaluación y mejora de los procedimientos estáticos no lineales NSP contenidos en el FEMA 356 y en el ATC-40, enfocado a la aplicación de cada método y evitar respuestas conflictivas.	
<b>2007</b>	Se publica el estándar ASCE/SEI 41-06 (Seismic Rehabilitation of Existing Buildings), desarrollado a partir del FEMA 356 y que representaba el estado del arte del conocimiento en ingeniería sismorresistente, además de incluir las recomendaciones dadas en el FEMA 440.	
<b>2014</b>	Se publica el ASCE/SEI 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings), la cual actualiza y reemplaza las normativas previas ASCE/SEI 31-03 y ASCE/SEI 41-06, generando una metodología de evaluación sísmica y adecuación, aplicable a cualquier edificación.	
<b>2018</b>	Se publica el ASCE/SEI 41-17, que es una actualización del anterior estándar para estar en concordancia con el estándar ASCE 7-16 (Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures - 2017) al que se hace referencia dentro de su contenido.	

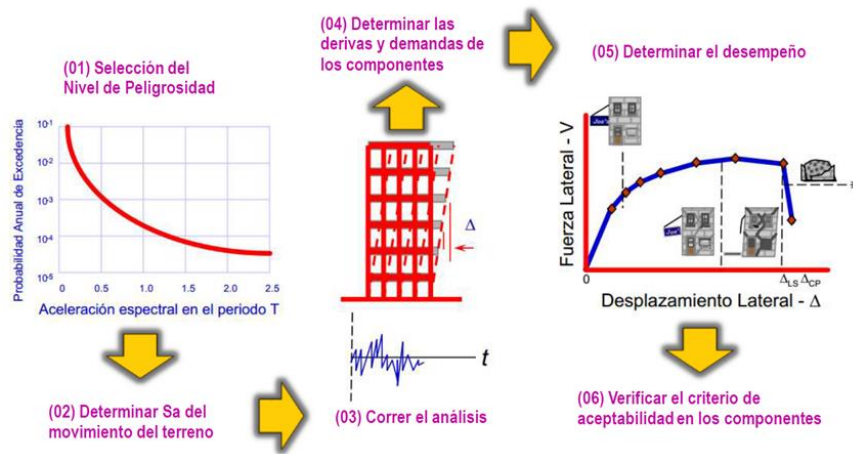
En el marco conceptual de la PBEE (1° generación), existen tres conceptos que se tienen que tomar en cuenta: niveles de desempeño, demanda sísmica y objetivos de desempeño (Medina & Music, 2018), los cuales pueden diferir en notaciones y terminologías, pero no en conceptos.

En lo esencial, un objetivo de desempeño sísmico se define al seleccionar un nivel de desempeño deseado para un nivel de sismo establecido (Applied Technology Council [ATC], 1996). Ahora bien, un nivel de desempeño está asociado a un estado límite de daño discreto en la edificación, y se establece en función de posibles daños en los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los habitantes, así como la funcionalidad del edificio (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005). Se plantea entonces que el comportamiento deseado de la estructura puede estar sujeto a múltiples escenarios de amenaza sísmica acogiendo de este modo múltiples objetivos de desempeño. En esta instancia, la demanda sísmica o nivel de amenaza sísmica puede definirse bajo un enfoque probabilístico expresado como un espectro de respuesta de aceleración, o como una historia de aceleración en el tiempo para distintas probabilidades de ocurrencia (FEMA, 2000). De allí que, VISION 2000 (Structural Engineering Association of California [SEAOC], 1995), ATC 40 (ATC, 1996), FEMA 356 (FEMA, 2000) exhiben varios niveles y objetivos de

desempeño, así como niveles de amenaza sísmica. Choque & Luque (2019) presentan un resumen práctico de estas tablas.

**Figura 17**

*Enfoque de evaluación en la primera generación de la PBEE*



*Fuente.: Toledo (2020)*

En esta perspectiva, para juzgar la aceptabilidad de un objetivo de desempeño definido, el FEMA 356 y ATC-40 proporcionan criterios de aceptabilidad globales (basado en derivas límites y control de degradación de resistencia de la estructura) y locales (basado en acciones de fuerza y desplazamiento en sus componentes). Para detallar más acerca de este último, el ASCE/SEI 41-17 clasifica a los componentes como primarios o secundarios, de acuerdo si los mismos resisten o no, respectivamente, las fuerzas sísmicas; y distingue cada acción como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (frágil). Dentro de este marco se evalúan las acciones de fuerza y deformación, para compararlas con los valores límites asociados al objetivo de

desempeño seleccionado. Sin duda aquí debe ponerse especial atención al análisis empleado. De hecho, el ASCE/SEI 41-17 establece 4 procedimientos de análisis (lineal estático, lineal dinámico, no lineal estático, no lineal dinámico), pero para efectos de este trabajo se hace referencia solo a estos dos últimos. Las acciones deben estar referidas al desplazamiento máximo que experimentará la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica, denominado punto de desempeño o desplazamiento objetivo, calculado a partir de la determinación de la curva de capacidad estructural obtenida directamente de los análisis de tipo no lineal. Los métodos para determinar el punto de desempeño son los siguientes:

- El método del Espectro de Capacidad, propuesto por Freeman (1975), definido dentro del documento ATC-40 y luego mejorado en el FEMA 440 (FEMA, 2005) mediante un procedimiento de Linealización Equivalente.
- El método de los Coeficientes de Desplazamiento, principal del código FEMA 356, que ya aparecía en ediciones anteriores como FEMA 273 (FEMA, 1997), y que fue mejorado en el FEMA 440 y adoptado por el ASCE 41-17.

La mejor referencia de estos son las mismas normativas. En términos simples, el Método del Espectro de Capacidad tiene su fundamento en la comparación del espectro de capacidad con el espectro de diseño mediante un proceso iterativo ajustado por factores de reducción que toman en cuenta de manera compatible la disipación

histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento del edificio obtenido en cada fase. El método de los Coeficientes de Desplazamiento, en cambio, permite estimar este punto mediante un proceso numérico directo, que incluye el cálculo de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral correspondiente al periodo fundamental efectivo, de acuerdo al desplazamiento máximo probable en el tope del edificio, efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y estrangulamiento de ciclos histeréticos, e incremento del desplazamiento debido a efectos de segundo orden. (ATC, 1996; FEMA, 2000; FEMA, 2005).

### ***2.2.2. Inserción A Los Análisis De Tipo No Lineal Y Comentarios Respecto A Los Modelos***

Es muy conocido que en la actualidad la mayoría de los códigos sísmicos de edificios tienen en cuenta de manera simplificada el comportamiento no lineal de una estructura en la etapa de diseño mediante un factor de reducción de fuerzas que reduce el espectro elástico de respuesta, el cual depende del tipo de estructura, resistencia y capacidad de deformación; y tiene en cuenta de alguna manera la capacidad de disipación de energía que posee la misma cuando incursiona en el rango no lineal (Paulay & Priestley, 1992). Ahora bien, aunque los análisis lineales (estático o dinámico) dan una buena indicación de la capacidad elástica de las edificaciones e indican donde la primera fluencia

ocurrirá, no pueden predecir mecanismos de falla y explicar la redistribución de fuerzas durante la fluencia progresiva del edificio (Burgos, 2007). Resulta claro además que si se espera un comportamiento no lineal de la estructura es más realista que se emplee la teoría de análisis no lineal. Este comportamiento comúnmente está asociado a la relación esfuerzo-deformación no lineal de los materiales (Wilson, 2002). Dentro de este orden de ideas debe quedar claro que en un análisis no lineal deja de admitirse de manera implícita la capacidad del edificio de incursionar la respuesta estructural en el rango inelástico con el coeficiente de modificación de respuesta, es más, a partir de este tipo de análisis es posible determinar o verificar este factor.

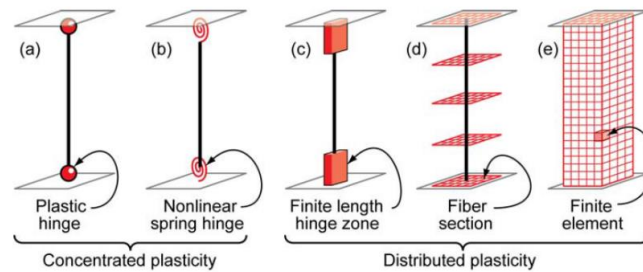
Oviedo & Duque (2006) precisan que para el diseño o reforzamiento de edificaciones que utilicen sistemas de control de respuesta sísmica no convencionales, como el presente caso de estudio, debe contarse con un modelo de análisis que tenga en cuenta la respuesta inelástica del sistema estructural, compuesto por disipadores y estructura; de esta manera el mecanismo de falla queda claramente definido. Sucede pues que, las nuevas metodologías de diseño por desempeño, y las opciones de análisis que presentan los programas comerciales como el SAP2000 y ETABS (Computers and Structures Inc [CSI], 2017) hacen posible realizar este tipo de estudios.

Naturalmente existen distintos tipos de modelos de análisis inelástico para los elementos de la estructura. Estos se diferencian por la manera en que su plasticidad es

distribuida a través de su sección transversal y a lo largo de su longitud, distinguiéndose dos grupos: modelos de plasticidad concentrada (rótulas plásticas y elementos tipo “links”) y modelos de plasticidad distribuida (zona de rotación con longitud finita, secciones de fibra y elementos finitos). De este modo, varios tipos de elementos estructurales (vigas, columnas, brazos, y muros a flexión) pueden ser modelados usando los conceptos anteriores. (National Institute of Standards and Technology [NIST], 2010).

**Figura 18**

*Modelos de Idealización de elementos viga-columna*



*Fuente: NIST (2010)*

Para efectos del presente trabajo es admisible emplear el modelo más simple, el cual concentra las deformaciones inelásticas en los extremos de los elementos viga – columna (rótulas plásticas), simulando de este modo la zona de concentración de cambio de curvatura constante en una longitud “ $L_p$ ”. Estas suposiciones permiten pasar de la relación Momento-Curvatura a la relación Momento-Rotación multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva. De allí que el diagrama Momento-

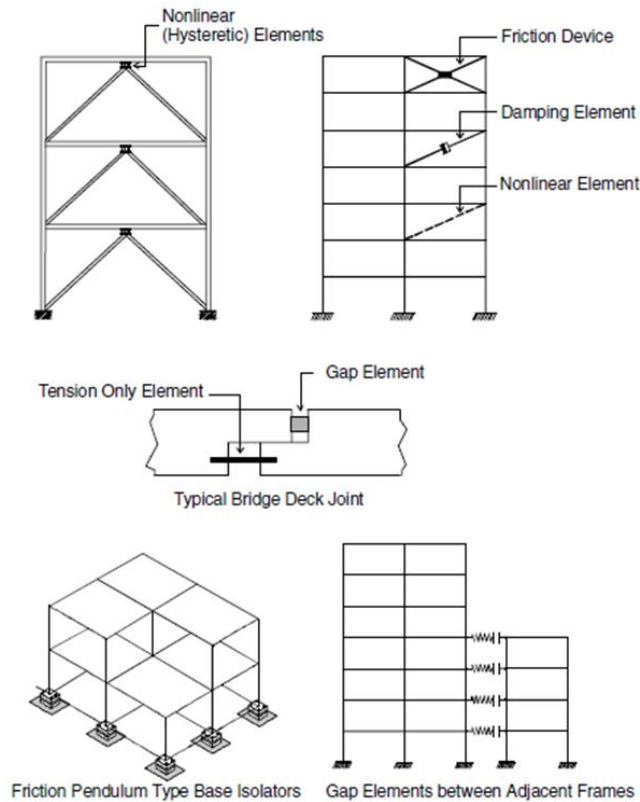
Curvatura ( $M-\phi$ ) corresponde a una sección y el diagrama Momento-Rotación ( $M-\theta$ ) a una porción del elemento (Choque & Luque, 2019). Una buena estimación para “ $L_p$ ” en vigas y columnas de proporciones típicas es de  $0.5h$ , donde  $h$  es el peralte del elemento (Paulay & Priestley, 1992). Es conveniente acotar que a partir de curvas constitutivas de los materiales basados en modelos como el de Whitney, Hognestad, CEB (para concreto no confinado); Kent y Park, Mander (para concreto confinado); Elastoplástico, Curva Completa, Trilineal (para acero), es posible construir los diagramas  $M-\phi$ , sin embargo lo que se busca es modelar la no linealidad de los componentes estructurales de concreto reforzado de un edificio antiguo, por tanto se comprende que no es posible realizarlo como tal. Se adopta entonces los parámetros de modelamiento establecidos en el ASCE/SEI 41-17 para obtener diagramas  $M-\theta$  simplificados y normalizados, los cuales son resultados calibrados a la envolvente de respuesta cíclica para componentes sujetos a historias de cargas estandarizadas y simétricas de numerosos ensayos con enfoques de reforzamiento. Esto al menos para ejecutar el análisis no lineal estático, porque NIST (2013) establece que su uso para el caso dinámico tiene importantes limitaciones, razón por la cual debe complementarse con parámetros propios de este tipo de análisis, como la inclusión del amortiguamiento y el comportamiento histerético de los componentes (Gonzales, 2014).

Respecto al comportamiento histerético a adoptar, el modelo debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrechamiento bajo cualquier historia de desplazamientos (Burgos, 2007). En FEMA P440A (FEMA, 2009) se asocia la degradación en la rigidez al agrietamiento, pérdida de adherencia, o la interacción con altos esfuerzos cortantes o axiales; y NIST (2010) sostiene que la degradación de la resistencia se manifiesta ante largas deformaciones cíclicas inelásticas debido al agrietamiento, fractura, pandeo local, pérdida de adherencia u otros fenómenos. En este contexto, existen distintos modelos matemáticos de histéresis que pueden adoptarse; así pues, desde una perspectiva práctica para modelar la respuesta en vigas puede usarse el modelo de Takeda y el Isotrópico para las columnas, los cuales vienen incorporados como opciones en el ETABS. Aunque estos modelos ya han quedado relegados. Respecto al amortiguamiento, es muy conocido que en el cálculo dinámico clásico de estructuras se utiliza un amortiguamiento viscoso, proporcional a la velocidad, que está basado en el modelo de Kelvin-Voigt (Barbat & Oller, 1998), así pues la formulación de Rayleigh, que propone el cálculo de la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez (Wilson, 2002) es a menudo usado en el modelo matemático para simular la respuesta dinámica de las estructuras, y es el que se impone en el ASCE 41-17 y recomienda también (Bozzo, et al. 2020).

Por otro lado, tal como se ha descrito, para caracterizar numéricamente el comportamiento no lineal de los disipadores SLB, Bozzo et al. (2019) mencionan que el elemento Nlink es ideal. Adviértase que, de los diferentes tipos de Nlink ofrecidos por programas como el SAP2000 o ETABS, enfatizan trabajar con el modelo de plasticidad propuesto por Wen (1976), el cual está basado en un comportamiento histerético, permitiendo de esta manera la incorporación de las propiedades no lineales del disipador SLB ingresando las propiedades mecánicas bilineales como son: la rigidez elástica, la rigidez post fluencia, el factor de relación entre la rigidez inicial y de post fluencia y la fuerza de fluencia del dispositivo; estos datos pueden ser obtenidos directamente de la tabla de parámetros de diseño de los dispositivos SLB de tercera generación presentados por Bozzo et al. (2020).

**Figura 19**

*Ejemplos de Elementos No Lineales*



*Fuente: Wilson (2002)*

### **2.2.3. Procedimientos De Análisis De Tipo No Lineal**

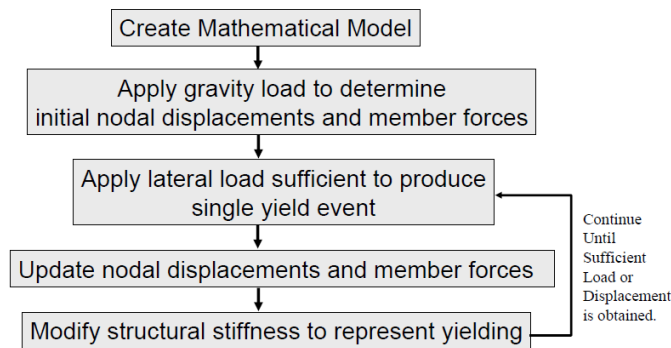
#### **2.2.3.1. Análisis No Lineal Estático.**

El análisis estático no lineal o tipo Pushover, es un método ampliamente utilizado y aceptado (a pesar de sus múltiples limitaciones) para la determinación del desempeño en estructuras ante acciones sísmicas. Se puede tratar como un método de cálculo que se encuentra a medio camino entre el análisis lineal estático y el análisis no lineal

dinámico. Está basado en llevar a la estructura al colapso mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales (monotónicamente creciente) (Zabala, 2017).

**Figura 20**

*Event-to-Event Pushover Analysis*



*Fuente: FEMA (2007)*

El modelo matemático debe incorporar los efectos de la respuesta inelástica de los materiales. El principal resultado del mismo es la curva de capacidad estructural, la cual relaciona el desplazamiento en la parte superior de la estructura con el cortante total en la base (ATC, 1996). En relación al procedimiento analítico, Poma (2018) realiza una programación de este tipo de análisis basada en técnicas matriciales de rigidez para sistemas bidimensionales, y deja constancia de alguna forma que los resultados (curva pushover) empleando el modelo de plasticidad concentrada de Giberson (1969) son muy similares a los obtenidos con el programa de cómputo ETABS.

Respecto al patrón de cargas laterales empleado en este método, éste debe aproximarse a las fuerzas de inercia esperadas en el edificio durante un sismo (Burgos, 2007). Debe comprenderse entonces que la suposición básica utilizada en la técnica del pushover es que la estructura vibra predominantemente como el primer modo. Esta suposición no siempre se cumple, especialmente en el caso de edificios de gran altura y / o edificios de planta asimétrica de torsión flexible, motivo por el cual muchos estudios enfatizan que la construcción de la curva de capacidad es muy sensible a la distribución horizontal de carga.

A consecuencia de esto, ya desde hace tiempo, investigadores como Bracci et al. (1997) han propuesto métodos donde los patrones de carga se actualizan en cada iteración, con el fin de tener en cuenta la pérdida de rigidez de la estructura y la plastificación (formación de rótulas plásticas), lo que se conoce como método pushover adaptativo. También Chopra & Goel (2001) han desarrollado un método basado en el análisis modal denominado Análisis Modal Pushover, el cual consiste en obtener varias curvas de capacidad, tantas como modos se tengan en cuenta, para combinar después las respuestas máximas, buscando así incluir la influencia de varios modos de vibración, es así que incluso el código FEMA 440 lo propone como método alternativo bajo criterio propio del calculista. (Zabala, 2017)

Bajo el enfoque normativo, ATC (1996) propone aplicar un patrón de cargas laterales proporcionales al producto entre la masa y la forma del modo fundamental del edificio. FEMA (2000), por su parte, recomienda aplicar 2 patrones laterales de carga, seleccionado uno por grupo. En el primer grupo se plantean 3 tipos de distribución de carga lateral: una estandarizada, una proporcional a la forma del modo de vibración, y otra proporcional a las cortantes de entrepiso del análisis de respuesta modal espectral. En el segundo grupo se puede seleccionar entre dos opciones: una proporcional a la masa de entrepiso, o una distribución de cargas adaptativas. En todo caso años después, FEMA (2005) deja en claro que la aplicación de múltiples patrones de carga hacía poco por mejorar la precisión de los análisis no lineales estáticos, por lo que recomendaba utilizar un solo patrón de carga basado en la forma modal del primer modo de vibración. De allí que el ASCE 41-17 sigue el criterio del FEMA 440. Actualmente las investigaciones sobre el análisis estático no lineal están centradas en la definición de patrones adaptativos que mejoren la estimación de la capacidad estructural.

Aun con todo eso, debe plantearse que el método del pushover desprecia efectos como la disipación de energía y se centra en la energía de deformación de una estructura, lo cual lleva a despreciar la energía cinética y las componentes de fuerzas asociadas a esta, razón por la cual en este trabajo solo será utilizado para fines de evaluación del edificio en estudio en su estado original, pues con la inclusión de disipadores SLB, la

disipación de energía en estos elementos solo es posible visualizarse con un análisis dinámico no lineal.

### **2.2.3.2. *Análisis No Lineal Dinámico Y Un Método Alterno (FNA).***

El análisis no lineal dinámico es la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad, en donde se incorpora de forma directa el comportamiento inelástico que los miembros estructurales presentarán bajo las cargas cíclicas que impone la acción sísmica (introducida como acelerogramas), y simulando de forma explícita la disipación histerética de energía en el rango no lineal (NIST, 2010).

Al existir un cambio en la rigidez y amortiguamiento de la estructura en el tiempo, siendo rigurosos no es posible aplicar el teorema de superposición en la solución típica de la ecuación de movimiento del sistema con múltiples grados de libertad que gobierna la dinámica de estructuras, por tanto ésta solo se alcanza de forma iterativa con técnicas de integración directa, basadas en métodos numéricos, que involucran dividir el tiempo de solución total en una serie de pequeños intervalos o pasos (Paz & Kim, 2019), y los resultados que pueden obtenerse son extremadamente sensibles al tamaño de los intervalos (CSI, 2017). Desde una perspectiva más particular, el comportamiento no lineal es incorporado en el análisis simplemente asumiendo que las propiedades estructurales se mantienen constantes durante cada intervalo de tiempo, y reformulándolas desde un intervalo hasta el siguiente en concordancia a las relaciones

carga-deformación establecidas y a la solución obtenida al final del intervalo de tiempo previo (Villaverde, 2009). Así también, en el ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017) se recomienda que en este tipo de análisis se incorporen los efectos P-Delta de la estructura, esto porque un pequeño coeficiente de estabilidad de piso elástico no garantiza que los desplazamientos de segundo orden sean benignos en el rango inelástico. Es cierto que muchos métodos numéricos pueden ser aplicables [Método de la diferencia central, Método de Houbolt, Método de la Aceleración Constante Promedio, Método de la Aceleración Lineal, Método de Wilson- $\theta$ , Método de Newmark- $\beta$ , Método de Hilber-Hughes-Taylor, etc.], los cuales a su vez están clasificados en dos amplios grupos: explícitos e implícitos; y dado que éstos están bien documentados en distintas referencias como (Villaverde, 2009; Paz & Kim, 2019) donde se desarrolla minuciosamente sus fundamentos, indicándose sus precisiones relativas y condiciones, así como su estabilidad numérica, no se describe más aquí. Ahora bien, sí es de carácter relevante mencionar que CSI (2017) sugiere valerse del método "Hilber-Hughes-Taylor" (HHT) para el cual se utiliza un único parámetro llamado alfa ( $\alpha$ ), cuyo valor puede oscilar entre 0 y  $-1/3$ . A continuación se describen ideas adicionales recogidas de este documento:

- Para  $\alpha = 0$ , el método es equivalente al Método de Newmark con  $\gamma = 0,5$  y  $\beta = 0,25$ , que es el mismo que el Método de la Aceleración Media. El uso de  $\alpha = 0$

ofrece la más alta precisión de todos los métodos aplicables, pero puede permitir vibraciones excesivas en los modos con más alta frecuencia, por ejemplo, en modos con periodos del mismo orden o menor que el tamaño del paso de tiempo.

- Para valores más negativos de  $\alpha$ , los modos con frecuencia más alta se amortiguan más severamente. Esto no es un amortiguamiento físico, ya que disminuyen a medida que se utilizan pasos de tiempo más pequeños. Sin embargo, a menudo es necesario utilizar un valor negativo de  $\alpha$  para fomentar una solución no lineal que converja.
- Entonces, para obtener mejores resultados, se debe utilizar el paso de tiempo más pequeño que se pueda y seleccionar un  $\alpha$  lo más cercano a cero.

No obstante, debe precisarse que a pesar que este método definitivamente es el más potente y confiable para estudiar el comportamiento de una estructura, su implementación y tiempo de ejecución se vuelve un inconveniente debido a su gran esfuerzo computacional, además de estar limitado al algoritmo en caso de utilizarse programas comerciales (Toledo, 2017).

Afortunadamente, Wilson (1993) desarrolló una metodología alterna de solución conocida como Análisis No Lineal Modal de Respuesta en el Tiempo o como Análisis No Lineal Rápido (FNA por sus siglas en inglés), que está incorporada en softwares como el SAP2000 y ETABS. Este método es extremadamente eficiente,

particularmente para sistemas estructurales que son principalmente lineales elásticos pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos, debido a que emplea técnicas de agrupación de elementos no lineales para desacoplarlos de los elementos que permanecen elásticos (Wilson, 2002; CSI, 2017). En ese sentido (Bozzo, 2018; Iasevoli, 2019) muestran experimentalmente que un sistema reforzado con dispositivos SLB ante acción sísmica no presenta daño estructural en sus componentes permaneciendo en el rango elástico, es por eso mismo que Bozzo et. al (2020) recomiendan usar esta técnica en el diseño definitivo de estos disipadores. Por otra parte, dado que el algoritmo de los vectores Ritz es más rápido que el algoritmo de los vectores Eigen, muy tratado en la dinámica de estructuras, el primero es recomendado para los análisis dinámicos (CSI, 2017), reduciendo de este modo los tiempos de cómputo.

Tras lo descrito, se puede sostener que los análisis historia de respuesta no lineal mediante integración directa no son prácticos desde el punto de vista del diseño de una estructura convencional, pues al final lo que se busca es la respuesta máxima y no toda la historia de respuestas en el tiempo. Además, el principal uso de estos procedimientos, debido a su alta variabilidad de registro a registro, está en el enfoque de la segunda generación de la PBEE para el cálculo de la respuesta estructural expresada en curvas IDA (Análisis Dinámico Incremental), mediante teorías probabilísticas (Toledo, 2017).

Teniendo en cuenta que las curvas IDA se obtienen del análisis no lineal de un modelo estructural sometido a varios registros de movimientos sísmicos, cada uno de los cuales es escalado a diferentes niveles de intensidad, produciendo una curva que muestra el parámetro de respuesta (nivel de daño) graficado contra la intensidad usada para controlar el incremento del movimiento sísmico (Burgos, 2007), definitivamente se comprende explícitamente por qué éste tipo de estudios solo se desarrollan a nivel de investigación avanzada.

#### ***2.2.4. Los Registros Sísmicos: Bases De Datos, Procedimiento De Selección Y***

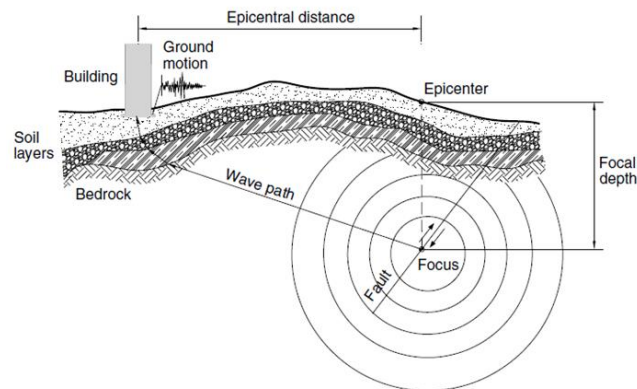
##### ***Métodos De Escalado***

Dejando ya de lado el gran esfuerzo computacional evidente, otra dificultad inherente de los análisis no lineal historia de respuesta es que debe ser conducido para un gran número de registros compatibles con la amenaza sísmica del sitio de construcción (Riaño, 2013), y es que debido a que los resultados de estos análisis suelen ser muy sensibles a las características del sismo de entrada, la mayoría de los códigos de diseño sismorresistente suelen exigir que se consideren, al menos, 5 acelerogramas o 7, en donde la respuesta del edificio se determina como el promedio de las correspondientes respuestas a cada uno de los acelerogramas. Algunos códigos permiten utilizar solo 3 acelerogramas, pero en dicho caso se debe considerar la respuesta máxima de estos (Gonzales, 2014). Puntualmente, este inconveniente se agudiza en regiones donde no

se dispone de una amplia red de estaciones acelerográficas o la red existente no es lo suficientemente antigua para tener registrados suficientes terremotos severos del pasado, por lo que, en general, se emplean registros obtenidos en otras regiones (Bozzo & Barbat, 2002).

**Figura 21**

*Representación esquemática de los factores que afectan las características del movimiento del suelo en el sitio de construcción*



*Fuente: Villaverde (2008)*

Se conoce que a nivel nacional en el Perú se cuenta con la red acelerográfica del IGP (Instituto Geofísico del Perú), y la red acelerográfica del CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) abreviado como REDACIS, de los cuales se puede descargar información de acelerogramas de distribución y uso abierto directamente desde sus portales oficiales web, dependiendo de la estación y del evento sísmico de interés como parámetro de búsqueda. Así también vale acotar que, a nivel internacional se tiene a disposición el PEER Ground

Motion Database (PGMD) (Pacific Earthquake Engineering Research Center [PEER], 2020), la cual es muy utilizada en múltiples trabajos de investigación debido a la alta potencia de su motor de búsqueda, pues permite designar parámetros característicos como nombre del evento, nombre de la estación, y parámetros de búsqueda como el tipo de falla, magnitud, la distancia de Joyner-Boore, la distancia al plano de ruptura, velocidad de ondas de corte en los 30m superficiales, la duración (de acuerdo a la definición entre el 5 y 95 por ciento de la intensidad de Arias), y la presencia o no de pulsos en el registro; además cuenta con una herramienta integrada que permite realizar el ajuste y escalado de acelerogramas. Lo comentado hasta aquí es referido a eventos reales registrados, sin embargo, el inconveniente en la búsqueda de registros también puede abordarse mediante las técnicas de generación de acelerogramas sintéticos a partir de un número mínimo de parámetros.

Normas nacionales como la E.030, por ejemplo, indican que la búsqueda y selección de acelerogramas reales registrados deben estar asociados eventos cuyas magnitudes, distancias hipocentrales, y mecanismos de falla sean similares a los de los movimientos sísmicos de diseño para el lugar. Por ende, en forma general se puede decir que los acelerogramas dependen de tres factores: la magnitud del sismo, distancia entre el foco y el lugar en que fueron registrados; y, del tipo del suelo en que fueron medidos (Barbat & Oller, 1997). Una vez seleccionados los mismos, prescriben que las componentes

horizontales de los registros seleccionados se escalen por un factor de escala, de forma que el valor promedio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los pares de ordenadas espectrales en las componentes horizontales no sea inferior al espectro objetivo en un rango de periodos específico. El espectro objetivo también denominado target en algunas publicaciones, no es más que el espectro de diseño normativo. Anampa (2016) realizó una comparación de este criterio de escalado por amplitud (Amplitude Scaling) con base en distintos códigos, resaltando lo conservador que puede llegar a ser una normativa respecto a otra. Debe indicarse que con este método se escala solamente la amplitud del movimiento sin tomar en cuenta la magnitud y distancia con el cambio respectivo en el contenido de frecuencias y la duración del movimiento; produciendo una gran dispersión en las demandas sísmicas (Kurama & Farrow, 2003). Asimismo, este escalamiento introduce incertidumbres en la respuesta estructural no lineal que crecen con el grado de escalamiento, con el periodo de vibración de la estructura, con la resistencia global de la estructura y con la sensibilidad de la respuesta estructural no lineal a los modos superiores de vibración (Luco & Bazzurro, 2007).

De igual importancia, otra técnica de “escalamiento” muy usada e incorporada en softwares como el SeismoMatch o en el mismo ETABS, es el conocido método de ajuste espectral o compatibilización de espectros (SM, del inglés Spectrum Matching),

el cual tiene su fundamento en la modificación de la señal sísmica en el dominio del tiempo o en el dominio de la frecuencia, buscando que el espectro de la señal modificada se ajuste a un espectro objetivo. Riaño (2013) señala que a pesar que la compatibilización espectral en el dominio de la frecuencia [basado en el ajuste del espectro de amplitudes de Fourier] es muy usual, genera distorsión en las señales de desplazamiento y velocidad resultando en registros poco realistas y con un alto contenido de energía. A diferencia de esto, el método de compatibilización en el dominio del tiempo [basado en la adición de ondículas (wavelets) a las señales de aceleración] no causa estas tendencias de desviación, pero su análisis es más complejo. Sea como sea, ambos permiten obtener como resultado espectros ajustados y compatibles con respecto a un espectro objetivo generándose a partir de señales de aceleración basadas en eventos reales.

#### ***2.2.5. El Espectro De Peligro Uniforme Como Espectro Objetivo Y Estudios***

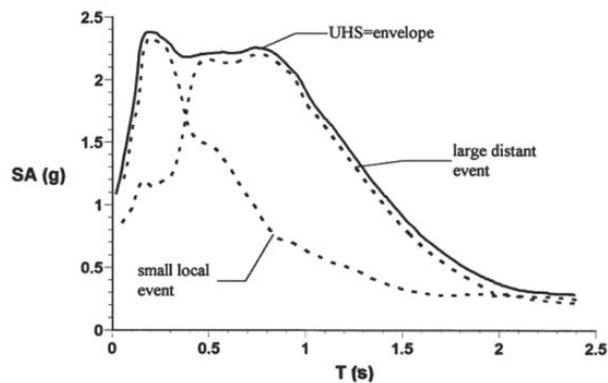
##### ***Adicionales: Análisis De Peligro Sísmico Y Análisis De Respuesta De Sitio***

Prescriptivamente el espectro objetivo está asociado al espectro de diseño normativo en la zona de interés, sin embargo, Dávalos (2020) menciona que entre otras opciones que se tienen es usar un espectro de peligro uniforme (EPU) o un espectro de media condicionada (EMC), siendo este último la opción más buscada en los últimos años para estudios ligados a la PBEE de segunda generación.

Bommer y Ruggeri (2002) mencionan que la selección de los acelerogramas puede realizarse teniendo en cuenta la similitud de las señales con el EPU, pues este representa la envolvente de varios sismos que pueden incidir en el sitio. Si a esto se le añade el hecho que un registro capturado es dependiente sensiblemente de la fuente sísmica, atenuación y los efectos de sitio, verdaderamente este enfoque parece más acertado que emplear el espectro de diseño normativo.

**Figura 22**

*Ilustración esquemática del espectro de amenaza*



*Fuente: Bommer & Ruggeri (2002)*

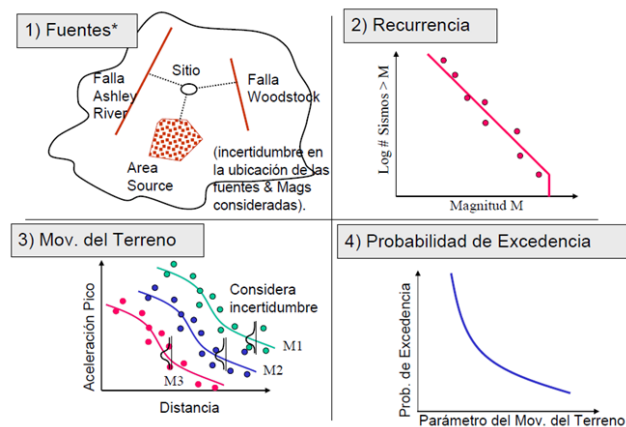
A juicio de Reinoso & Jaimes (2009), es cierto que los EPU implícitamente tienen en cuenta la contribución de todas las fuentes sísmicas, pero que por su forma paramétrica inevitablemente sobreestima algunas intensidades, por lo cual proponen adicionalmente aplicar un análisis de desagregación del peligro sísmico probabilista

para generar movimientos sísmicos simulados de los escenarios sísmicos; y seleccionar el número de movimientos para abarcar por completo el EPU.

El EPU es uno de los resultados de efectuar un análisis de peligrosidad sísmica llevado a cabo de manera probabilística, como parte de la metodología del PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Assessment) introducida por Esteva (1967), luego adoptada por Cornell (1968), y está fundamentada en 4 pasos: identificación y caracterización de las zonas fuentes, caracterización de la sismicidad y recurrencia de cada una de las fuentes, determinación de los movimientos del terreno (atenuación) para cada fuente, y cálculo de la probabilidad de excedencia; softwares como el CRISIS (Ordaz et al., 2015) permiten realizar análisis de este tipo.

**Figura 23**

*Metodología del PSHA*



*Fuente: FEMA (2007)*

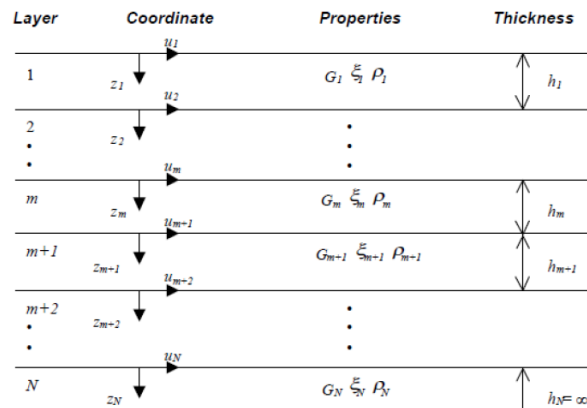
Este análisis, además que nos permite determinar los EPU, se utiliza comúnmente para estimar las máximas aceleraciones sísmicas a partir de las curvas de peligro sísmico. Siendo las cosas así, conviene resaltar que es de interés obtener las aceleraciones máximas en roca ( $T=0$ ) y los EPU a nivel de roca, y es que con el uso de las leyes de atenuación se nos permite evaluar cómo las ondas sísmicas se propagan desde el epicentro hasta el basamento rocoso ubicado debajo del emplazamiento de la estructura (Barbat & Oller, 1998). Por tanto, de querer efectuarse este tipo de evaluación requiere tener a disposición información como zonas de fuentes sismogénicas definidas y leyes de atenuación aplicables. Roncal (2017) realizó un estudio de peligrosidad sísmica para todo el territorio nacional, por lo que valerse de sus resultados puede ser fiable.

Por otro lado, para analizar los fenómenos de amplificación dinámica o efectos indirectos, los cuales ocurren tras el paso de las ondas sísmicas por los estratos de suelo entre el basamento rocoso y superficie, es necesario conocer las propiedades dinámicas del suelo y la geometría del depósito, esto porque el comportamiento de cada capa puede considerarse como el de un filtro cuya función de transferencia depende de esas características (Bozzo & Barbat, 2002). El desarrollo de funciones de transferencia es requerido debido a la multiestratigrafía de los suelos, dado que presentan características

de rigidez y amortiguamiento con fronteras en las que las ondas de energía serán reflejadas y/o transmitidas (Kramer, 1996).

**Figura 24**

*Propagación vertical de ondas SH a través del suelo*



*Fuente: Soto et al. (2018).*

Por tanto, las variaciones en la amplitud y en el contenido de frecuencias de la señal en la superficie pueden atribuirse a las propiedades dinámicas del suelo como el módulo de corte,  $G$ , y amortiguamiento,  $\xi$ . Una buena aproximación del módulo de corte  $G$ , que representa la rigidez del suelo, se obtiene por medio de la velocidad de las ondas de corte (u ondas S). La razón de amortiguamiento,  $\xi$ , por otra parte, muestra la capacidad que tiene el suelo para disipar la energía (Rodríguez, 2005). En relación con esto se debe acotar que Alva et al. (2015) determinó las características dinámicas del suelo en la Ciudad de Tacna a partir de sondeos geofísicos MASW, y uno de los perfiles obtenidos pertenecen a la estación acelerográfica TAC003, ubicado muy cerca del

emplazamiento del edificio en estudio, de donde es posible obtener las velocidades de ondas de corte, Módulos de Elasticidad, Módulos de Corte, y Periodos del suelo.

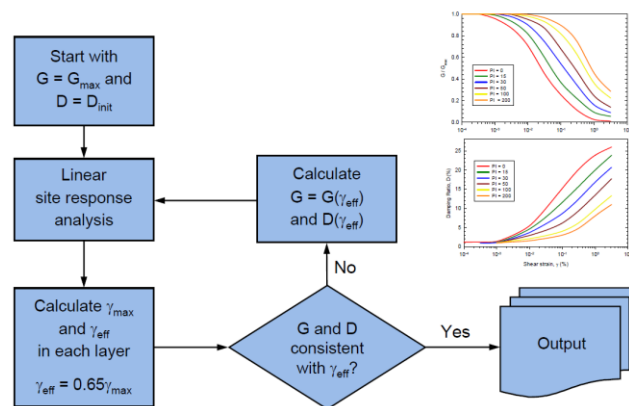
Tener datos de esa naturaleza definitivamente es interesante, puesto que permitiría realizar un tratamiento de análisis de respuesta de sitio, fundamentado en el hecho que durante la propagación de ondas sísmicas, la rigidez al esfuerzo cortante ( $G$ ) cambia súbita y continuamente debido a que la dirección de la deformación ( $\gamma$ ), la velocidad de deformación, y el estado de esfuerzos efectivos ( $\zeta'$ ) cambia rápidamente también (Rodríguez, 2005). Existen 3 métodos para abordar este tipo de análisis: lineal, el equivalente lineal, y el no lineal, siendo estos 2 últimos los más acertados, los cuales pueden resolverse en el dominio de las frecuencias y en el dominio del tiempo. Kramer (1996) realiza una explicación detallada de estos tópicos, pero conviene apuntar que a nivel de estudios por su facilidad de aplicación es el método lineal equivalente el más usado.

Su fundamento consiste en asumir valores iniciales de  $G$  y  $\xi$  para iniciar el cálculo. Aquí se determina el nivel medio de las deformaciones cortantes  $\gamma$  (usualmente  $0.65\gamma_{\text{máx}}$ ) y con ésta se re-evalúan los parámetros  $G$  y  $\xi$ , en el caso de haber coincidencia con los valores adoptados se concluye el cálculo, de lo contrario se vuelve a repetir el análisis con los nuevos valores de  $G$  y  $\xi$ . Este proceso iterativo se realiza hasta obtener coincidencia de valores de  $G$  y  $\xi$  adoptados, con el nivel de deformación

cortante resultante  $\gamma$ . Asimismo, la no linealidad es introducida, mediante el uso de curvas para el amortiguamiento ( $\xi$ ) y el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) en función de la deformación cortante ( $\gamma$ ) (Kramer, 1996). De allí que programas de cómputo como el DEEPSOIL (Hashash et al., 2020) permiten realizar este tipo de estudios.

**Figura 25**

*Equivalent-Linear Analysis*



*Fuente: FEMA (2007)*

Por último, es conveniente adicionar que Soto et al. (2018) desarrollaron un estudio sosteniendo que el espectro de respuesta se puede obtener mediante el registro sísmico, el estudio de peligro sísmico y el análisis de respuesta de sitio, para ello generó un acelerograma sintético mediante el método de ajuste espectral a partir de un espectro de peligro uniforme (EPU) producto de un análisis de peligro sísmico para la ciudad de Lima, y con la señal generada se efectuó el análisis de respuesta de sitio unidimensional para determinar el espectro de respuesta utilizando el método lineal equivalente y no

lineal, llegando a comparar los espectros de respuesta de sitio normalizados con el de la norma E.030, evaluando así el factor de amplificación sísmica. En particular, podría ser pretencioso realizar el mismo análisis en este estudio en particular, pues de la revisión puede notarse que se cuenta con información base en el sitio de interés.

## **CAPITULO 3**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN**

Cuantitativo

#### **3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Aplicada

#### **3.3. NIVEL O ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN**

Descriptiva

#### **3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

No experimental Tipo transversal descriptivo comparativo

#### **3.5. ÁREA DE ESTUDIO**

La ciudad de Tacna.

#### **3.6. POBLACIÓN Y MUESTRA**

Edificio de la Escuela Profesional de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG.

#### **3.7. TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

Técnicas para la recolección de información mediante el análisis documental. Técnicas de observación directa.

### 3.8. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE INVESTIGACIÓN

#### 3.8.1. Descripción General

El edificio seleccionado como materia de estudio comprende la estructura del pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Metalúrgica, ubicada en el campus principal de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann de Tacna. Concretamente, el emplazamiento de la edificación se define en el sitio de coordenadas  $18^{\circ}01'34.01''S$   $70^{\circ}15'02.2''W$

**Figura 26**

*Emplazamiento del edificio en estudio*



Este pabellón fue diseñado estructuralmente cuando estaba vigente la norma sísmica del año 1977, el cual subestimaba notablemente los desplazamientos, por lo mismo es que se modifica el código en el año 1997, específicamente un año después del inicio de la construcción de este pabellón. Con todo y eso, soportó el sismo de magnitud 6,9 en

la escala de Richter suscitado el 23 de junio del 2001, y desde entonces no se ha realizado ningún reforzamiento estructural al respecto. Se debe hacer mención que en la actualidad el mismo se encuentra en total operatividad, luego de realizarse una refacción y mantenimiento a nivel de acabados en el año 2018.

Respecto a su arquitectura, comprende un módulo de 3 niveles conectados mediante una escalera general en un extremo del mismo. La altura máxima del primer nivel es de 4.50 metros, mientras que el de los niveles superiores es de 3.60 metros, haciendo un total de metros 11.70 metros por encima del terreno. Vale acotar que los niveles en la planta base son variables, tal como se muestra en la Figura 30. En relación a la distribución de ambientes, el 1° nivel está compuesto por un salón de clases, dos auditorios, tres oficinas y un almacén; en el 2° nivel existen cinco aulas, una biblioteca y un almacén; mientras que en el 3° nivel se tienen únicamente seis aulas. Los ambientes de SS.HH. poseen una estructura aislada del módulo estructural en estudio.

En particular, este pabellón presenta características “interesantes” dada su forma irregular en planta, existencia de losas de entrepiso ubicadas a nivel del descanso de la escalera, y presencia de muros de tabiquería con un deficiente arriostramiento que no están sino adosados al propio sistema estructural.

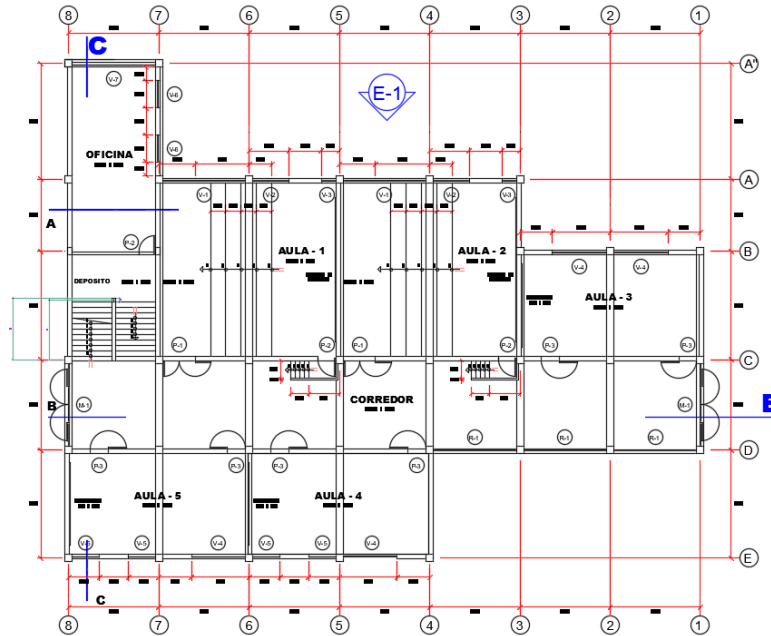
**Figura 27**

*Vista frontal del edificio altamente vulnerable – Escuela Académico Profesional de Ingeniería Metalúrgica de la UNJBG (2020)*



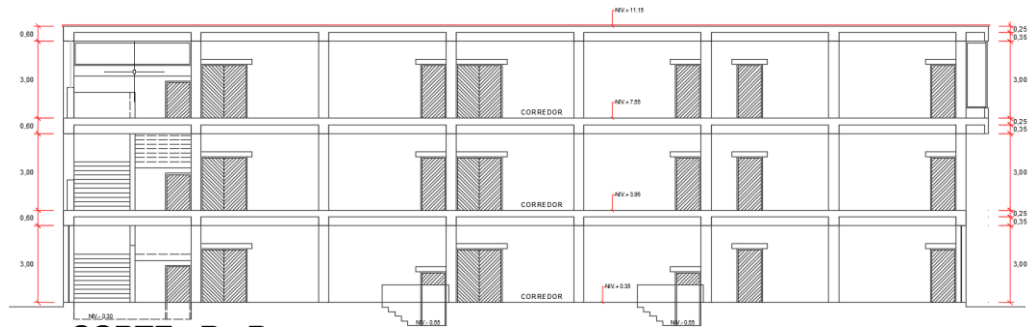
**Figura 28**

*Planimetría: Primer Nivel (Típico)*



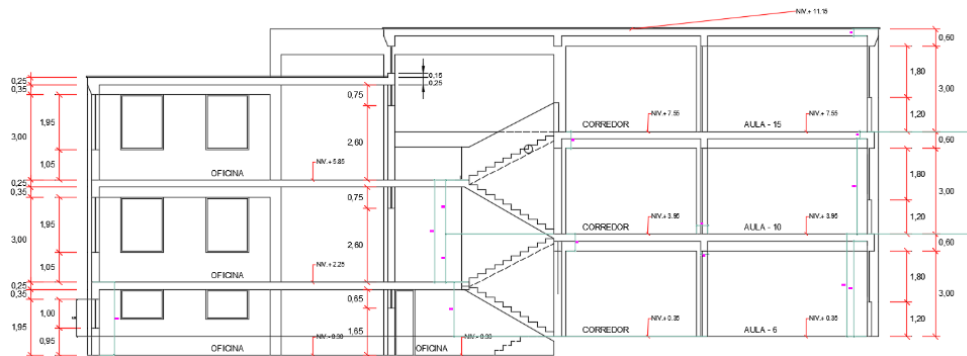
**Figura 29**

*Corte B-B de acuerdo a Planimetría*



**Figura 30**

*Corte C-C de acuerdo a la Planimetría*



### **3.8.2. Estudio De Vulnerabilidad Sísmica**

La información base es tomada principalmente del estudio realizado por Anampa (2016), quien efectuó una evaluación cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica del edificio. A nivel cualitativo empleó los criterios conservadores del FEMA 154, y a nivel cuantitativo propuso una metodología basada en distintos documentos como el FEMA 356, NEC-SE-RE 2014, NSR-10, E.030-2016, y criterios de Kuroiwa

y Mosqueira; y tras la realización de dicho análisis exhaustivo se determinó que el edificio presentaba una alta vulnerabilidad ante un sismo severo. Vale acotar que el estudio predecesor al mismo fue el desarrollado por Talace (2004), quien de la misma forma afirmaba que este edificio colapsaría totalmente ante un sismo severo, enfatizando que casi la totalidad de muros de albañilería fallarían por tracción diagonal, y que principalmente el problema en el sistema estructural se debía al fenómeno de columna débil-viga fuerte.

A continuación, se presenta en líneas generales la inspección detallada del edificio llevado a cabo el año 2016, y corroborada actualmente mediante una inspección rápida hacia el mismo:

- No se encontró evidencia de fallas típicas por cortante, momento o torsión en dichos elementos ni en las conexiones de los mismos.
- Se intuyen problemas producto de los efectos de columna corta y torsión en planta.
- Existe insuficiencia de estribos en las uniones viga-columna.
- Los tabiques ante cargas perpendiculares al plano son inestables, esto se debe a la falta de confinamientos de los tabiques en el 1° y 2° piso.
- No se encontró indicios de asentamientos en la estructura.
- No se encontró evidencia de deflexiones excesivas en vigas.

- Las conexiones viga-columna en general no presentan daños notorios.
- Hay existencia de fisuras visibles en tabiques producto de la interacción tabique-pórtico.
- El detallado incumple las disposiciones de la Norma E.060 de concreto armado.
- No se encontraron registros de control de calidad.
- Estado de conservación de la estructura es regular.

Tras la realización de un análisis sísmico, Anampa (2016) determinó que:

- La estructura presentaba poca rigidez en las dos direcciones del sistema estructural con derivas superiores al 7 por mil en ambas direcciones.
- La resistencia existente (RE) de los elementos era insuficiente para las demandas (RR) por sismo.
- El edificio presentaba una mala configuración (Esquinas entrantes, Irregularidad Torsional, Irregularidad extrema de rigidez y columnas cortas).

**Figura 31**

*Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica*

Estructural (V.E.)		No estructural (V.N.E.)	Vulnerabilidad Sísmica
Comportamiento Sísmico	Estado actual del Sistema Estructural	Tabiquería y parapetos	
Adecuado:	Bueno:	Todos estables:	ALTA
Aceptable:	Regular:	Algunos estables:	
Inadecuado: X	Malo: X	Todos inestables: X	

*Fuente: Anampa (2016)*

En virtud de ello, justifica que la propuesta de rehabilitación sísmica con la incorporación de muros de concreto armado formulada por Talace (2004) era una actividad totalmente invasiva lo cual llevaba a que su tiempo de ejecución sea extenso, costoso y naturalmente afecte el servicio del edificio a los estudiantes y profesores, por lo que propone una solución más óptima mediante la utilización de disipadores de fluido viscoso Taylor, y en el procedimiento de diseño deja notar que era necesario recurrir adicionalmente al empleo de arriostres metálicos, así como aislar mediante una junta el “ala” sobresaliente de las losas a nivel del descanso de la escalera para eliminar en el edificio la irregularidad por torsión, la irregularidad extrema de rigidez y las columnas cortas; emplear muros subdivisores de DRYWALL en vez de los tabiques existentes en los ambientes del 2° y 3° piso para reducir la fuerza sísmica; y reforzar algunas columnas del edificio por su poca rigidez.

Partiendo entonces de la premisa que el edificio realmente presenta problemas graves a nivel de la estructura a tratarse de una estructura antigua, resulta interesante proponer alternativas técnicas muy funcionales como los disipadores SLB que son excelentes en sistemas flexibles y que presentan torsión de acuerdo a Bozzo et al. (2020), a partir de un estudio utilizando técnicas de análisis no lineales.

### ***3.8.3. Características De La Estructura***

#### ***3.8.3.1. Estructuración Y Detalles.***

El sistema estructural resistente a la fuerza sísmica está conformado por pórticos de concreto armado en ambas direcciones, los cuales a la vez soportan las cargas gravitacionales derivadas y repartidas a través de una losa aligerada unidireccional de 25cm. Las columnas típicas y continuas son de 0.40x0.40m. En cuanto a las vigas, las principales tienen secciones de 0.40x0.60m y 0.40x0.90m, mientras que las secundarias son de 0.25x0.60m. Asimismo, existen muros divisorios en la estructura que actúan como tabiques no aislados sin arriostamiento alguno en el 1° y 2° nivel, a excepción del 3°, donde sí presentan columnetas de arriostre con una junta de solo 2cm, por lo que es necesario realizar un análisis de la influencia de su incorporación o no en la respuesta estructural. Respecto a la escalera, ésta es de tipo U, y está conectada a la estructura principal en el extremo izquierdo de la planta, cuyo descanso representa un acceso hacia el ambiente de oficinas. La cimentación, por otra parte, está conformada

por un sistema de zapatas aisladas, vigas de cimentación y cimientos corridos. Es necesario precisar que las dimensiones de todos los elementos estructurales son cónsonas a las reflejadas en los planos, cuya documentación se encuentra en el apartado de ANEXOS.

**Figura 32**

*Vista Frontal y Trasera del Edificio*



**Figura 33**

*Vista Lateral e Interior del Edificio*



### 3.8.3.2. *Propiedades de los Materiales.*

Respecto a las propiedades de los materiales, se puede certificar que la calidad del concreto en las columnas es buena puesto que presentan resistencias variables superiores a  $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$  (Anampa, 2016), mientras que para las vigas no se tiene información alguna, no obstante, se admitió un valor de  $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$  por practicidad al igual que para las columnas. Respecto al resto de materiales, dado que no se tiene reporte de algún ensayo, se asumieron valores de acuerdo a las especificaciones técnicas de los planos, los cuales son mostrados en la Tabla 2, y sirvieron como base para efectuar los análisis.

**Tabla 2**

*Propiedades de los Materiales*

<b>CONCRETO</b>	
Resistencia a la compresión ( $f'_c$ )	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	217370.65 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de corte ( $G_c=E_c/2(\mu_c+1)$ )	94508.98 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de poisson ( $\mu_c$ )	0.15
<b>ALBAÑILERÍA</b>	
Resistencia a la compresión ( $f'_m$ )	35.00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_m=500f'_m$ )	17500.00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de corte ( $G_m=0.4E_m$ )	7000.00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de poisson ( $\mu_m$ )	0.25
<b>ACERO</b>	
Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ )	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	2000000.00 kg/cm <sup>2</sup>

Al tratarse de una estructura antigua, y tal como lo establece el ASCE/SEI 41-17, se optó por aplicar los factores de reducción de inercia de las secciones brutas de las

columnas y vigas, para reflejar la degradación de la misma debido a las fisuras originadas por eventos sísmicos anteriores y atribuidas a la antigüedad de la misma.

**Tabla 3**

*Factores de Reducción de Rigidez*

	<b>FLEXIÓN</b>	<b>CORTE</b>	<b>AXIAL</b>
<b>VIGAS</b>	0.35	0.40	1.00
<b>COLUMNAS</b>	0.70	0.40	1.00

*Fuente: ASCE (2018)*

### 3.8.3.3. Cargas.

Conforme a lo establecido en la E.020 (MVCS, 2020) se definieron las cargas repartidas a emplear en función de la distribución de ambientes (Cargas Vivas) y el peso unitario según los materiales y/o elementos (Cargas Muertas), tal como se muestra en la Tabla 4.

**Tabla 4**

*Cargas Actuantes en la Estructura*

<b>CARGAS POR PESO PROPIO</b>	
<b>Elementos de Concreto Armado</b>	2400.00 kg/m <sup>3</sup>
<b>Elementos de Albañilería</b>	1800.00 kg/m <sup>3</sup>
<b>Losa Aligerada (h=0.25m)</b>	350.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso Terminado</b>	100.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>CARGAS VIVAS</b>	
<b>S/C Aulas</b>	300.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>S/C Sala de Almacenaje con Estantes</b>	750.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>S/C Corredores y Escalera</b>	400.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>S/C Azotea</b>	100.00 kg/m <sup>2</sup>

#### **3.8.4. Metodología A Desarrollar**

- Realización de un Análisis Sísmico Lineal (Modal Espectral) preliminar de acuerdo a la E.030 como primera impresión de las deficiencias estructurales del edificio.
- Realización de un Análisis Sísmico No Lineal Estático (Pushover) de acuerdo a los lineamientos de ASCE/SEI 41-17 para la verificación discreta del desempeño sísmico del edificio; y determinación del modo de falla del edificio (visualización directa de elementos críticos).
- Efectuar una propuesta de reforzamiento estructural incorporando íntegramente dispositivos SLB con el procedimiento de diseño descrito por Bozzo et al. (2020).  
Uso de registros sintéticos ajustados al espectro normativo de la E.030.
- Evaluación del planteamiento de reforzamiento en base a la aplicación de registros sísmicos reales ajustados por amplitud de acuerdo a la E.030 y tomados de Anampa (2016) por su alta variabilidad [uso de análisis no lineal rápido].
- Obtención de un espectro de respuesta de sitio producto de la validación del estudio de peligrosidad sísmica efectuado por Roncal (2017) y realización de un análisis de respuesta de sitio con base en los datos obtenidos por Alva et al. (2015).

- Evaluación del planteamiento de reforzamiento en base a los registros sísmicos reales obtenidos del PGMD ajustados al espectro de respuesta de sitio calculado.
- En caso de redefinir el diseño inicial, se hará en cada proceso ya que se comprende que el procedimiento es iterativo. La idea es mostrar que en cualquier caso el diseño es adecuado dado que el edificio tiene suficiente ductilidad. La idea de usar varios sismos es mitigar las incertidumbres.

### **3.9. ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL**

El análisis sísmico lineal realizado de acuerdo a los lineamientos de la E.030 tuvo como objeto desarrollar las primeras impresiones de las deficiencias estructurales y, validar qué tanto influyen los tabiques adosados en la respuesta estructural, pues al no existir aislación entre los tabiques y pórticos, ante las acciones sísmicas se produce una interacción entre ambos sistemas. En este caso, era previsible que este efecto incrementaría la rigidez lateral del pórtico, lo cual podía generar diferentes problemas como torsión en el edificio, piso blando, columna corta o incremento de fuerzas sísmicas.

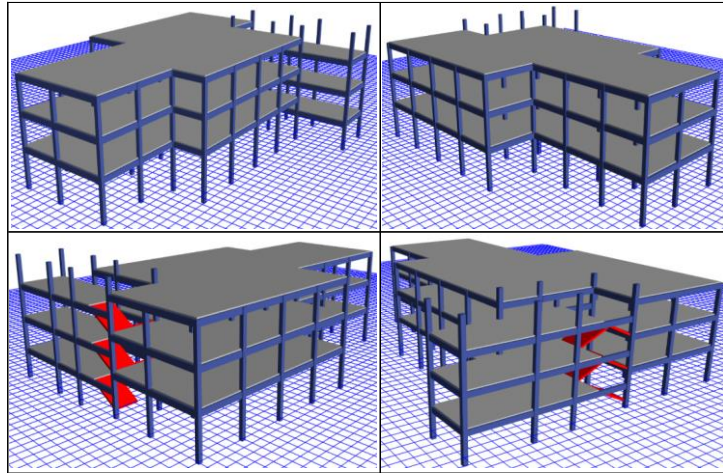
#### **3.9.1. Modelamiento Estructural**

Para tal efecto, se desarrolló 2 modelos matemáticos del edificio en el software ETABSv2018 en base a los planos estructurales e información recopilada en las Tablas 2, 3 y 4, con las siguientes consideraciones adicionales:

- Las columnas y vigas fueron modeladas como elementos unidimensionales Tipo Frame.
- La losa de entrepiso fue modelada como un elemento Membrana con distribución de cargas unidireccional.
- Para uniones viga – columna se asumieron un factor de rigidez de 0.5.
- Se supuso un empotramiento perfecto de las columnas a nivel del terreno, respetando la diferencia de niveles existente en el edificio.
- La escalera fue modelada como un elemento Shell, y simplemente apoyada en su base.
- Independientemente de la forma irregular en planta de la estructura, se consideraron diafragmas rígidos para las losas de todos los niveles.

**Figura 34**

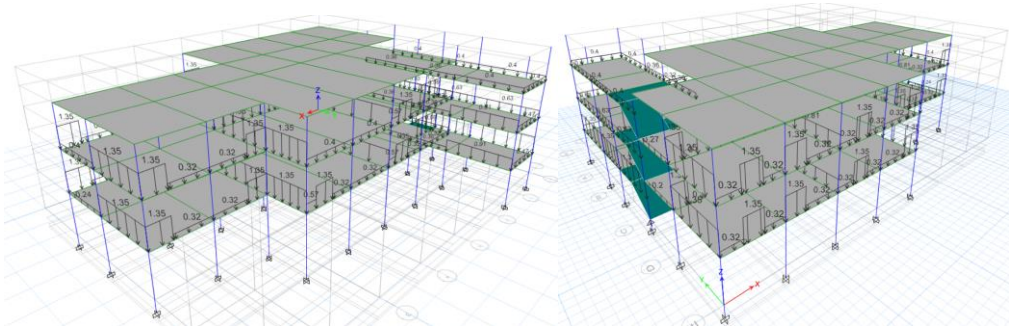
*Modelo Matemático Adoptado (Renderizado)*



**MODELO 1:** Incorporación de los elementos de tabiquería como cargas distribuidas sobre las vigas en las que descansan, influyendo así en el peso sísmico de la estructura. Los valores de las cargas fueron consignados en función del peso unitario de la albañilería y la geometría de los tabiques.

**Figura 35**

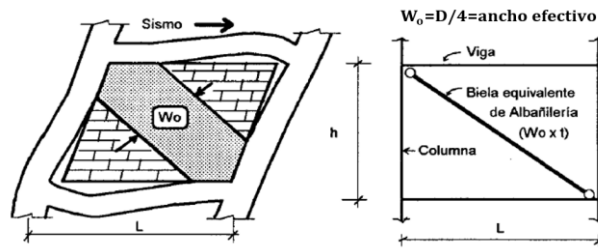
*Modelo estructural 1 adoptado para el Análisis Sísmico*



**MODELO 2:** Incorporación de los elementos de tabiquería como bielas equivalentes a compresión articuladas en su extremo. Las características geométricas fueron definidas de acuerdo a la recomendación propuesta por San Bartolomé et al. (2018) derivada de la formulación de Paulay & Priestley (1992), que establece que el ancho del puntal ( $W_o$ ) puede adoptarse como la cuarta parte de la longitud diagonal del tabique ( $D$ ).

**Figura 36**

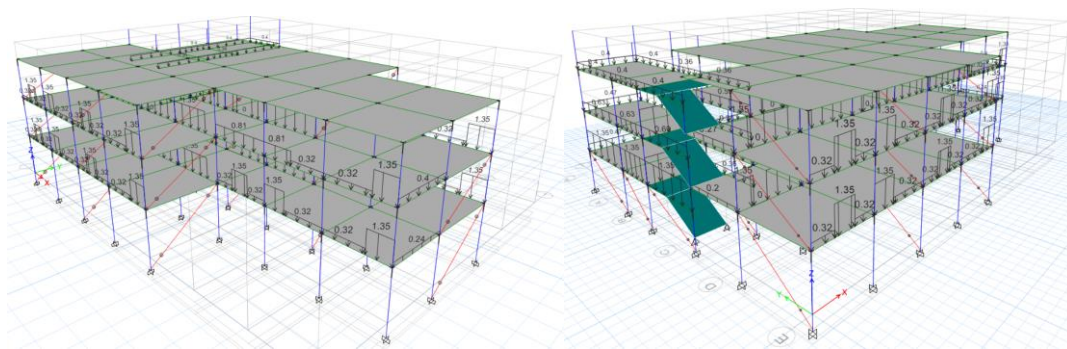
*Modelo de la Biela Equivalente de Albañilería*



*Fuente: San Bartolomé et al. (2018)*

**Figura 37**

*Modelo estructural 2 adoptado para el Análisis Sísmico*



Solo se modelaron los tabiques que “rellenaban” completamente los pórticos, no siendo así para el resto de elementos, los cuales fueron incorporados como cargas. Se trabajó con dos sub-modelos: Modelo 2a y Modelo 2b. En el primero, la disposición de los puntales se desarrolló de acuerdo a la dirección Y del sismo en sentido positivo (+Y), y en el segundo, en sentido negativo (-Y).

### ***3.9.2. Análisis De Respuesta Modal Espectral Para El Control De Derivas***

El análisis de respuesta modal espectral, el cual considera a la estructura como un sistema de Múltiples Grados de Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente, supone que la respuesta dinámica se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo de vibración con el uso de un espectro de respuesta, combinando las mismas mediante criterios con sustento estadístico, dado que la ocurrencia de las respuestas máximas modales no se da a la vez. En ese sentido, sólo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta estructural.

#### ***3.9.2.1. Análisis Modal.***

Siendo así, en primer lugar se efectuó el estudio de vibración libre para el sistema de MGDL (análisis modal) mediante el método de solución de Autovalores y Autovectores, en el cual para efectos de procesamiento mediante el software ETABS se definieron 18 modos de vibración. Respecto a la masa sísmica, se consideró el 100%

de la carga muerta más un 50% de la carga viva (25% en la azotea), por tratarse de una edificación esencial.

Es necesario enfatizar que en todo el ámbito del presente estudio, se emplearon secciones agrietadas para los elementos unidireccionales dado que es la condición más crítica para obtener la respuesta estructural a nivel de desplazamientos, sin embargo, en este análisis sísmico lineal se adoptó usar inercias brutas con el fin de revelar que aun suponiendo esta condición, los resultados reflejaban deficiencias estructurales. En virtud de ello, la determinación de los periodos de los modos naturales de vibración, así como la masa participativa o efectiva es mostrada en las Tablas 5, 6 y 7.

**Tabla 5**

*Modos de Vibración del Modelo 1: Períodos y Masa Efectiva*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Σum UX	Σum UY	Σum UZ	RX	RY	RZ	Σum RX	Σum RY	Σum RZ
1	0.717	0.05%	58.99%	0.00%	0.05%	58.99%	0.00%	5.27%	0.07%	36.93%	5.27%	0.07%	36.93%
2	0.587	81.73%	4.39%	0.00%	81.78%	63.38%	0.00%	0.22%	10.72%	5.53%	5.49%	10.79%	42.47%
3	0.502	8.77%	30.87%	0.00%	90.55%	94.25%	0.00%	2.01%	1.26%	49.63%	7.51%	12.05%	92.09%
4	0.221	0.16%	2.17%	0.00%	90.71%	96.42%	0.00%	56.61%	1.24%	1.52%	64.11%	13.29%	93.62%
5	0.212	7.11%	0.02%	0.00%	97.82%	96.44%	0.00%	0.08%	78.06%	0.01%	64.20%	91.35%	93.63%
6	0.176	0.15%	2.06%	0.00%	97.96%	98.51%	0.00%	28.88%	0.70%	3.94%	93.08%	92.04%	97.56%
7	0.155	0.04%	0.02%	0.00%	98.00%	98.52%	0.00%	0.23%	0.15%	2.22E-05	93.30%	92.20%	97.57%
8	0.137	0.88%	2.31E-05	0.00%	98.89%	98.53%	0.00%	0.04%	3.62%	0.39%	93.34%	95.82%	97.96%
9	0.134	0.21%	0.14%	0.00%	99.10%	98.66%	0.00%	0.09%	0.66%	0.06%	93.43%	96.47%	98.01%
10	0.131	0.01%	0.32%	0.00%	99.11%	98.98%	0.00%	1.19%	0.02%	0.39%	94.62%	96.49%	98.41%
11	0.124	0.00%	0.02%	0.00%	99.11%	99.01%	0.00%	0.41%	0.01%	0.02%	95.03%	96.50%	98.42%
12	0.118	0.03%	0.02%	0.00%	99.13%	99.03%	0.00%	0.12%	0.04%	0.10%	95.15%	96.54%	98.52%
13	0.113	0.01%	0.07%	0.00%	99.14%	99.10%	0.00%	0.11%	0.03%	0.25%	95.26%	96.57%	98.77%
14	0.105	0.11%	4.55E-05	0.00%	99.24%	99.10%	0.00%	3.88E-06	0.44%	0.24%	95.26%	97.01%	99.01%
15	0.104	0.10%	0.16%	0.00%	99.34%	99.26%	0.00%	1.01%	0.37%	0.23%	96.27%	97.38%	99.24%
16	0.095	0.02%	0.01%	0.00%	99.36%	99.27%	0.00%	0.02%	0.10%	0.04%	96.30%	97.48%	99.29%
17	0.091	0.00%	1.03E-06	0.00%	99.36%	99.27%	0.00%	0.00%	3.48E-06	1.53E-06	96.30%	97.48%	99.29%
18	0.091	6.73E-07	2.82E-05	0.00%	99.36%	99.28%	0.00%	0.00%	9.18E-06	1.46E-05	96.30%	97.48%	99.29%

**Tabla 6**

*Modos de Vibración del Modelo 2a: Períodos y Masa Efectiva*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.576	89.78%	0.03%	0.00%	89.78%	0.03%	0.00%	1.16E-05	15.41%	0.66%	1.16E-05	15.41%	0.66%
2	0.42	0.11%	46.05%	0.00%	89.89%	46.09%	0.00%	6.97%	0.01%	48.14%	6.97%	15.41%	48.80%
3	0.387	0.29%	45.15%	0.00%	90.18%	91.24%	0.00%	6.47%	0.01%	40.84%	13.44%	15.42%	89.64%
4	0.218	1.87%	0.01%	0.00%	92.06%	91.24%	0.00%	3.73E-06	16.67%	0.14%	13.44%	32.09%	89.77%
5	0.211	5.87%	8.55E-06	0.00%	97.93%	91.24%	0.00%	0.01%	60.05%	0.01%	13.45%	92.14%	89.78%
6	0.154	0.07%	0.17%	0.00%	98.00%	91.42%	0.00%	0.12%	0.30%	1.63%	13.58%	92.44%	91.41%
7	0.145	0.05%	0.48%	0.00%	98.05%	91.90%	0.00%	11.15%	0.13%	3.40%	24.72%	92.57%	94.82%
8	0.142	0.01%	4.21%	0.00%	98.06%	96.11%	0.00%	50.20%	0.07%	0.20%	74.92%	92.64%	95.02%
9	0.137	0.07%	1.11%	0.00%	98.13%	97.22%	0.00%	12.07%	0.34%	2.08%	86.99%	92.97%	97.09%
10	0.133	0.98%	0.02%	0.00%	99.11%	97.23%	0.00%	0.15%	3.70%	0.19%	87.14%	96.67%	97.28%
11	0.126	9.36E-06	0.78%	0.00%	99.11%	98.01%	0.00%	6.43%	0.01%	0.08%	93.58%	96.69%	97.36%
12	0.119	9.06E-06	4.85E-05	0.00%	99.12%	98.02%	0.00%	0.03%	0.02%	0.01%	93.61%	96.71%	97.37%
13	0.104	0.21%	0.08%	0.00%	99.33%	98.10%	0.00%	0.41%	0.83%	0.79%	94.02%	97.54%	98.16%
14	0.095	0.01%	0.02%	0.00%	99.34%	98.13%	0.00%	0.03%	0.09%	0.02%	94.05%	97.63%	98.18%
15	0.094	3.66E-05	0.04%	0.00%	99.34%	98.17%	0.00%	0.35%	0.01%	0.02%	94.40%	97.64%	98.19%
16	0.093	4.44E-06	0.27%	0.00%	99.34%	98.44%	0.00%	0.58%	4.34E-05	0.57%	94.98%	97.65%	98.76%
17	0.091	0.01%	0.32%	0.00%	99.35%	98.76%	0.00%	0.45%	0.02%	0.01%	95.43%	97.66%	98.77%
18	0.091	0.00%	2.20E-05	0.00%	99.35%	98.76%	0.00%	4.02E-05	2.20E-06	1.10E-05	95.44%	97.66%	98.77%

**Tabla 7**

*Modos de Vibración del Modelo 2b: Períodos y Masa Efectiva*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.576	89.77%	0.05%	0.00%	89.77%	0.05%	0.00%	1.27E-05	15.26%	0.59%	1.27E-05	15.26%	0.59%
2	0.42	0.12%	45.45%	0.00%	89.89%	45.49%	0.00%	7.27%	0.01%	48.72%	7.28%	15.27%	49.31%
3	0.389	0.33%	45.86%	0.00%	90.22%	91.35%	0.00%	6.03%	0.02%	40.41%	13.30%	15.29%	89.72%
4	0.211	7.65%	9.26E-07	0.00%	97.87%	91.35%	0.00%	0.02%	76.64%	0.01%	13.32%	91.94%	89.73%
5	0.155	0.09%	0.10%	0.00%	97.96%	91.45%	0.00%	0.45%	0.27%	2.47%	13.77%	92.21%	92.20%
6	0.143	0.12%	2.38%	0.00%	98.08%	93.84%	0.00%	36.60%	0.41%	1.50%	50.37%	92.62%	93.69%
7	0.139	0.10%	3.28%	0.00%	98.17%	97.12%	0.00%	35.43%	0.36%	3.02%	85.80%	92.98%	96.71%
8	0.133	0.93%	0.02%	0.00%	99.10%	97.13%	0.00%	0.24%	3.70%	0.49%	86.03%	96.69%	97.21%
9	0.126	1.33E-05	0.75%	0.00%	99.10%	97.89%	0.00%	6.29%	8.54E-06	0.03%	92.33%	96.69%	97.23%
10	0.119	4.04E-05	0.03%	0.00%	99.11%	97.92%	0.00%	0.45%	0.03%	0.05%	92.78%	96.71%	97.29%
11	0.118	0.03%	0.06%	0.00%	99.13%	97.98%	0.00%	0.44%	0.04%	0.09%	93.21%	96.75%	97.38%
12	0.105	0.20%	0.07%	0.00%	99.33%	98.04%	0.00%	0.37%	0.77%	0.73%	93.59%	97.53%	98.11%
13	0.095	0.01%	0.07%	0.00%	99.34%	98.12%	0.00%	0.16%	0.08%	2.17E-06	93.74%	97.61%	98.11%
14	0.094	8.96E-06	0.21%	0.00%	99.34%	98.33%	0.00%	0.85%	6.86E-06	0.26%	94.59%	97.61%	98.37%
15	0.093	0.00%	0.16%	0.00%	99.34%	98.48%	0.00%	0.10%	3.72E-06	0.28%	94.69%	97.61%	98.64%
16	0.091	0.00%	1.40E-05	0.00%	99.34%	98.49%	0.00%	2.96E-05	1.80E-06	6.87E-06	94.69%	97.61%	98.64%
17	0.091	0.01%	0.05%	0.00%	99.35%	98.54%	0.00%	0.10%	0.01%	0.11%	94.79%	97.62%	98.75%
18	0.09	2.02E-05	0.28%	0.00%	99.35%	98.81%	0.00%	0.66%	0.01%	3.54E-06	95.45%	97.63%	98.75%

El análisis modal efectuado proporcionó una primera indicativa de la rigidez estructural para ambos modelos [1 y 2], puesto que una verificación muy común es que los

periodos fundamentales no sean superiores a 0.1 veces el número de niveles del edificio, resaltando de este modo la flexibilidad en ambas direcciones (X y Y), reflejada en menor proporción en el Modelo 2. Asimismo, se visualiza que la masa efectiva rotacional tiene incidencia en los periodos fundamentales, predominantemente en el Modelo 1, lo cual hace suponer que el efecto de torsionalidad tiene preponderancia en la respuesta estructural. Finalmente, se denota que el número de modos definidos superan el 90% de la masa participativa, por lo que los resultados por combinación modal espectral a efectuarse son válidos.

### **3.9.2.2. *Análisis Espectral.***

Para la obtención de la respuesta dinámica, respecto a cada una de las direcciones de análisis, la construcción del espectro de pseudoaceleraciones se efectuó con base en los parámetros sísmicos de la E.030, mostrados en la Tabla 8, mediante la siguiente expresión, donde  $S_a$  representa a la aceleración espectral y  $g$  a la aceleración de la gravedad.

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

**Tabla 8***Parámetros Sísmicos*

PARÁMETROS SÍSMICOS	CLASIFICACIÓN Y/O CATEGORÍA	FACTOR
Z: Factor de zona sísmica	El edificio en estudio se sitúa en la zona 4 de acuerdo al mapa de peligrosidad sísmica.	0.45
U: Factor de importancia	La edificación es de tipo esencial (A2) al tratarse de un pabellón de una universidad.	1.50
S: Factor de Suelo	Las velocidades de ondas de corte en los 30m superficiales es de 564m/s (Alva, XX), el cual corresponde a un perfil de Roca o Suelos Muy Rígidos (S1) al oscilar entre 500 m/s y 1500 m/s.	1.00
C: Factor de Amplificación Sísmica	Define la forma espectral junto al PGA (aceleración máxima del suelo)	-
R: Factor de Reducción de Fuerzas	El Sistema Estructural es de Pórticos de CA°	8.00

Se asumió que  $R=R_0$  (coeficiente básico de reducción) al no estar afectado por factores de irregularidad. Por otro lado, el factor de amplificación sísmica ( $C$ ) está expresado de la siguiente forma:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5 \quad T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad T > T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

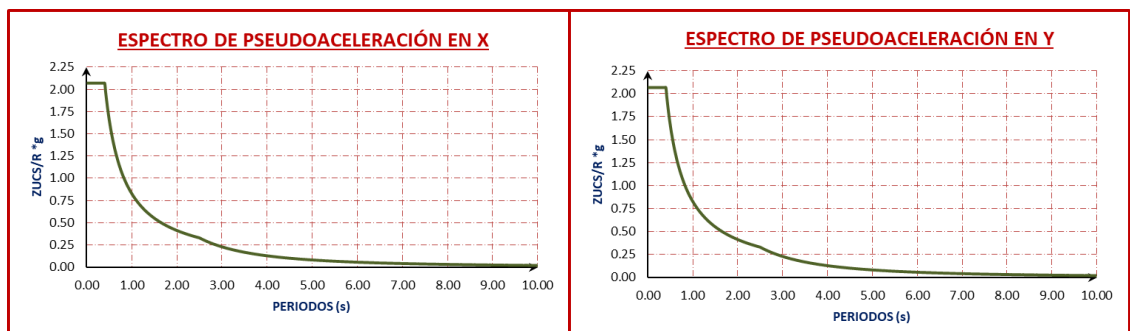
Donde,  $T$  es el periodo estructural fundamental, y los valores de  $T_p$  (período que define la plataforma del factor  $C$ ) y  $T_L$  (período que define el inicio de la zona del factor  $C$  con desplazamiento constante) para un perfil de Suelo Muy Rígido corresponden a 0.4 y 2.5 respectivamente.

Tras la definición de los parámetros sísmicos y determinación de todos sus factores se construyeron los espectros mostrados en la Figura 38, para así dar paso al análisis de respuesta modal espectral estableciendo un coeficiente de amortiguamiento crítico del

5%, constante para todos los modos. El método empleado para calcular la respuesta sísmica fue el CQC (combinación cuadrática completa). Se prescindió de una combinación direccional al no declararse un espectro en la dirección auxiliar del análisis. Asimismo, se consideró una excentricidad accidental igual al 5% de la dimensión en planta en cada dirección principal, por tratarse de un diafragma rígido.

**Figura 38**

*Espectros de Pseudoaceleración según la E.030*



Esta primera revisión estuvo ligada al control de derivas por ser un indicativo del nivel de daño, el cual posee un valor máximo permisible de 0.007 para sistemas de CA° según la E.030. Hay que acotar que hasta este punto no se efectuó un análisis de irregularidades puesto que los desplazamientos inelásticos obtenidos en las Tablas 9 y 10 provienen de multiplicar los desplazamientos elásticos del análisis por un valor de 0.85R, que corresponde a un edificio irregular, por tanto, se comprende que dichos valores no son afectados directamente por el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

**Tabla 9***Derivas Máximas: Modelo 1*

NIVELES	MODELO 1			
	SISMO XX		SISMO YY	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
Story3	6.66 ‰	1.95 ‰	3.01 ‰	6.32 ‰
Story2	10.19 ‰	4.24 ‰	5.30 ‰	13.88 ‰
Story1	13.14 ‰	8.50 ‰	8.45 ‰	22.80 ‰

**Tabla 10***Derivas Máximas: Modelo 2*

NIVELES	MODELO 2a				MODELO 2b			
	SISMO XX		SISMO YY		SISMO XX		SISMO YY	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
Story3	7.35 ‰	0.63 ‰	1.34 ‰	3.85 ‰	7.36 ‰	0.64 ‰	1.29 ‰	3.80 ‰
Story2	11.01 ‰	1.22 ‰	2.61 ‰	7.21 ‰	10.98 ‰	1.24 ‰	2.52 ‰	7.22 ‰
Story1	13.45 ‰	1.55 ‰	3.43 ‰	10.12 ‰	13.52 ‰	1.70 ‰	3.37 ‰	9.98 ‰

El modelo 1 pone en evidencia que efectivamente la estructura posee una alta flexibilidad en ambas direcciones, principalmente en Y, alcanzando una distorsión máxima de hasta 22.80‰, el cual triplica el valor máximo admisible normativo. Pero más importante que ello, en cualquier dirección de análisis por acción sísmica (X o Y), los desplazamientos en la dirección auxiliar son notorios incluso superando el 7‰ en el primer nivel, por lo que es un indicativo de alta torsión.

Los resultados del modelo 2 reflejan el aporte de rigidez de los tabiques en la dirección Y (ambos sentidos), sin embargo, aun así se supera el límite normativo con una distorsión máxima de 10.12‰. En la dirección X, las distorsiones son ligeramente mayores con respecto al Modelo 1, con valores que superan el 7‰. Fundamentalmente,

este modelo muestra que el efecto de torsión en la respuesta no es tan significativo como el anterior.

Pues bien, dado que la falla de los tabiques podría modificar sustancialmente la respuesta al desaparecer el efecto de puntal en caso estos muros se agrieten o desplomen, fue necesario analizar si estos elementos se comportan elásticamente ante cargas coplanares, y si tienen la estabilidad suficiente para soportar las cargas ortogonales a su plano, todo esto ante la acción del sismo de diseño.

### ***3.9.3. Análisis De Los Elementos De Tabiquería***

#### ***3.9.3.1. Verificación Por Acción Sísmica Coplanar.***

Esta verificación, de acuerdo a la E.070 (MVCS, 2020) consiste en analizar si la fuerza de compresión actuante en el puntal, proveniente del análisis sísmico elástico ante el sismo severo ( $R=1$ ), es menor que la resistencia a la rotura del tabique asociadas a las fallas típicas tipo aplastamiento (trituración en las esquinas del tabique), tracción diagonal (manifestada a través de una grieta diagonal) y cizalle (grieta horizontal en la junta de construcción). La formulación utilizada para el cálculo de la resistencia última del puntal según el tipo de falla fue la siguiente:

**Aplastamiento ( $R_c$ ).**       $R_c = 0.12 * f'_m * D * t$

**Tracción Diagonal ( $R_t$ ).**       $R_t = 0.85 * \sqrt{f'_m} * D * t$

**Cizalle ( $R_s$ ).** 
$$R_s = \frac{f_s * t * D}{1 - 0.4 * h / L}$$

Donde:

R = Resistencia última del puntal de albañilería (en kilogramos)

L, h, t =

longitud, altura y espesor del tabique, respectivamente (en centímetros).

$$D = \sqrt{L^2 + h^2}$$

$f'_m =$

*resistencia características a compresión axial de la albañilería (en kg/cm<sup>2</sup>)*

$f_s =$  *resistencia última a cizalle de la albañilería = 4 kg/cm<sup>2</sup>*

### **3.9.3.2. Verificación Por Estabilidad Ante Cargas Ortogonales.**

Esta verificación corresponde a un control de estabilidad de los tabiques ante cargas ortogonales a su plano provenientes de una fuerza sísmica asociada a su peso, llevado a cabo mediante la comparación del esfuerzo generado por el momento actuante debido a dichas cargas ortogonales al plano del muro y el esfuerzo admisible a tracción por flexión que representa al momento resistente paralelo al plano del muro.

La determinación de la fuerza sísmica horizontal ( $F$ ) asociada al peso del elemento ( $P_e$ ), cuya resultante puede suponerse aplicada en su centro de masa, se realizó mediante la siguiente expresión de la E.030:

$$F = \frac{a_i}{g} * C_1 * P_e$$

Donde  $a_i$  representa a la aceleración horizontal en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento;  $g$  es la aceleración de la gravedad; y los valores de  $C_1$  se toman de la Tabla 11.

**Tabla 11**

*Valores de  $C_1$  de acuerdo a la E.030*

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

*Nota: Se empleó un valor de  $C_1=3$  en general.*

**Tabla 12**

*Aceleraciones de Entrepiso*

	<b>Aceleración de entrepiso "i"</b> <b>(<math>a_i</math>)</b>
<b>Story3</b>	23.72 cm/s <sup>2</sup>
<b>Story2</b>	12.83 cm/s <sup>2</sup>
<b>Story1</b>	9.85 cm/s <sup>2</sup>

Vale comentar que las aceleraciones fueron evaluadas mediante el análisis de respuesta modal espectral con un  $R=1$ , y corresponden a la dirección X (ortogonal al plano de los tabiques).

Teniendo en cuenta que la expresión de la E.070 – 2006 (vigente) para calcular la magnitud de la carga para un metro cuadrado del tabique ( $w$ , en  $\text{kg/m}^2$ ) no es compatible con los valores de  $C_1$  de la E.030 – 2018, se empleó la formulación adaptada de la propuesta de Norma E.070, tal como sigue:

Para el piso 1 y sótanos:  $w = 0.4 * Z * U * S * e * \gamma$

Para el nivel  $i$ :  $w = 0.3 * \frac{a_i}{g} * C_1 * e * \gamma$

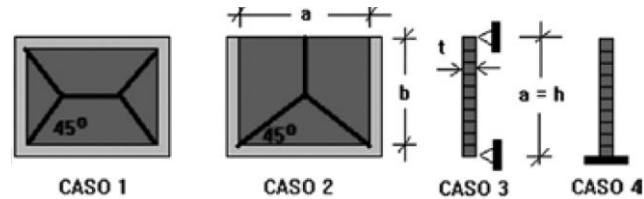
Donde  $Z$  representa al factor de zona sísmica ( $Z=0.45$ );  $U$  al factor de categoría de la edificación ( $U=1.5$ ),  $S$  al factor de suelo ( $S=1$ );  $e$  al espesor bruto del muro (m); y  $\gamma$  al peso volumétrico de la albañilería ( $\gamma = 1800\text{kg/m}^3$ ).

El momento flector distribuido por unidad de longitud ( $M_s$ , en  $\text{kg-m/m}$ ), producido por la carga sísmica " $w$ ", se calculó de acuerdo al caso 3 de la Figura 39, que corresponde a muro arriostrado solo en sus bordes horizontales, mediante la siguiente expresión donde " $a$ " representa a la altura del muro en metros:

$$M_s = 0.125 * w * a^2$$

**Figura 39**

*Casos de Arriostamiento según la E.070*



*Fuente: San Bartolomé et. al (2018)*

Dicha selección corresponde al hecho que en el primer y segundo nivel no existen columnas de arriostre, tan solo en el tercero, no obstante, ante la ausencia de un endentado y mechas de anclaje no se pudo admitir que los tabiques estaban arriostados. Asimismo, la condición de arriostre asumida en la parte superior del muro se atribuye a que las vigas descansan directamente sobre estos elementos, no existiendo una interface concreto-tabique rellena con mortero.

Finalmente, en albañilería simple, el esfuerzo normal producido por el momento flector  $M_s$ , se obtiene como  $f_m = \frac{6 \cdot M_s}{t^2}$  (San Bartolomé et al., 2018), donde “t” es el espesor efectivo del muro, que debe ser menor al esfuerzo admisible a tracción por flexión, cuyo valor es de  $1.5 \frac{kg}{cm^2}$  según la E.070.

### 3.9.3.3. Análisis De Resultados De Las Verificaciones.

Los resultados del análisis de estabilidad de tabiques y la verificación de la condición de falla, fueron desarrollados en una hoja de cálculo con base en las formulaciones descritas anteriormente, y se reflejan en las tablas que siguen a continuación.

**Tabla 13**

*Verificación de la Condición de Falla en los Tabiques*

	UBICACIÓN	L	H	D	GEOMETRÍA (PUNTALES)		RESISTENCIAS ÚLTIMAS				FUERZA AXIAL (R-t)		VERIFICACIÓN					
					Wo	e=t (m)	Rc	Rt	Rz	Rfinal	DIREC. V+	DIREC. V-	DIREC. V+	DIREC. V-	FINAL			
PISO BASE	EJE 8																	
	Tramo AA'	5.90 m	2.15 m	6.28 m	1.57 m	0.25 m	65.94 Tn	78.94 Tn	73.51 Tn	65.94 Tn	122.94 Tn	120.68 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	Tramo AB	3.50 m	2.15 m	4.11 m	1.03 m	0.25 m	43.13 Tn	51.64 Tn	54.46 Tn	43.13 Tn	100.70 Tn	95.97 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	Tramo BC	5.50 m	2.15 m	5.91 m	1.48 m	0.25 m	62.01 Tn	74.24 Tn	70.00 Tn	62.01 Tn	130.05 Tn	124.98 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	Tramo DE	5.50 m	3.20 m	6.36 m	1.59 m	0.25 m	66.81 Tn	80.00 Tn	82.93 Tn	66.81 Tn	258.40 Tn	277.65 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 7																	
	Tramo AB	3.50 m	2.15 m	4.11 m	1.03 m	0.25 m	43.13 Tn	51.64 Tn	54.46 Tn	43.13 Tn	130.49 Tn	125.08 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	Tramo BC	5.50 m	2.15 m	5.91 m	1.48 m	0.25 m	62.01 Tn	74.24 Tn	70.00 Tn	62.01 Tn	162.50 Tn	162.62 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 6																	
	Tramo DE	5.50 m	3.20 m	6.36 m	1.59 m	0.15 m	40.09 Tn	48.00 Tn	49.76 Tn	40.09 Tn	155.27 Tn	162.96 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 5																	
	Tramo AC	9.50 m	4.10 m	10.35 m	2.59 m	0.25 m	108.64 Tn	130.08 Tn	125.06 Tn	108.64 Tn	325.65 Tn	320.77 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
EJE 4																		
Tramo DE	5.50 m	3.20 m	6.36 m	1.59 m	0.25 m	66.81 Tn	80.00 Tn	82.93 Tn	66.81 Tn	278.28 Tn	293.99 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE				
EJE 3																		
Tramo AB	3.50 m	4.10 m	5.39 m	1.35 m	0.25 m	56.60 Tn	67.77 Tn	101.44 Tn	56.60 Tn	228.30 Tn	198.57 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE				
Tramo BC	5.50 m	4.10 m	6.86 m	1.72 m	0.25 m	72.03 Tn	86.24 Tn	97.75 Tn	72.03 Tn	291.00 Tn	298.92 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE				
EJE 1																		
Tramo BC	5.50 m	3.20 m	6.36 m	1.59 m	0.25 m	66.81 Tn	80.00 Tn	82.93 Tn	66.81 Tn	360.30 Tn	346.79 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE				
PRIMER ENTREPISO	EJE 8																	
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	196.29 Tn	197.13 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 6																	
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.15 m	39.62 Tn	47.44 Tn	48.49 Tn	39.62 Tn	111.31 Tn	111.82 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 5																	
	Tramo AC	9.50 m	3.05 m	9.98 m	2.49 m	0.25 m	104.76 Tn	125.44 Tn	114.48 Tn	104.76 Tn	191.80 Tn	193.74 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 4																	
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	159.12 Tn	160.41 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 3																	
	Tramo AB	3.50 m	3.05 m	4.64 m	1.16 m	0.25 m	48.75 Tn	58.36 Tn	71.27 Tn	48.75 Tn	127.10 Tn	141.03 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	Tramo BC	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	184.37 Tn	175.32 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 1																	
Tramo BC	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	206.44 Tn	201.79 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE				
SEGUNDO ENTREPISO	EJE 8																	
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	90.83 Tn	90.84 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 6																	
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.15 m	39.62 Tn	47.44 Tn	48.49 Tn	39.62 Tn	54.79 Tn	55.14 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 5																	
	Tramo AC	9.50 m	3.05 m	9.98 m	2.49 m	0.25 m	104.76 Tn	125.44 Tn	114.48 Tn	104.76 Tn	95.36 Tn	97.54 Tn	OK	OK	OK			
	EJE 4																	
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	39.98 Tn	70.11 Tn	OK	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 3																	
	Tramo AB	3.50 m	3.05 m	4.64 m	1.16 m	0.25 m	48.75 Tn	58.36 Tn	71.27 Tn	48.75 Tn	46.73 Tn	67.63 Tn	OK	NO RESISTE	NO RESISTE			
	Tramo BC	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	93.66 Tn	80.69 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE			
	EJE 1																	
Tramo BC	5.50 m	3.05 m	6.29 m	1.57 m	0.25 m	66.04 Tn	79.06 Tn	80.82 Tn	66.04 Tn	83.79 Tn	84.43 Tn	NO RESISTE	NO RESISTE	NO RESISTE				

Respecto al análisis anterior, la fuerza axial se determinó con un análisis dinámico empleando un espectro elástico en ambas direcciones del sismo. Con estos resultados, se espera que la falla de los tabiques sea por aplastamiento debido a la mala calidad del ladrillo ( $f'm$ ), y que los tabiques fallen en casi su totalidad ante un sismo severo.

**Tabla 14**

*Análisis de Estabilidad de Tabiques*

	UBICACIÓN	L	H=a	e=t	$\alpha_i$ (cm/s <sup>2</sup> )	$\alpha_r$ (cm/s <sup>2</sup> )	W (kg/m <sup>2</sup> )	Ms (kg-m/m)	fm (kg/cm <sup>2</sup> )	¿Tiene estabilidad? (fm<1.5kg/cm <sup>2</sup> )
PISO BASE	EJE 8									
	Tramo AA'	5.90 m	2.15 m	0.25 m			121.50	70.20	0.67	SI
	Tramo AB	3.50 m	2.15 m	0.25 m			121.50	70.20	0.67	SI
	Tramo BC	5.50 m	2.15 m	0.25 m			121.50	70.20	0.67	SI
	Tramo DE	5.50 m	3.20 m	0.25 m			121.50	155.52	1.49	SI
	EJE 7									
	Tramo AB	3.50 m	2.15 m	0.25 m			121.50	70.20	0.67	SI
	Tramo BC	5.50 m	2.15 m	0.25 m			121.50	70.20	0.67	SI
	EJE 6									
	Tramo DE	5.50 m	3.20 m	0.15 m	-	-	72.90	93.31	2.49	NO
	EJE 5									
	Tramo AC	9.50 m	4.10 m	0.25 m	-	-	121.50	255.30	2.45	NO
EJE 4										
Tramo DE	5.50 m	3.20 m	0.25 m	-	-	121.50	155.52	1.49	SI	
EJE 3										
Tramo AB	3.50 m	4.10 m	0.25 m			121.50	255.30	2.45	NO	
Tramo BC	5.50 m	4.10 m	0.25 m			121.50	255.30	2.45	NO	
EJE 1										
Tramo BC	5.50 m	3.20 m	0.25 m	-	-	121.50	155.52	1.49	SI	
PRIMER ENTREPISO	EJE 8									
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	0.25 m	9.85	9.81	406.84	473.08	4.54	NO
	EJE 6									
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	0.15 m	9.85	9.81	244.10	283.85	7.57	NO
	EJE 5									
	Tramo AC	9.50 m	3.05 m	0.25 m	9.85	9.81	406.84	473.08	4.54	NO
	EJE 4									
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	0.25 m	9.85	9.81	406.84	473.08	4.54	NO
	EJE 3									
	Tramo AB	3.50 m	3.05 m	0.25 m	9.85	9.81	406.84	473.08	4.54	NO
	Tramo BC	5.50 m	3.05 m	0.25 m	9.85	9.81	406.84	473.08	4.54	NO
	EJE 1									
Tramo BC	5.50 m	3.05 m	0.25 m	9.85	9.81	406.84	473.08	4.54	NO	
SEGUNDO ENTREPISO	EJE 8									
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	0.25 m	12.83	9.81	529.89	616.16	5.92	NO
	EJE 6									
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	0.15 m	12.83	9.81	317.93	369.70	9.86	NO
	EJE 5									
	Tramo AC	9.50 m	3.05 m	0.25 m	12.83	9.81	529.89	616.16	5.92	NO
	EJE 4									
	Tramo DE	5.50 m	3.05 m	0.25 m	12.83	9.81	529.89	616.16	5.92	NO
	EJE 3									
	Tramo AB	3.50 m	3.05 m	0.25 m	12.83	9.81	529.89	616.16	5.92	NO
	Tramo BC	5.50 m	3.05 m	0.25 m	12.83	9.81	529.89	616.16	5.92	NO
	EJE 1									
Tramo BC	5.50 m	3.05 m	0.25 m	12.83	9.81	529.89	616.16	5.92	NO	

Los resultados de la Tabla 14 obedecen a la premisa que a mayor altura, mayor fuerza inercial, mostrando que ningún tabique del primer y segundo entrepiso tendría estabilidad ante el sismo de diseño ( $U=1.5$ ), solo algunos en la planta base.

Visto de este modo, se puede concluir que aún si se emplearan anclajes para estabilizar los tabiques, estos elementos fallarían por acción sísmica en su plano ante el sismo severo. Ciertamente las derivas obtenidas con el Modelo 2 mostraban que los tabiques contribuían satisfactoriamente en la rigidez, aminorando incluso la torsión con respecto al Modelo 1, pero ante esto, se debe dar por hecho que dicho efecto solo es aparente. Ante un sismo moderado estos muros probablemente sí “trabajarían”, pero solo hasta cierto límite. De acuerdo a la E.070, cuando se considera la contribución de los tabiques en la rigidez, la distorsión angular máxima de cada entrepiso debe ser menor que 5 por mil para atenuar los problemas de interacción tabique-pórtico, y los resultados obtenidos superaban notablemente este valor. Siendo así, es de interés para el análisis sísmico lineal estudiar el comportamiento de la estructura ante el **sismo severo** de diseño, razón por la cual la revisión restante se desarrolló con el Modelo 1.

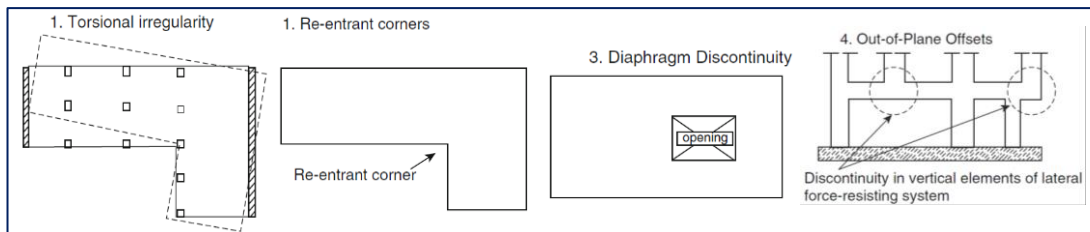
#### ***3.9.4. Verificación De Los Criterios Actuales Prescriptivos De Diseño***

Esta revisión tenía como objetivo analizar las relaciones demanda-capacidad en los miembros estructurales de acuerdo a las resistencias de las secciones y solicitaciones sísmicas, comparar el acero por corte requerido en las columnas y vigas -de acuerdo al

momento probable- con el acero real colocado según los planos, así como el cumplimiento de los criterios de columna fuerte-viga débil y la verificación por corte en la junta. Para ello, fue necesario efectuar previamente el estudio de irregularidades (en planta y en altura), entendiendo que mientras más irregular es la estructura, la fuerza sísmica de diseño es mayor. Para la identificación de las mismas, la E.030 establece los criterios, en este aspecto las Figuras 40 y 41 resultan ser muy ilustrativas y prácticas. Las Tablas 15 y 16 presentan los resultados de las irregularidades identificadas.

**Figura 40**

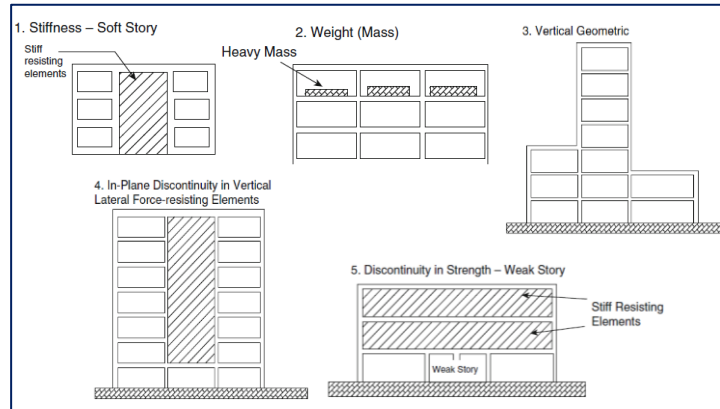
*Irregularidades Estructurales en Planta según el ASCE 7-16*



*Fuente: Paz & Kim (2019)*

**Figura 41**

*Irregularidades Estructurales en Altura según el ASCE 7-16*



*Fuente: Paz & Kim (2019)*

**Tabla 15**

*Identificación de Irregularidades Estructurales en Altura según la E.030*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		Factor de Irregularidad (I <sub>a</sub> )	¿Se presenta?	
TIPO	CRITERIO: Se califica como irregular cuando...		ANÁLISIS: MODELO 1	
			Direc. XX	Direc. YY
<b>Rigidez - Piso Blando</b>	La rigidez lateral de entrepiso es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.	0.75	SÍ	SÍ
<b>Resistencia - Piso Débil</b>	La resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0.75	NO	NO
<b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b>	La rigidez lateral de entrepiso es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.	0.50	SÍ	SÍ
<b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b>	La resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0.50	NO	NO
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b>	El peso sísmico es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90	NO	
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>	La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90	NO	NO
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>	En cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80	NO	
<b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</b>	La fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en la irregularidad anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	0.60	NO	

**Tabla 16**

*Identificación de Irregularidades Estructurales en Planta según la E.030*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		Factor de Irregularidad ( $I_p$ )	¿se presenta?	
TIPO	CRITERIO: Se califica como irregular cuando...		ANÁLISIS: MODELO 1	
			Direc. XX	Direc. YY
<b>Irregularidad Torsional</b>	El máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ( $\Delta_{max}$ ) en la dirección de análisis, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{prom}$ ).	<b>0.75</b>	<b>SÍ (*)</b>	<b>SÍ (*)</b>
<b>Irregularidad Torsional Extrema</b>	El máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ( $\Delta_{max}$ ) en la dirección de análisis, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{prom}$ ).	<b>0.60</b>	<b>SÍ (*)</b>	<b>NO (*)</b>
<b>Esquinas Entrantes</b>	Tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	<b>0.90</b>	<b>SÍ</b>	
<b>Discontinuidad del Diafragma</b>	Los diafragmas tienen discontinuidades abruptas, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	<b>0.85</b>	<b>NO</b>	
<b>Sistemas no Paralelos</b>	Los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.	<b>0.90</b>	<b>NO</b>	<b>NO</b>

Dado que los factores de irregularidad en planta ( $I_p$ ) y en altura ( $I_a$ ) a emplearse en la siguiente expresión  $R = R_o * I_a * I_p$  se determinan como el menor de los valores por dirección de análisis, los nuevos coeficientes de reducción de fuerza sísmica quedan definidos tal como sigue:

$$\text{Dirección XX: } R_x = R_{ox} * I_{ax} * I_{px} = 8 * 0.50 * 0.60 = 2.40 \quad (\text{Irregular})$$

$$\text{Dirección YY: } R_y = R_{oy} * I_{ay} * I_{py} = 8 * 0.50 * 0.75 = 3.00 \quad (\text{Irregular})$$

De este modo se actualizaron los espectros de pseudoaceleraciones para ejecutar nuevamente el análisis de respuesta modal espectral. Claramente solo fueron afectadas las fuerzas, mas no la derivas calculadas anteriormente.

En última instancia, para obtener las fuerzas finales del análisis sísmico, la E.030 establece que en estructuras irregulares la fuerza cortante basal calculada a partir del análisis modal espectral, no puede ser menor que el 90% de la fuerza cortante basal producto de un análisis estático lineal. Por tanto, si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

El fundamento del análisis estático lineal, también denominado análisis de fuerzas equivalentes, comprende que con la estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura se determina la aceleración espectral a partir de un espectro de respuesta de diseño, el cual al ser multiplicado por la masa de la estructura, corresponde a la cortante basal, por tanto la asunción radica en suponer al edificio como un sistema de 1GDL. Para el análisis, la cortante basal determinada se distribuye a lo largo de la altura, y se procede a calcular las fuerzas y desplazamientos. Dado que no es de interés efectuar el análisis como tal, tan solo se describe la expresión de la E.030 para determinar la fuerza cortante total en la base de la estructura ( $V$ ), correspondiente a cada dirección de análisis:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde el valor de  $C/R$  no se considera menor que 0.11; P representa al peso sísmico total de la edificación; y el resto de parámetros ya fueron abordados.

A continuación, se muestran los resultados de las cortantes basales estáticas calculadas por dirección, así como el procedimiento de escalamiento para cumplir con la cortante mínima normativa.

**Tabla 17**

*Pesos Sísmicos por Entrepiso (Etabs v18)*

	Pi
Story3	466.10 Tn
Story2	732.71 Tn
Story1	761.94 Tn

**Tabla 18**

*Parámetros y Cálculo de Cortante Basal Estática*

PARÁMETROS	
Z: Factor de zona	0.45
U: Factor de uso o importancia	1.50
C <sub>x</sub> : Factor de amplificación sísmica en X	1.61
C <sub>y</sub> : Factor de amplificación sísmica en Y	1.39
S: Factor de amplificación del suelo	1.00
R <sub>x</sub> : Coeficiente de reducción sísmica en X	2.40
R <sub>y</sub> : Coeficiente de reducción sísmica en Y	3.00
P: Peso sísmico de la edificación	1960.75 Tn
V <sub>x</sub> : Fuerza cortante en la base en la dirección X	939.46 Tn
V <sub>y</sub> : Fuerza cortante en la base en la dirección Y	615.30 Tn

**NOTA:** El valores de "C" se determinaron con los periodos Tx=0.587s y Ty=0.717 (Análisis Modal)

**Tabla 19***Verificación de Cortante Basal Mínimo y Escalamiento*

	<b>Cortante Dinámica (Vdin)</b>	<b>Cortante Estática (Vest)</b>	<b>¿Vdin/Vest &gt;0.90?</b>	<b>Factor de escala</b>
<b>Dirección XX</b>	809.55 Tn	939.46 Tn	No	1.044
<b>Dirección YY</b>	482.58 Tn	615.30 Tn	No	1.148

Para la definición de la demanda en los componentes estructurales de concreto armado se tomó en cuenta las siguientes combinaciones de carga de la Norma Técnica E.060 (MVCS, 2020), donde D representa a la Carga Muerta; L a la Carga Viva; SX y SY a la acción sísmica por dirección:

$$\text{COMBO 1} = 1.4 D + 1.7 L$$

$$\text{COMBO 2} = 1.25 (D + L) + SX$$

$$\text{COMBO 3} = 1.25 (D + L) - SX$$

$$\text{COMBO 4} = 1.25 (D + L) + SY$$

$$\text{COMBO 5} = 1.25 (D + L) - SY$$

$$\text{COMBO 6} = 0.9 D + 1.0 SX$$

$$\text{COMBO 7} = 0.9 D - 1.0 SX$$

$$\text{COMBO 8} = 0.9 D + 1.0 SY$$

$$\text{COMBO 9} = 0.9 D - 1.0 SY$$

Finalmente, para llevar a cabo la revisión fue necesario identificar y asignar las cantidades de acero de refuerzo longitudinal en los miembros estructurales pues como es sabido el análisis debe realizarse con los aceros de refuerzo realmente colocados en la estructura. Respecto a las vigas, la Tabla 20 resumen las cantidades de refuerzo longitudinal asignados.

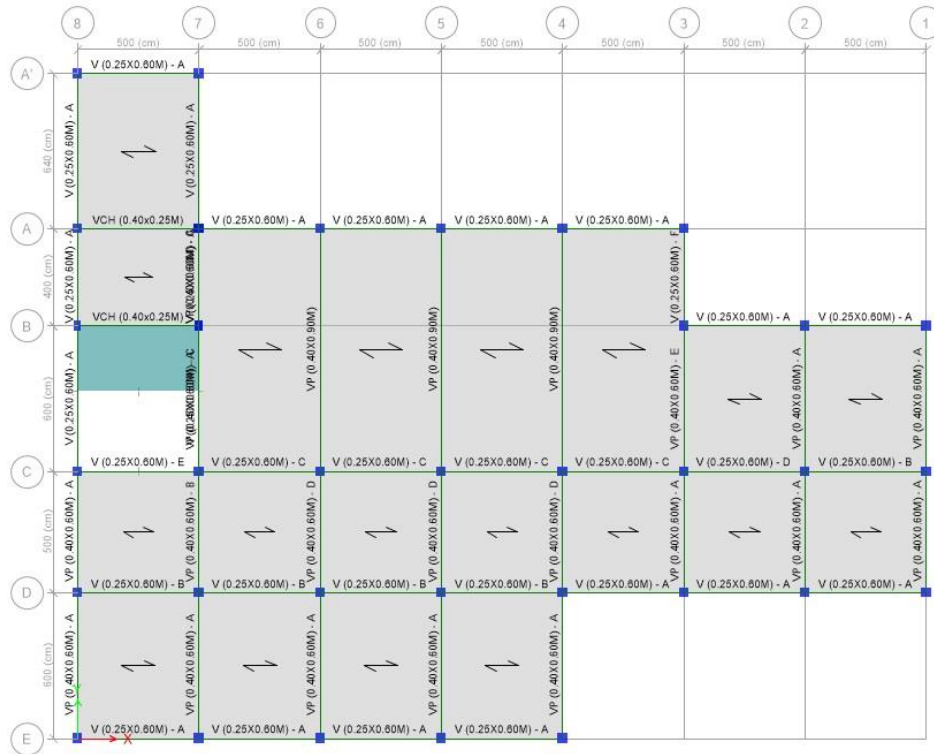
**Tabla 20**

*Resumen de Aceros de Refuerzo Longitudinal en Vigas para Asignación*

DESIGNACIÓN	ACERO COLOCADO EN EXTREMOS (PLANOS)				ACERO INGRESADO (ETABS)			
	Izquierda		Derecha		As Top Izq	As Bot Izq	As Top Der	As Bot Der
	Superior	Inferior	Superior	Inferior				
V40x60 - A	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	8.55 cm2	5.70 cm2	8.55 cm2	5.70 cm2
V40x60 - B	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4" + 1φ3/4"	8.55 cm2	5.70 cm2	8.55 cm2	8.55 cm2
V40x60 - C	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	5.70 cm2	5.70 cm2	5.70 cm2	5.70 cm2
V40x60 - D	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4" + 4φ1"	2φ3/4" + 2φ1"	8.55 cm2	5.70 cm2	25.98 cm2	15.84 cm2
V40x60 - E	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4"	8.55 cm2	5.70 cm2	5.70 cm2	5.70 cm2
V40x90	4φ1" + 2φ1"	3φ1"	4φ1" + 1φ3/4"	3φ1"	30.42 cm2	15.21 cm2	23.13 cm2	15.21 cm2
V25x60 - A	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	2φ3/4" + 1φ3/4"	2φ3/4"	8.55 cm2	5.70 cm2	8.55 cm2	5.70 cm2
V25x60 - B	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	3.96 cm2	3.96 cm2	3.96 cm2	3.96 cm2
V25x60 - C	3φ5/8"	3φ5/8"	3φ5/8"	3φ5/8"	5.94 cm2	5.94 cm2	5.94 cm2	5.94 cm2
V25x60 - D	3φ5/8"	3φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	5.94 cm2	5.94 cm2	3.96 cm2	3.96 cm2
V25x60 - E	3φ5/8" + 1φ5/8"	2φ5/8"	3φ5/8" + 1φ3/4"	2φ5/8"	7.92 cm2	3.96 cm2	8.79 cm2	3.96 cm2
V25x60 - F	2φ5/8"	2φ1/2"	2φ5/8"	2φ1/2"	3.96 cm2	2.54 cm2	3.96 cm2	2.54 cm2

**Figura 42**

*Vista en Planta de las Secciones de Viga con Diferente Acero de Refuerzo Long.*

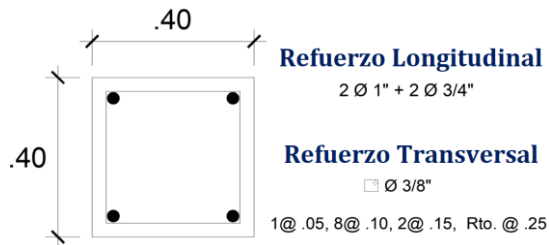


Las cantidades de acero son típicas para los distintos niveles del edificio. Respecto al refuerzo transversal, de acuerdo a los planos, típicamente para todas las vigas se establecen estribos de  $\phi 3/8"$  1@0.05, 7@0.10, 2@0.15 Rto @0.25 c/extremo; excepto para las vigas del eje 7 y 8 (Tramo A-B), y eje 8 (Tramo B-C), donde la distribución es la siguiente:  $\phi 3/8"$  @30cm.

Dado que las columnas son típicas con dimensiones de 0.40x0.40m, no se tuvo inconvenientes respecto a la asignación de la cantidad de refuerzo. La figura 43 muestra el detalle de su armado.

**Figura 43**

*Detalle de Acero de Refuerzo en Columna 0.40x0.40m*



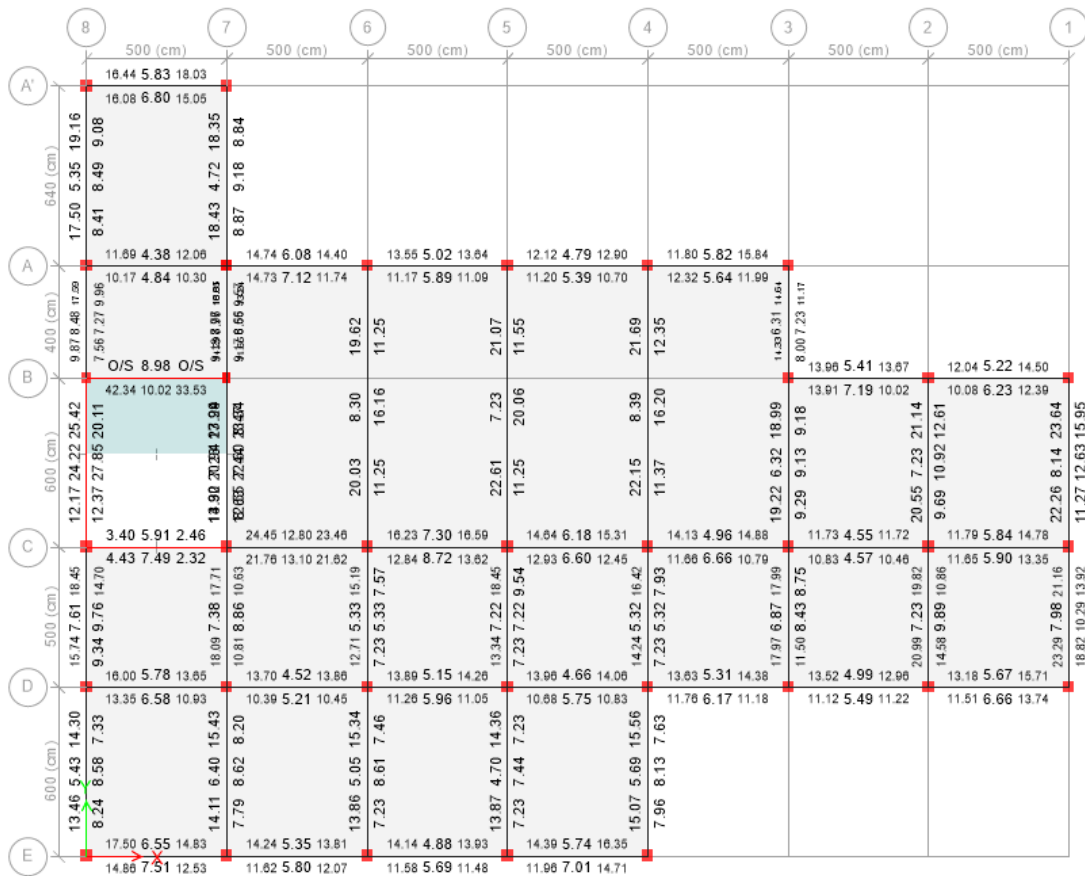
#### **3.9.4.1. Verificación De Criterios De Diseño.**

Es necesario hacer hincapié que se ha tomado en consideración los requerimientos del ACI 318 (American Concrete Institute [ACI], 2014) (Sway Special) -dado que el ETABS lo presenta como una alternativa de diseño- definiendo de este modo a la estructura como un sistema de pórticos especiales resistentes a momento, el cual de alguna forma es concordante con los criterios de diseño establecidos en la E.060 para

Sistemas de Pórticos Tipo II. A continuación, se presenta un resumen del chequeo de la estructura ante el sismo final de diseño normativo (escalado), con resultados mostrados directamente desde la interfaz del software.

**Figura 44**

*Cálculo de Acero de Refuerzo Longitudinal en Vigas (2do. Nivel)*



En general puede notarse que en las vigas de dirección X, todas presentan problemas de D/C a nivel de flexión, dado que la cantidad de acero de refuerzo longitudinal en estos componentes (mostrado en la Tabla 20) es visiblemente inferior al requerido. En

la dirección Y ocurre lo mismo, a excepción de la VP (0.40X0.9M), el cual aparentemente presenta una buena resistencia a la flexión. En general puede concluirse que las resistencias son insuficientes (en el primer y segundo nivel) para resistir la demanda asociada al sismo de diseño de la E.030.

**Tabla 21**

*Análisis del Comportamiento de las Vigas [Por corte]*

DESIGNACIÓN	Ln	Av/s	$\phi V_n$	$V_D$	$V_G$	$V_e=V_D+V_G$	$V_u$	$V_e/\phi V_n$	Control Falla	$V_u/\phi V_n$	D/C
V40x60 - A	5.60 m	0.142	36.60 Tn	6.85 Tn	21.39 Tn	28.24 Tn	27.34 Tn	0.77	Dúctil	0.75	Cumple
	4.60 m	0.142	36.60 Tn	8.34 Tn	16.92 Tn	25.26 Tn	28.21 Tn	0.69	Dúctil	0.77	Cumple
V40x60 - B	4.60 m	0.142	36.60 Tn	9.93 Tn	16.92 Tn	26.85 Tn	23.01 Tn	0.73	Dúctil	0.63	Cumple
V40x60 - C	5.60 m	0.047	20.44 Tn	5.55 Tn	12.55 Tn	18.10 Tn	18.43 Tn	0.89	Dúctil	0.90	Cumple
	3.60 m	0.047	7.99 Tn	8.63 Tn	8.06 Tn	16.69 Tn	30.25 Tn	2.09	Frágil	3.78	No Cumple
V40x60 - D	4.60 m	0.142	36.60 Tn	16.56 Tn	16.92 Tn	33.48 Tn	24.83 Tn	0.91	Dúctil	0.68	Cumple
V40x60 - E	5.60 m	0.142	36.60 Tn	6.85 Tn	23.51 Tn	30.36 Tn	27.59 Tn	0.83	Dúctil	0.75	Cumple
V40x90	9.60 m	0.142	36.60 Tn	18.64 Tn	41.36 Tn	60.00 Tn	43.28 Tn	1.64	Frágil	1.18	No Cumple
V25x60 - A	6.00 m	0.142	36.60 Tn	6.19 Tn	21.47 Tn	27.66 Tn	22.86 Tn	0.76	Dúctil	0.62	Cumple
	5.60 m	0.142	36.60 Tn	6.63 Tn	7.41 Tn	14.04 Tn	21.43 Tn	0.38	Dúctil	0.59	Cumple
	4.60 m	0.142	24.15 Tn	8.07 Tn	4.01 Tn	12.08 Tn	16.43 Tn	0.50	Dúctil	0.68	Cumple
	3.60 m	0.047	20.44 Tn	10.32 Tn	12.88 Tn	23.20 Tn	14.89 Tn	1.14	Frágil	0.73	Cumple
V25x60 - B	4.60 m	0.142	24.15 Tn	4.67 Tn	4.23 Tn	8.90 Tn	16.67 Tn	0.37	Dúctil	0.69	Cumple
V25x60 - C	4.60 m	0.142	24.15 Tn	6.85 Tn	4.84 Tn	11.69 Tn	13.33 Tn	0.48	Dúctil	0.55	Cumple
V25x60 - D	4.60 m	0.142	24.15 Tn	5.76 Tn	1.16 Tn	6.92 Tn	10.46 Tn	0.29	Dúctil	0.43	Cumple
V25x60 - E	4.60 m	0.142	24.15 Tn	7.23 Tn	1.59 Tn	8.82 Tn	10.78 Tn	0.37	Dúctil	0.45	Cumple
V25x60 - F	3.60 m	0.142	36.60 Tn	3.86 Tn	9.44 Tn	13.30 Tn	25.86 Tn	0.36	Dúctil	0.71	Cumple

*NOTA: los valores máximos fueron tomados de los primeros niveles. En la dirección X las cortantes son menores que en YY.*

Es preciso mencionar que a pesar de haber insertado en el software las áreas de acero longitudinal en los extremos de las vigas, las verificaciones que éste realiza están basadas en el mayor valor entre el “As” calculado y el insertado, por tanto, para determinar las cortantes de capacidad fue necesario efectuar un cálculo rápido manual, plasmado en la Tabla 21. Ésta muestra el resumen D/C en vigas a nivel de cortante, así como la revisión del modo de falla esperado. Principalmente la distinción de las vigas

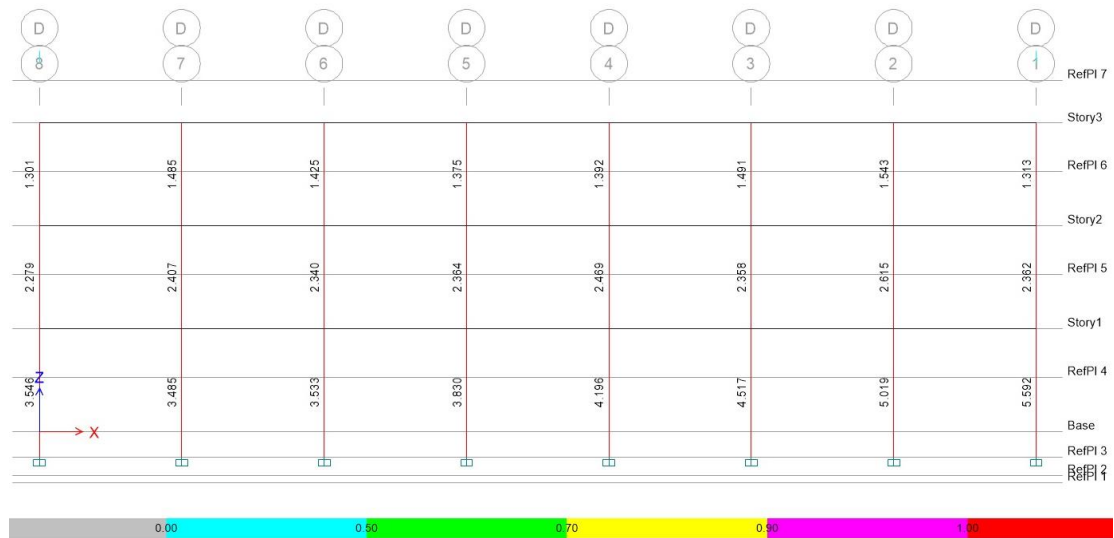
se realizó por secciones y longitud, para así trabajar con la máxima cortante gravitacional ( $V_g$ ) y la máxima cortante última ( $V_u$ ), obtenidas del análisis estructural. En síntesis, debido a la baja cuantía en la mayoría de estos elementos, los resultados reflejan que se puede esperar que la falla sea por flexión. Las cortantes gravitacionales por su parte toman relevancia dado que se obtienen valores relativamente altos comparación a las cortantes de capacidad. Las secciones con deficiencias son las VP 0.40x0.90m ( $L_n=10m$ ), que como ya se mencionó presentan una buena resistencia a la flexión superando incluso a la demanda, pero por lo visto carece de un confinamiento que le permita desarrollar su máxima capacidad, lo cual es desfavorable, esperando de este modo que su falla sea por corte. Adicionalmente, se resaltan las vigas de 0.40x0.60m y 0.25x0.60m con luces de 3.60m, donde se espera una falla frágil debido al poco refuerzo transversal que poseen, y a la corta luz que presentan. Finalmente, los resultados D/C dejan en evidencia que las secciones en general presentan una buena resistencia al corte, limitándose el comportamiento crítico hacia los miembros estructurales ya mencionados.

Respecto a la revisión por flexocompresión en las columnas realmente no se puede justificar ni sacar conclusiones certeras, ya que al igual que en el chequeo por flexión en las vigas, los resultados dependen directamente del factor de reducción de fuerzas sísmicas asumido. A modo de comparación, a continuación se presenta la máxima

relación D/C por flexocompresión biaxial en las columnas del eje X, para la acción sísmica de diseño con  $R_x=2.5$ ,  $R_y=3$ ; y  $R_x=R_y=R_o=8$ , mostrando de este modo la significancia de la inclusión de los factores de irregularidad.

**Figura 45**

*Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas [ $R_x=2.5$ ,  $R_y=3$ ]*



**Figura 46**

*Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas [Rx=Rx=Ro=8]*



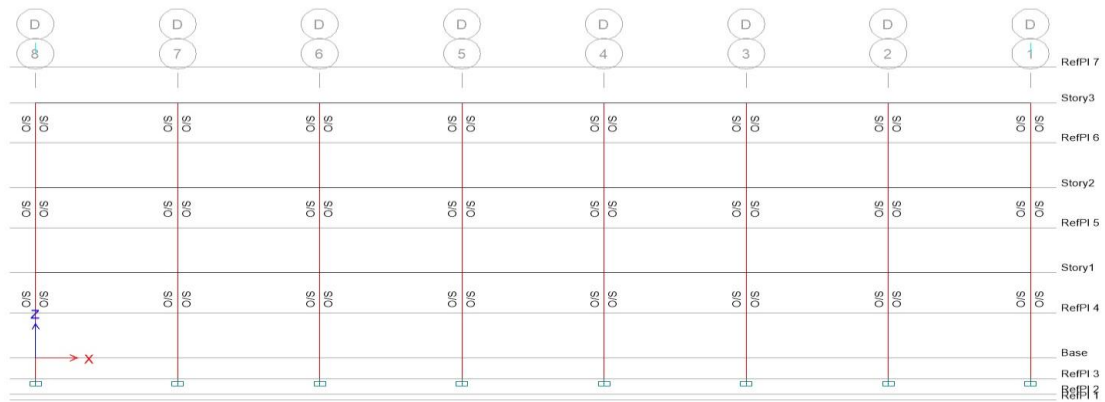
En conclusión, el 95% de las columnas fallarían por flexocompresión ante el sismo de diseño. Considerando un  $R=R_o$ , este efecto se reduce solo a las columnas del primer nivel.

La siguiente verificación debería corresponder al criterio de columna fuerte-viga débil, y al chequeo de la resistencia al corte en los nudos. Pues bien, teniendo claro que el software toma en cuenta el “As” máximo entre el ingresado y el calculado, los resultados mostrados en la Fig. 39 y 40 no nos permiten admitir que definitivamente el edificio no cumple en su totalidad estos dos requerimientos de diseño. Claramente el emplear el acero requerido, y no el real insertado para los chequeos, hace que la sumatoria de las resistencias nominales de las vigas que llegan a los nodos sea

superiores a los de las columnas, mostrando que se excede el ratio de 1.2 (O/S); y que se determinen tensiones superiores a las reales para el cálculo de la cortante actuante en los nodos, por lo que tampoco es una sorpresa que presente que estos fallen por corte.

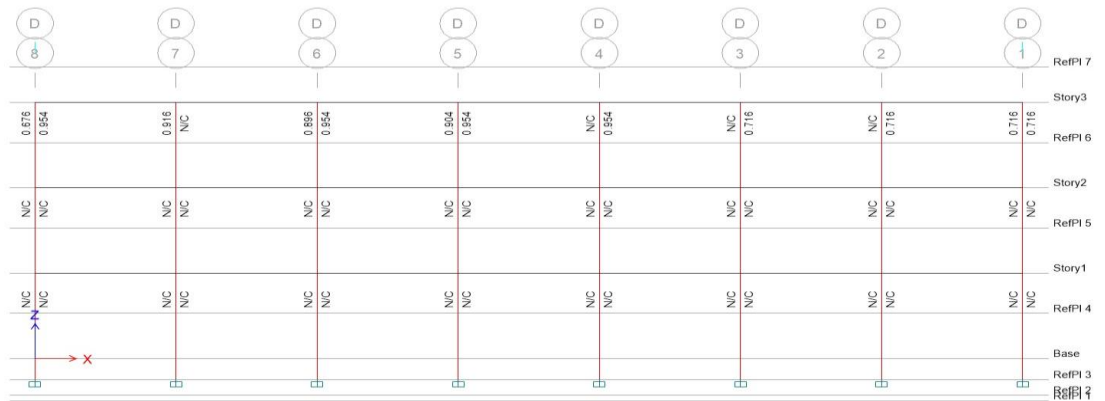
**Figura 47**

*Verificación de la Relación Columna Fuerte-Viga Débil [(6/5) Beam/Column Capacity Ratios]*



**Figura 48**

*Verificación del Corte en los Nudos o Juntas [Joint Shear Capacity Ratios]*



De lo que sí se tiene certeza es que si de diseñar el mismo edificio con el código actual se tratase, definitivamente no cumpliría el criterio de columna fuerte-viga débil, y los nudos carecerían de resistencia al corte para que las vigas desarrollasen su máxima capacidad. Una solución podría haber sido reducir la demanda sísmica para que el acero ingresado sea superior al requerido, pero tampoco es posible debido a que para el cálculo de las cortantes probables de las columnas, es necesario conocer las fuerzas axiales de combinaciones de diseño que incluyan efectos sísmicos, con el fin de identificar el momento probable a partir de los diagramas de interacción. Realmente, con esto se pretende dejar entrever que un análisis sísmico lineal presenta grandes deficiencias para tratar de entender realmente el desempeño de la estructura y los patrones de deformación inelástica, principalmente por el uso de un factor de reducción de fuerzas. En ese sentido, está demás tratar de identificar las cortantes probables en las columnas, puesto que se debería conocer previamente el comportamiento predominante (columna fuerte-viga débil o columna débil-viga fuerte), criterio que a continuación es evaluado mediante la realización de un análisis no lineal estático. De hecho este tipo de técnicas es permitido por la E.030 para estudiar la resistencia de los edificios.

### **3.10. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO**

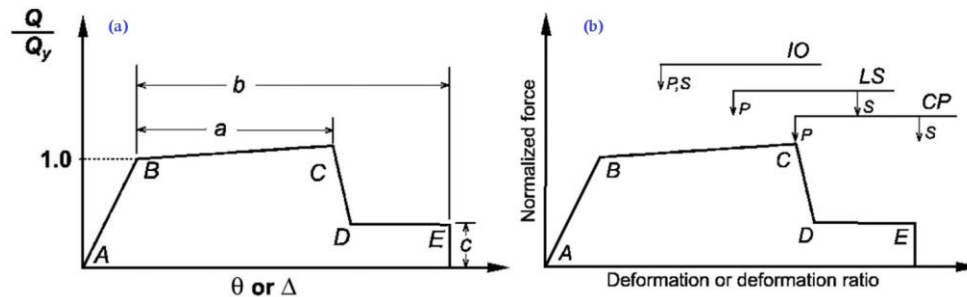
En esta sección se describe brevemente el procedimiento empleado para generar el análisis pushover en ETABS, para el posterior cálculo del desempeño discreto de la estructura. Es necesario enfatizar que no es objetivo calcular la respuesta “real” debido a las evidentes limitaciones que presenta esta técnica, más aún ante edificios irregulares, tan solo se busca una estimación razonable de la respuesta esperada, e identificar las zonas críticas de comportamiento no lineal.

#### ***3.10.1. Definición Del Comportamiento Inelástico De Los Componentes***

Con el fin de capturar las deformaciones inelásticas esperadas en la estructura se definieron las envolventes cíclicas para cada uno de sus componentes de acuerdo a los parámetros de modelamiento del ASCE 41-17, las cuales están en función de las propiedades del material, secciones transversales, condiciones de carga, y distribución del refuerzo longitudinal así como transversal. Junto a ello se tomó en cuenta los criterios numéricos de aceptación para el procedimiento no lineal de dicho código.

**Figura 49**

a) Relación Fuerza-Deformación Generalizada para Componentes de CA° b). Ilustración de Criterios de Aceptabilidad



Fuente: ASCE (2018)

Respecto al modelo adoptado, éste consiste en una curva parametrizada (Figura 49) de esfuerzo - deformación (rotación, en este caso de estudio) con una zona lineal hasta el punto B donde ocurre la fluencia; a continuación, se presenta un endurecimiento por plastificación, que de acuerdo al código, no debe ser mayor del 10% de la pendiente elástica. A partir de C la resistencia se degrada súbitamente hasta D, manteniendo una resistencia residual hasta el punto de colapso final en E. Esta idealización fue usada también para determinar en qué nivel de desempeño se encontraba cada miembro estructural en función de su grado de deformación: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención por Colapso (CP); definiéndose así el criterio de aceptabilidad local.

Previo a ello, había que definir las acciones que debían soportar los componentes estructurales, distinguiendo aquellas que traen como consecuencia una respuesta no lineal aceptable permitiendo exceder los límites elásticos de resistencia bajo cargas sísmicas por inducir fallas de tipo dúctil en los miembros estructurales [acciones controladas por deformación], de las que se espera que permanezcan en el rango elástico dada la naturaleza frágil de la falla del componente [acciones controladas por fuerza]. En la tabla 22 se muestra la distinción de las acciones definidas en el modelo estructural desarrollado.

**Tabla 22**

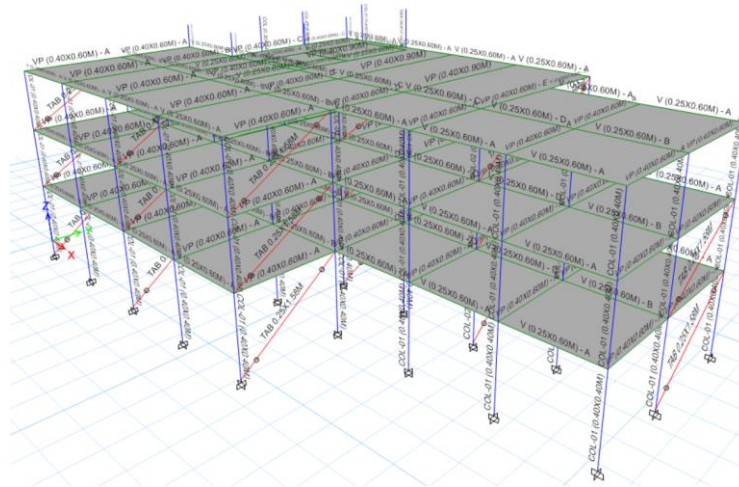
*Acciones controladas por Deformación o por la Fuerza*

<b>CLASIFICACIÓN</b>	<b>ACCIÓN</b>
<b>CONTROLADAS POR DEFORMACIÓN</b>	<b>Flexión en Vigas</b>
	<b>Flexocompresión en columnas</b>
<b>CONTROLADA POR FUERZA</b>	<b>Fuerza Cortante en Vigas</b>
	<b>Fuerza Cortante en Columnas</b>
	<b>Fuerzas Axiales en Tabiques</b>

Se debe hacer mención que se ha buscado obtener la respuesta estructural del edificio plasmado en una curva pushover en donde se incorpore el aporte en la rigidez de los tabiques, limitando las fuerzas axiales máximas de las bielas equivalentes mediante la inclusión de rótulas axiales controladas por la fuerza. Los valores límites con los que se trabajó son los calculados en la Tabla 13 ( $R_{final}$ ). De este modo, se retomaron los cálculos a partir de los Modelos 2a y 2b ya trabajados en el apartado anterior.

**Figura 50**

*Modelo Estructural con Aporte de Rigidez de los Tabiques*



En lo que respecta a los componentes de  $CA^\circ$ , en los extremos de las vigas se asignaron rótulas M3- $\theta$  de acuerdo a relaciones fuerza-rotación establecidas a partir de la tabla 10-7 del ASCE 41-17. En las columnas se fijaron rótulas M3- $\theta$  tipo P-M2-M3, según la tabla 10-8 del ASCE 41-17, para representar su respuesta inelástica ante la acción de combinaciones de cargas axiales con momentos biaxiales, a partir de las superficies de interacción P-M generadas por el software. Específicamente tanto en vigas como columnas, la posición de los puntos de monitoreo del comportamiento no lineal fue definida en la cara de los nudos. No se incorporó explícitamente la no linealidad de las juntas. Asimismo se calcularon manualmente las resistencias nominales al corte en todas las vigas y las columnas cortas (ver Figura 51) para ingresar rótulas por corte en la misma posición que las rótulas rotacionales. Éste último fue definido como una

acción controlada por la fuerza, y fue fijado para todos estos miembros con el fin de visualizar qué tipo de rótula era activada primero (rotacional o por corte). Finalmente, debe mencionarse que todos los componentes eran del Tipo Primario ya que forman parte del sistema resistente a la fuerza sísmica (pórticos).

**Tabla 23**

*Cálculo de Resistencia al Corte en Vigas*

Secc. Vigas	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	"s" (cm)	Vc (Tn)	Vs (Tn)	Resist. al Corte
<b>25x60cm</b>	25.00	54.00	210.00	4200.00	1.42	10.00	10.37	32.21	<b>42.57 Tn</b>
<b>25x60cm</b>	25.00	54.00	210.00	4200.00	1.42	30.00	10.37	10.74	<b>21.10 Tn</b>
<b>40x60cm</b>	40.00	54.00	210.00	4200.00	1.42	10.00	16.59	32.21	<b>48.80 Tn</b>
<b>40x60cm</b>	40.00	54.00	210.00	4200.00	1.42	30.00	16.59	10.74	<b>27.32 Tn</b>
<b>40x90cm</b>	40.00	84.00	210.00	4200.00	1.42	10.00	25.81	50.10	<b>75.90 Tn</b>

NOTA: solo existen 3 tipos de secciones de viga y dos tipos de distribución de refuerzo transversal.

**Tabla 24**

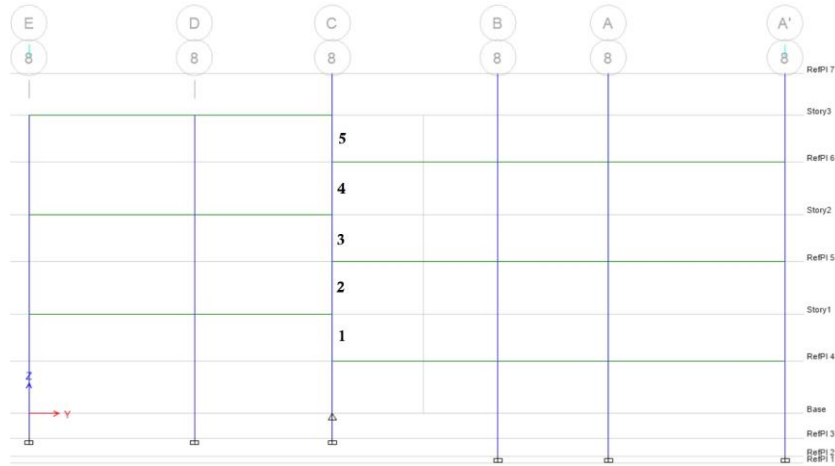
*Cálculo de Resistencia al Corte en Columnas Cortas (0.40x0.40m)*

UBICACIÓN	P (Tn)	Vc (Tn)	Vs (Tn)	Resist. al Corte	
<b>A7-B7</b>	<b>1</b>	80.84	14.22	20.28	<b>34.49 Tn</b>
	<b>2</b>	63.88	13.42	20.28	<b>33.70 Tn</b>
	<b>3</b>	37.16	12.18	20.28	<b>32.46 Tn</b>
	<b>4</b>	21.89	11.47	20.28	<b>31.74 Tn</b>
	<b>5</b>	9.55	10.89	20.28	<b>31.17 Tn</b>
<b>C-7</b>	<b>1</b>	76.17	14.00	20.28	<b>34.27 Tn</b>
	<b>2</b>	56.14	13.06	20.28	<b>33.34 Tn</b>
	<b>3</b>	52.52	12.89	20.28	<b>33.17 Tn</b>
	<b>4</b>	20.47	11.40	20.28	<b>31.68 Tn</b>
	<b>5</b>	17.99	11.28	20.28	<b>31.56 Tn</b>
<b>C-8</b>	<b>1</b>	76.51	14.01	20.28	<b>34.29 Tn</b>
	<b>2</b>	39.92	12.31	20.28	<b>32.58 Tn</b>
	<b>3</b>	36.79	12.16	20.28	<b>32.44 Tn</b>
	<b>4</b>	8.61	10.85	20.28	<b>31.12 Tn</b>
	<b>5</b>	6.12	10.73	20.28	<b>31.01 Tn</b>

NOTA: Todos poseen un espaciamiento de estribos de 10cm. Las cargas axiales fueron tomadas del caso de carga gravitacional no lineal.

**Figura 51**

Nomenclatura empleada para identificar la posición de las Columnas Cortas



**Figura 52**

Parámetros para modelamiento de la envolvente cíclica en vigas. i) Controladas por Flexión ii) Controladas por corte iii) Por inadecuada longitud de desarrollo o solape en la longitud libre de la viga iv) Inadecuado empotramiento del refuerzo en las juntas.

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

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotation Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle (radians)				
				Performance Level				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\frac{V_u}{\phi R_n} \leq 0.0$	C	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_c}} \leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note:  $f'_c$  in  $\text{lb/in}^2$  (MPa) units.  
<sup>a</sup> Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup> "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup>  $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE (2018)

**Figura 53**

*Parámetros para modelamiento de la envolvente cíclica en columnas. Se distinguen dos casos: controladas y no controladas por inadecuada longitud de desarrollo, o inadecuado traslape a lo largo de la altura libre.*

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318**

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup>			
$a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{Co/OE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> <sup>b</sup>	0.7 <i>b</i> <sup>b</sup>
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup>			
$a = \left( \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ $\leq 0.06$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Notes:  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with  $\rho_t$  smaller than 0.0005.  $V_{yE}/V_{Co/OE}$  shall not be taken as less than 0.2.

$N_{UD}$  shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate  $N_{UD}$  based on a limit-state analysis.

<sup>a</sup> *b* shall be reduced linearly for  $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) > 0.5$  from its value at  $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5$  to zero at  $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7$  but shall not be smaller than *a*.

<sup>b</sup>  $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$  shall not be taken as smaller than 0.1.

<sup>c</sup> Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

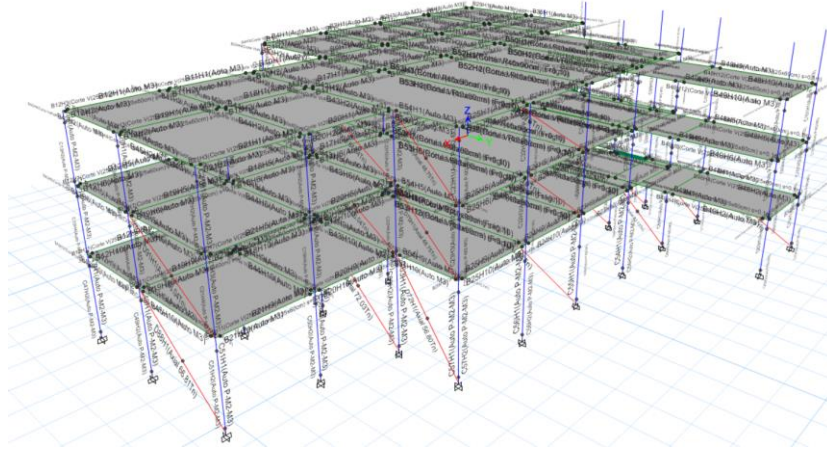
<sup>d</sup> *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.

<sup>e</sup>  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0075.

Fuente: ASCE (2018)

**Figura 54**

*Modelo No Lineal en 3D (con rótulas plásticas asignadas).*

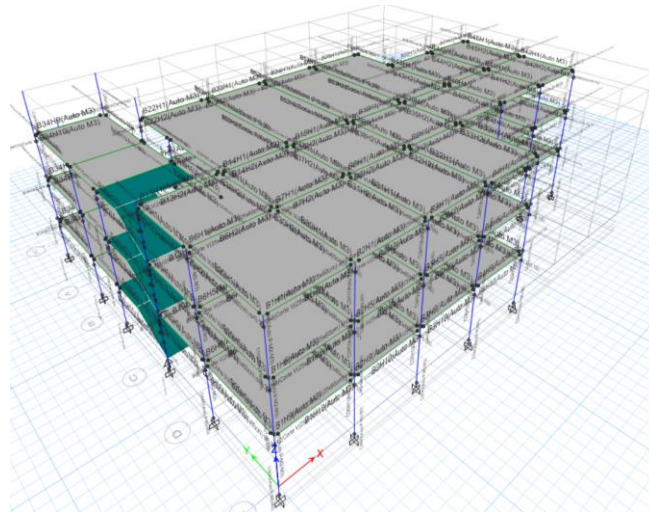


### ***3.10.2. Patrones De Carga Empleados***

Independientemente de los criterios y limitaciones para la aplicación de los vectores de carga mostrados en la Tabla 25, se aprovechó en trabajar con el Modelo 1 realizando el análisis con estos distintos patrones con el fin de visualizar la variabilidad en los resultados de las curvas Pushover (ver Tabla 26). Dado que en el ASCE/SEI 41-17 se indica que las cargas laterales deben ser aplicadas al modelo matemático en proporción a la distribución de masas en el plano de cada diafragma de piso, se consideraron 3 diafragmas asociados a las losas principales.

**Figura 55**

*Modelo 1 con asignación de rótulas*



**Tabla 25**

*Restricciones de patrones de carga más usuales según ATC-40 y FEMA 356*

Vector de Carga	Comentario
<b>Distribución Normativa</b>	Restringido cuando la Masa Participativa del primer modo es mayor que 75%
<b>Primer Modo</b>	Restringido cuando la Masa Participativa del primer modo es mayor que 75%
<b>Cortantes de Piso (SRSS)</b>	Debe usarse cuando el periodo fundamental es mayor que 1 segundo.

**Tabla 26**

*Vectores de carga empleados sobre el Modelo 1 (normalizados)*

	PATRÓN DE FUERZAS LATERALES EN "X"			PATRÓN DE FUERZAS LATERALES EN "Y"		
	Distribución Normativa	Modo Fundamental	Cortantes de Piso (SRSS)	Distribución Normativa	Modo Fundamental	Cortantes de Piso (SRSS)
<b>Story 3</b>	1700.51 Tn	2770.15 Tn	1658.12 Tn	2068.46 Tn	1751.49 Tn	1295.50 Tn
<b>Story 2</b>	1803.65 Tn	1855.12 Tn	1387.68 Tn	2034.62 Tn	1519.35 Tn	1390.31 Tn
<b>Story 1</b>	1000.00 Tn	1000.00 Tn	1000.00 Tn	1000.00 Tn	1000.00 Tn	1000.00 Tn

Respecto a los datos de la Tabla 25 se debe enfatizar que la distribución normativa tomada como referencia fue la indicada en la E.030, los pesos sísmicos usados son los

indicados en la Tabla 17; y las cortantes de piso se obtuvieron del análisis de respuesta modal espectral (SDINX y SDINY). No está demás adicionar que el % de masa participativa para los modos de vibración fundamentales (traslacionales) no superaban el 75% dado que la masa efectiva rotacional tenía incidencia estos, por tanto, para este modelo 1 los resultados del patrón de carga SRSS podrían ser más confiables que el resto.

Tal como ya se hizo mención en la revisión bibliográfica, el patrón de carga basado en la forma modal del primer modo de vibración es el recomendado por el ASCE 41-17, por esa razón es que el modelo final adoptado (2a y 2b), sobre el cual se identificaron las zonas críticas del edificio, fue analizado solo con esa distribución, teniendo en cuenta además que la masa participativa de los modos fundamentales traslaciones superaban el 75%, con valores de: 85% para Modo en X, y 80% para Modo en Y.

### ***3.10.3. Alcances Adicionales Para La Generación De La Curva Pushover***

- Se revisó la asignación correcta de las áreas de acero de refuerzo en las vigas y columnas, realizada previamente en el estudio con el análisis sísmico lineal.
- Se insertaron los esfuerzos esperados del acero (inclusión de un factor de 1.25). Respecto al concreto, se modificó tanto la resistencia a la compresión característica como módulo de elasticidad con un factor de 1.5. Todo esto conforme a la Tabla 10 del ASCE/SEI 41-17.

- Se incorporaron los factores de reducción de inercia de los componentes estructurales de acuerdo a la Tabla 10-5 del ASCE 41-17, según la Tabla 3.
- Las cargas gravitacionales (determinada por la combinación  $1.2CP+0.5CV+0.25CVt$ ) fueron incluidas como un caso de carga no lineal estático, la cual se mantuvo durante en proceso de análisis.
- Para el Modelo 1 se definieron los casos de carga lateral no lineal estática en base a los 3 patrones mostrados en la Tabla 25, todo esto a partir del caso final de carga no lineal gravitacional. Estos vectores de carga se aplicaron tanto en el sentido positivo como negativo de cada dirección de análisis. Para el Modelo 2 se siguió el mismo procedimiento tan solo empleando un único patrón de carga (Modal).
- Los efectos P-Delta fueron incorporados de forma explícita dentro del análisis, de manera que la acción de las cargas gravitacionales sobre los elementos estructurales se incluya simultáneamente a la ocurrencia de los desplazamientos sísmicos laterales.
- El nodo de control del desplazamiento fue localizado en el centro de masas del techo del edificio. Se definieron tantos pasos fueron necesarios para representar el mecanismo de falla de la estructura. El desplazamiento de monitoreo inicial fue de 0.05m. En principio se buscaba una curva de capacidad para un desplazamiento que provocara la fluencia de la estructura, registrando la cortante basal y el

desplazamiento en el techo para cada paso. Siendo así, se fue incrementando el desplazamiento límite de monitoreo, asegurando que no se produzcan problemas de estabilidad numérica, hasta el punto de colapso de la curva pushover.

### 3.10.4. Resultados Del Análisis No Lineal Estático

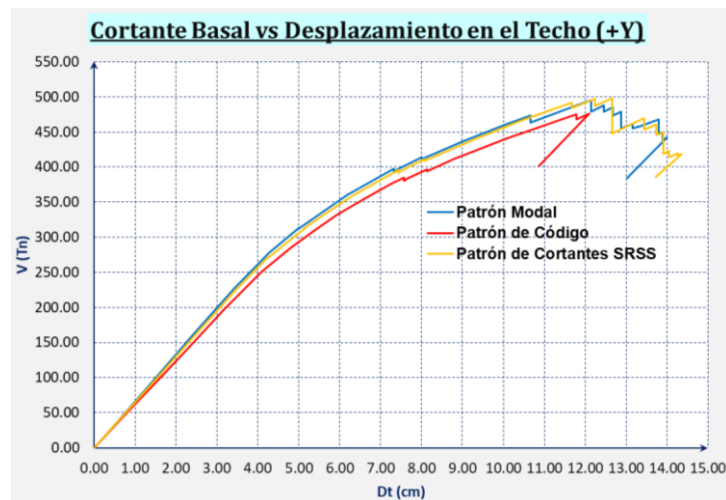
Se presenta entonces las curvas pushover graficadas a partir de la exportación en formato de tabla para cada patrón de carga tras el análisis desarrollado en el ETABSv.2018.

#### 3.10.4.1. Comparación De Curvas Pushover - Modelo 1

En este modelo solo se realizó el análisis en la dirección Y, esto por practicidad ya que este procedimiento solo se desarrolló con fines comparativos.

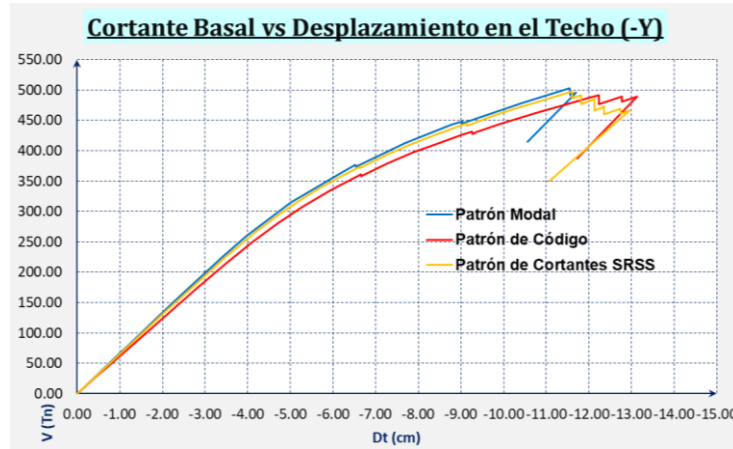
**Figura 56**

*Comparación de Curvas Pushover en Modelo 1 (Dirección +Y)*



**Figura 57**

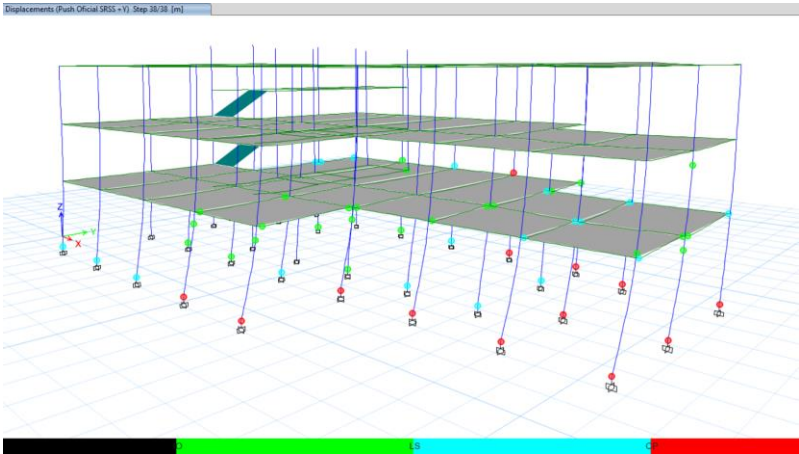
*Comparación de Curvas Pushover en Modelo 1 (Dirección -Y)*



De acuerdo a los resultados obtenidos puede suponerse que el edificio, en su condición de sistema aporticado sin la inclusión de tabiques, soportaría una cortante máxima en la base de aproximadamente 500Tn en la dirección Y. Se trató de obtener resultados más allá de los 14cm de desplazamiento de techo pero realmente no fue posible dada una aparente inestabilidad numérica en el programa durante el procedimiento de convergencia para hallar la solución. Según las Figuras 56 y 57, no se logra visualizar una gran diferencia enmarcada en las curvas pushover con distintos patrones de carga, de hecho, el modo de falla del edificio para los 3 casos resultó ser muy similar en lo que a la secuencia y posición de formación de rótulas plásticas se refiere, tal como se presenta a continuación:

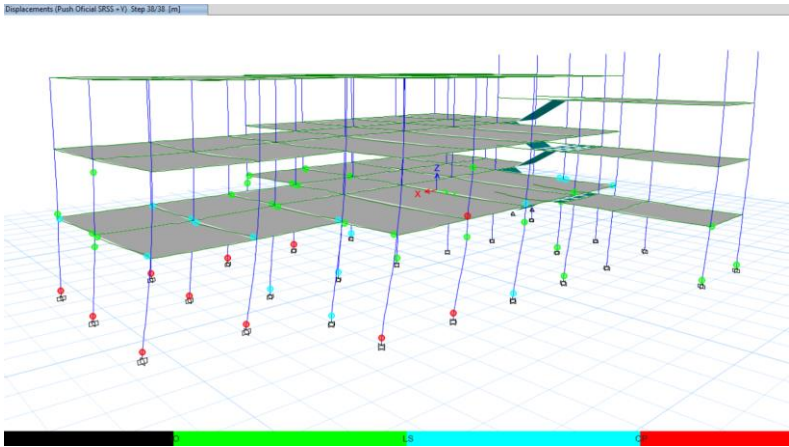
**Figura 58**

*Incurción Inelástica de Rótulas en Modelo 1 (+Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step) – Vista 01*



**Figura 59**

*Incurción Inelástica de Rótulas en Modelo 1 (+Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step) – Vista 02*

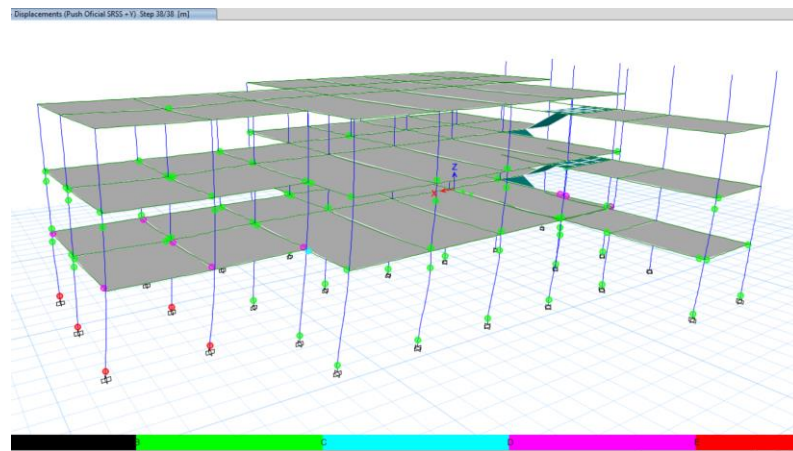


Las Figuras 58 y 59 reflejan el estado de daño discreto en los componentes estructurales de acuerdo a los criterios de aceptabilidad local fijados según el ASCE 41-17. Las vigas que alcanzan un estado crítico de CP [Prevención al Colapso] son las del eje 1, 2 y 3 (Tramo B-D) y las del eje 7 (Tramo A-C). Respecto a estas últimas, recordar que sus curvas backbone fueron definidas con un comportamiento rotacional limitado debido al bajo refuerzo transversal que presentaban; el resto de vigas del primer nivel se mantienen en un estado de LS [Seguridad de Vida] y de IO [Inmediata Ocupación]. En niveles superiores realmente no se aprecia que estos elementos superen el estado IO. En lo que a las columnas se refiere, se refleja que en general las del primer nivel presentan un comportamiento inaceptable, llegándose incluso a superar el estado de CP en los ejes 1, 2 y 3. Estos resultados parecen coherentes dado que al existir menor rigidez (en Y) en esta parte del edificio, las columnas y vigas de ese sector son las más esforzadas. En el segundo nivel las columnas del eje 4 y 5 exhiben un estado crítico, manifestándose de este modo el comportamiento columna débil-viga fuerte (VP 0.25x0.90m). Por lo expuesto, a simple vista pareciera que se manifestara el fenómeno de piso blando en la estructura pues en niveles superiores el daño es reducido, fundamentalmente en el piso 3 pues no se pasa del estado IO. En ese sentido, también es posible mostrar los resultados de acuerdo a nivel de rotación alcanzado en el Paso

de Análisis por cada componente estructural, como se muestra en la Figura 60. Los valores de b, c, d, e son los fijados también de acuerdo a las Figuras 52 y 53.

**Figura 60**

*Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 1 (+Y) por Nivel de Rotación (Last Step)*



El detalle de la extracción de resultados según el nivel de rotación es que solo es aplicable para miembros a los cuales fueron asignados rótulas rotacionales controladas por deformación. Por ese motivo, en el resto de este apartado solo se presentan resultados de acuerdo al nivel de aceptabilidad local. Los términos referidos a los niveles de daño discreto son definidos más adelante en la fijación de los objetivos de desempeño.

### ***3.10.5. Curva Pushover Para El Modelo 2 (Final Adoptado)***

En este modelo sí se identificaron las curvas pushover en ambas direcciones (X y Y). Se tuvo un inconveniente respecto a las rótulas controladas por la fuerza y es que el

software solo ejecutaba el análisis hasta el paso o step en que estos superaban el estado de pre-colapso (resaltados de rojo), lo cual ocurrió principalmente en las columnas cortas al analizar el caso del Pushover en la dirección X.

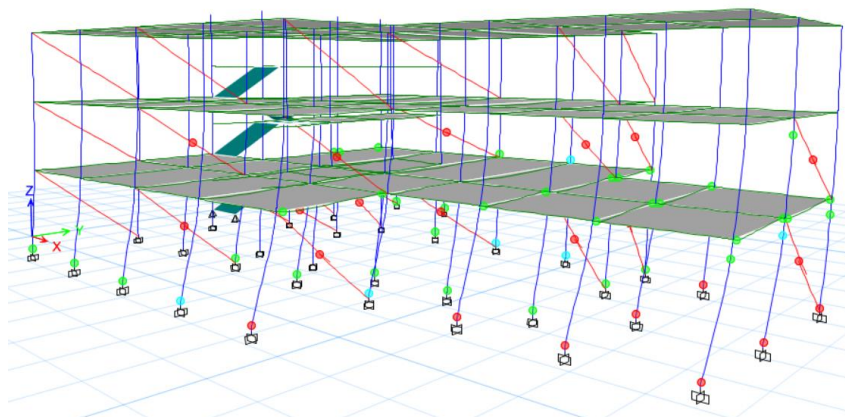
**Figura 61**

*Curvas Pushover en Modelo 2 (Dirección +Y)*



**Figura 62**

*Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (+Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step)*



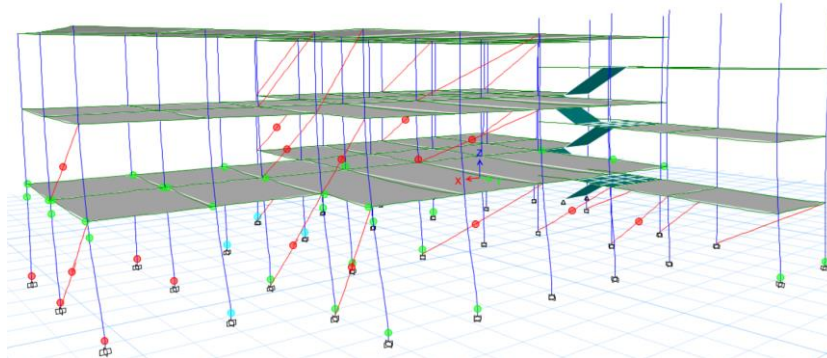
**Figura 63**

*Curvas Pushover en Modelo 2 (Dirección -Y)*



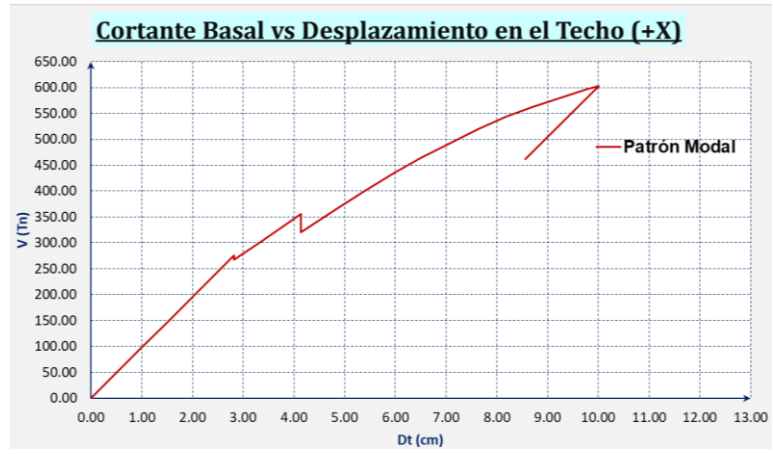
**Figura 64**

*Incurción Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (-Y) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step)*



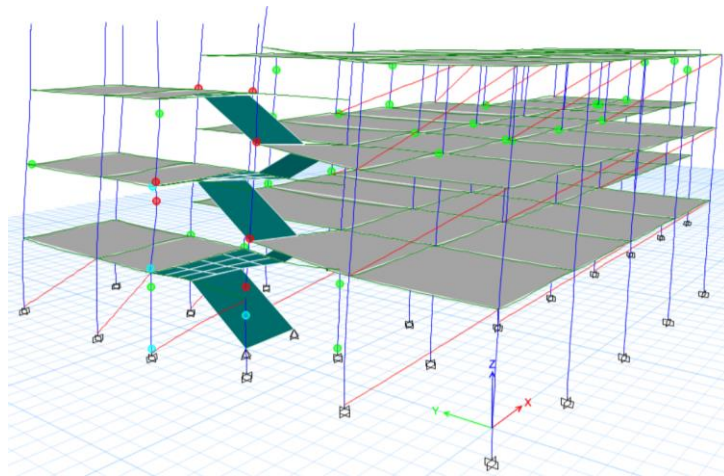
**Figura 65**

*Curvas Pushover en Modelo 2 (Dirección +X)*



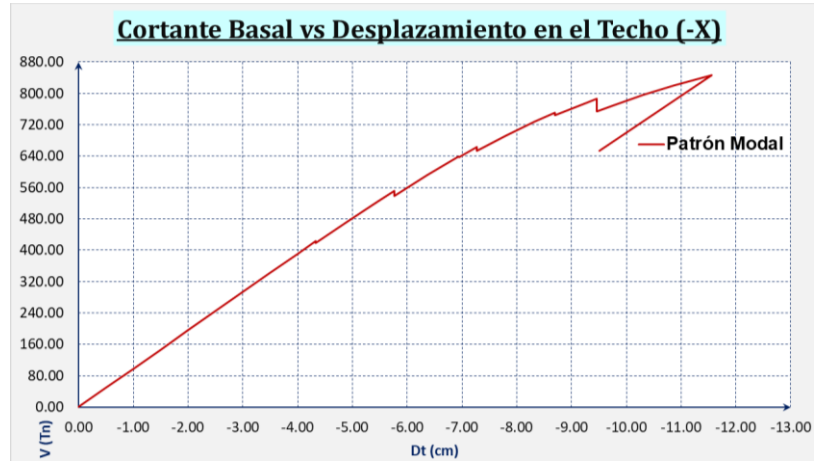
**Figura 66**

*Incursión Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (+X) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step)*



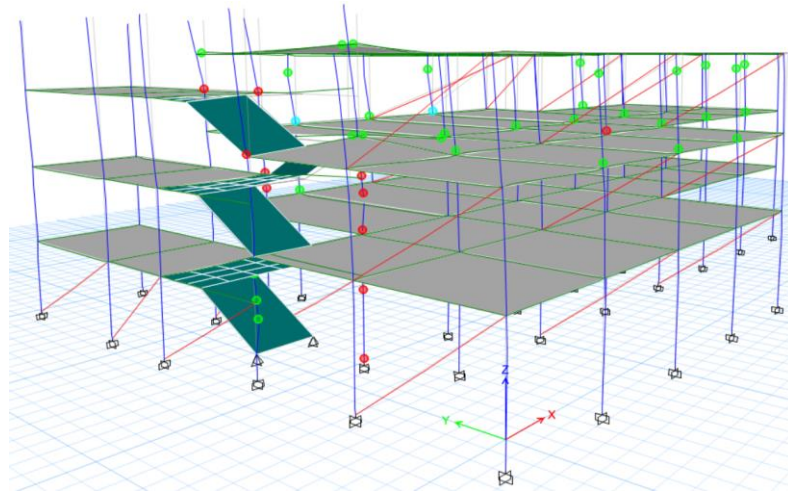
**Figura 67**

*Curvas Pushover en Modelo 2 (Dirección -X)*



**Figura 68**

*Incurción Inelástica de Rótulas en Modelo 2 (-X) por Nivel de Aceptabilidad Local (Last Step)*

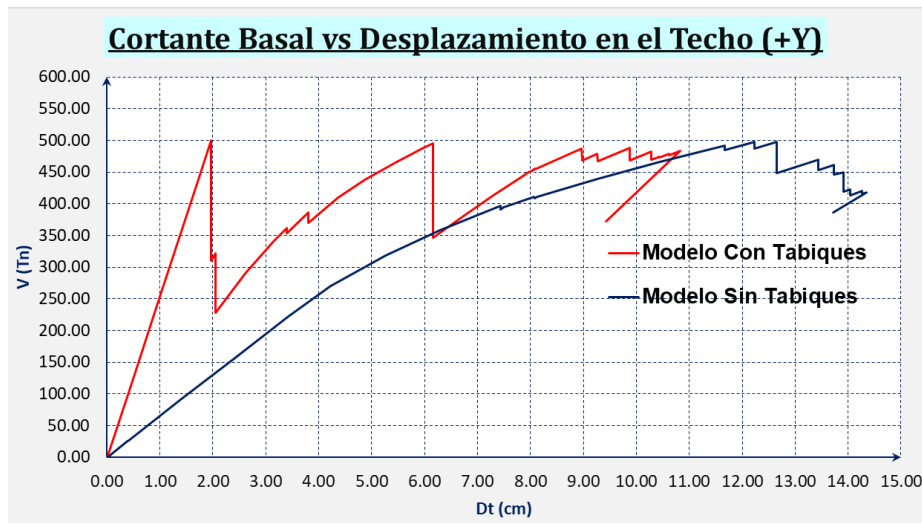


Como comentario se puede mencionar que el patrón de falla en el Modelo 2 para la dirección (+Y) es relativamente parecido al descrito para el Modelo 1. Claramente las columnas del primer nivel limitan el desempeño global de la estructura. De acuerdo a los resultados se presume que los tabiques del tercer nivel serían los últimos en fallar, generando aparentemente el fenómeno de piso débil. En la dirección X la ocurrencia prematura de una falla frágil en las columnas cortas ocasiona que la curva pushover no muestre signos de ductilidad global.

### 3.10.6. Influencia De Los Tabiques En Los Resultados

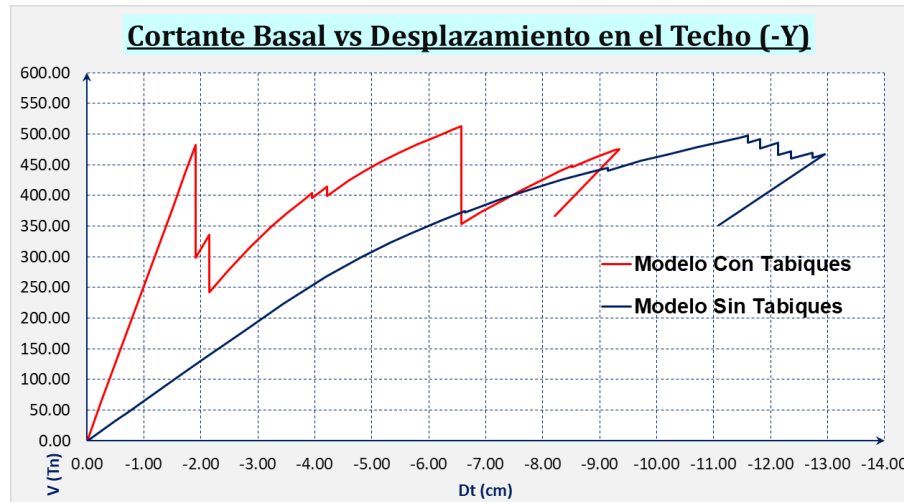
**Figura 69**

*Influencia de los Tabiques en la Curva Pushover (+Y)*



**Figura 70**

*Influencia de los Tabiques en la Curva Pushover (-Y)*



De las curvas mostradas en los gráficos 69 y 70 se valida la suposición de que la inclusión de los tabiques interviene directamente en la respuesta estructural imponiendo una rigidez adicional aparente y limitada, mas no en la resistencia global del edificio. Asimismo la ductilidad se reduce visiblemente, tanto en el análisis +Y y – Y. En particular, los desplazamientos máximos hallados en ambos modelos corresponden al estado de colapso por inestabilidad dada una falla aparente en las columnas del primer nivel tal como se ha mostrado en las ilustraciones anteriores.

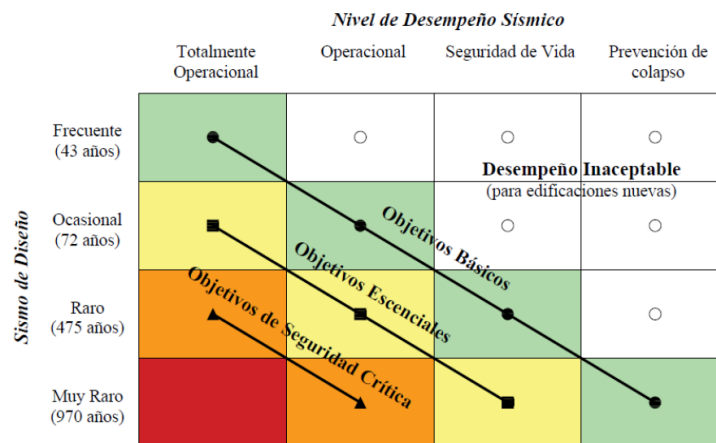
### **3.10.7. Definición Objetivos De Desempeño**

La estructura en estudio, la cual corresponde a la categoría A2 (edificio esencial) de acuerdo a la E.030, fue evaluada de acuerdo a los objetivos de desempeño indicados en VISION 2000, y el ASCE 41-17. Dado que la filosofía de la E.030 indica que las

edificaciones esenciales deben permanecer en condiciones operativas luego de un sismo severo, se puede admitir que los objetivos de seguridad crítica indicados por Visión 2000 son concordantes con ello.

**Figura 71**

*Objetivos de Desempeño Sísmico recomendados*



*Fuente: SEAOC (1995)*

Partiendo de la idea expresada en la Figura 71, se adaptó el concepto para usarlo con el ASCE 41-17. Siendo así, definió el objetivo de desempeño de esta manera: para un sismo de 10%/50 años (BSE-1N) la estructura debe alcanzar un estado de daño (1-A), para un sismo de 5%/50 años (BSE-2E) un estado de daño (1-B), y para un sismo de 2%/50 años (BSE-2N) un estado de daño (3-C). Debe precisarse que no se tomó en consideración la distinción del nivel de amenaza sísmica para edificios nuevos y existentes, así como los objetivos básicos detallados en la Tabla 2-1 del ASCE 41-17, esto con el fin de buscar el acople con la filosofía de diseño de la E.030.

**Figura 72**

*Matriz de Objetivos de Desempeño según el ASCE 41-17*

Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	Immediate Occupancy (S-1)	Damage Control (S-2)	Life Safety (S-3)	Limited Safety (S-4)	Collapse Prevention (S-5)	Not Considered (S-6)
Operational (N-A)	Operational 1-A	2-A	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Position Retention (N-B)	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	4-B	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Life Safety (N-C)	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
Not Considered (N-D)	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	3-D	4-D	Collapse Prevention 5-D	No evaluation or retrofit

NOTE: NR = Not recommended.

<sup>a</sup>Combining low Structural Performance Level with high Nonstructural Performance Level, or the converse, is not recommended for several reasons. For example, having a low Structural Performance Level may lead to damage that prohibits actually achieving the desired Nonstructural Performance Level regardless of whether the nonstructural elements were retrofitted to meet that Performance Level. Additionally, not addressing nonstructural hazards when a higher Structural Performance Level retrofit is undertaken may lead to an unbalanced design, where life safety hazards caused by nonstructural items are still present.

Para la definición de los distintos niveles de amenaza sísmica a partir del espectro de respuesta elástico en relación al sismo de diseño de la E.030 pudo utilizarse los factores de importancia de la edificación, o de otro modo haber efectuado un estudio de peligrosidad sísmica, sin embargo, se usaron las expresiones de Visión 2000 que permiten pasar de un nivel de amenaza a otro. A continuación se presenta la fórmula que relaciona la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico (p) durante un tiempo de exposición (n) con el periodo de retorno (T):

$$T = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/n}}$$

Asimismo, la expresión que relaciona las aceleraciones máximas en roca para 2 niveles de amenaza sísmica (a1 y a2), con sus periodos de retorno en años (T1 y T2), es la siguiente, donde k es valor igual a 0.4:

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k$$

Es así como se construyeron los espectros mostrados en la Figura 73, a partir de los parámetros indicados en la Tabla 27, obtenidos de la aplicación de las expresiones anteriores.

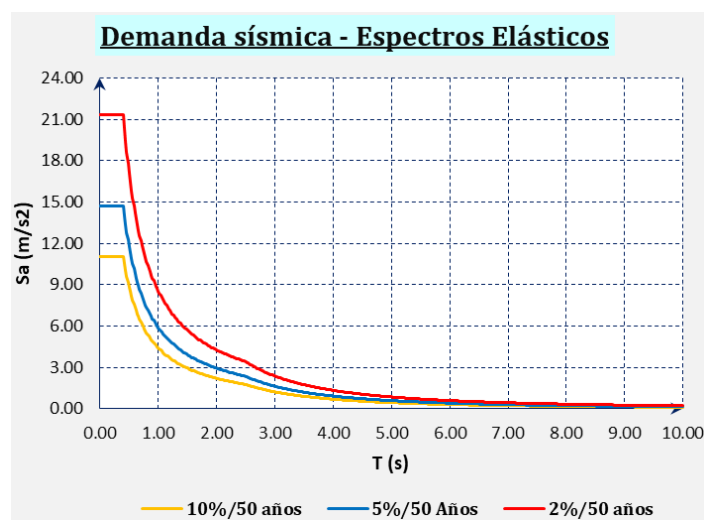
**Tabla 27**

*Factores de Escala para Diferentes Niveles de Amenaza Sísmica*

	Niveles de Amenaza Sísmica		
	BSE-1N	BSE-2E	BSE-2N
<b>Probabilidad de Excedencia</b>	10.00%	5.00%	2.00%
<b>Vida útil (años)</b>	50	50	50
<b>Periodo de Retorno</b>	475.06	975.29	2475.42
<b>Aceleración Máxima Esperada</b>	0.45 g	0.60 g	0.87 g
<b>Factor de Escala</b>	1	1.33	1.94

**Figura 73**

*Espectros Elásticos para Diferentes Niveles de Amenaza Sísmica*



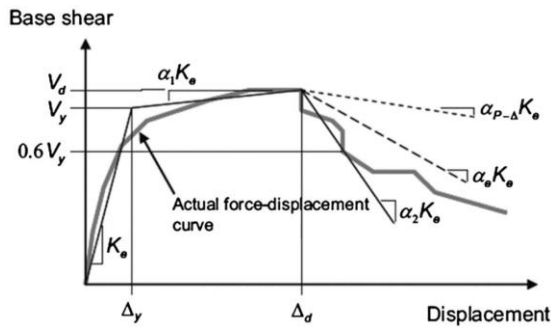
En resumen, puede comentarse que los factores de escala hallados son muy parecidos a los factores de categoría de edificación indicados en la E.030, con una característica en particular, y es que se ha hallado un factor de 1.94 para el sismo de 2%/50 Años, el cual se asemeja realmente al factor de uso de un edificio esencial A1 (donde es obligatorio usar aisladores sísmicos según la E.030), y no al de categoría esencial A2.

#### ***3.10.8. Cálculo Del Desplazamiento Objetivo***

En el presente trabajo se empleó los lineamientos del ASCE 41-17 para el cálculo de la demanda de desplazamiento generado por cada nivel de amenaza sísmica, el cual adopta el procedimiento mejorado del método de los coeficientes propuesto por el FEMA 440. El primer paso es reemplazar la curva de capacidad obtenida en el análisis estático no lineal por una curva idealizada, con la finalidad de calcular la rigidez lateral efectiva  $K_e$  y la resistencia cedente efectiva  $V_y$  de la edificación, tal como se muestra en la Figura 74.

**Figura 74**

*Curva Idealizada Fuerza – Desplazamiento*



*Fuente: ASCE (2018)*

Luego se calcula el período efectivo fundamental  $T_e$  en la dirección bajo consideración, a partir de la curva idealizada fuerza-deformación, aplicando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde,  $T_i$  representa al período elástico fundamental (en segundos) calculado a partir del análisis dinámico elástico;  $K_i$  es la rigidez lateral elástica inicial de la edificación; y  $K_e$  la rigidez lateral efectiva de la edificación determinada de la curva idealizada fuerza-desplazamiento.

Realizado esto se obtiene directamente el desplazamiento objetivo  $\delta_t$  a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_o * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g$$

Donde  $S_a$  es la aceleración espectral correspondiente al valor de período efectivo  $T_e$  y relación de amortiguamiento de la edificación;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $C_o$  corresponde al factor de modificación que relaciona desplazamientos espectrales del sistema equivalente de un grado de libertad con los desplazamientos en el tope del sistema de múltiples grados de libertad de la edificación;  $C_1$  es el factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados con los calculados para una respuesta lineal elástica; y  $C_2$  corresponde al factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez cíclica, y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamiento.

A continuación, se presentan las expresiones, así como las tablas empleadas para el cálculo los coeficientes o factores en mención.

- Factor  $C_o$ :

**Figura 75**

Factor de Modificación  $C_o$  (Tabla 7-5 del ASCE 41-17)

Number of Stories	Shear Buildings <sup>a</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

<sup>a</sup> Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

- Factor  $C_1$ :

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a * T_e^2}$$

Para períodos menores a 0.2s,  $C_1$  no necesita tomarse mayor al valor calculado para  $T=0.2s$ . Para períodos mayores a 1.0s,  $C_1=1.0$ .

El valor de  $a$  depende de la clasificación del tipo de suelo según el ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017): suelo tipo A o B (roca) →  $a=130$ , suelo tipo C (suelo denso y roca suave) →  $a=90$ , suelo tipo D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación) →  $a=90$ ; y  $\mu_{strength}$  es la relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la cedencia calculado como:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$$

$V_y$  = resistencia cedente de la estructura calculada en la idealización de la curva fuerza-desplazamiento de la edificación.

$W$  = peso sísmico efectivo calculado considerando toda la carga permanente y un porcentaje de la carga variable.

$C_m$  = factor de masa efectivo, tomado a partir de la tabla mostrada a continuación:

**Figura 76**

*Valores del Factor de Masa Efectiva  $C_m$  (Tabla 7-4 del ASCE 41-17)*

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

*Note:  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.*

- Factor  $C_2$ :

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

Para períodos mayores a 0.7s,  $C_2=1.0$ .

Descrito ello, se muestra el resumen de los cálculos desarrollados en una hoja de cálculo en MsExcel, identificando el desplazamiento objetivo para los distintos niveles de amenaza sísmica definidos, y en cada dirección de análisis, todo esto respecto al Modelo Final Adoptado (Modelo 2).

**Tabla 28**

*Cálculo del Desplazamiento Objetivo según la formulación del Método de los Coeficientes*

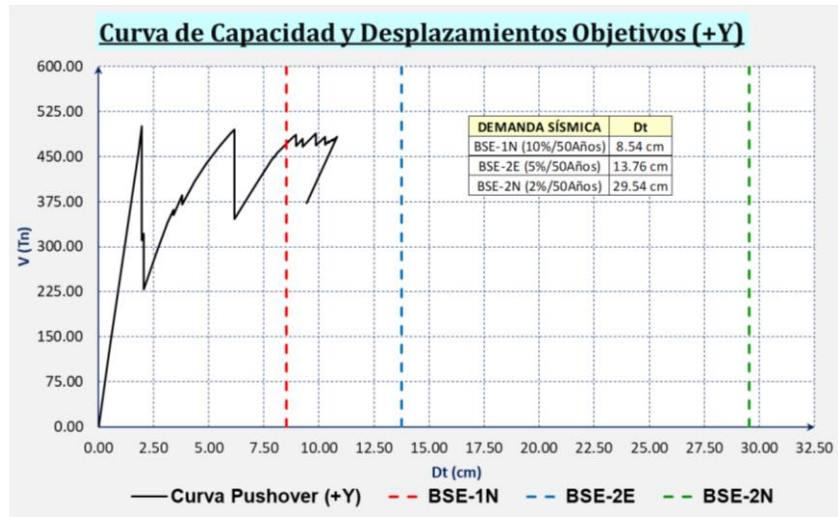
	Demanda Sísmica (+X)			Demanda Sísmica (-X)			Demanda Sísmica (+Y)			Demanda Sísmica (-Y)		
	BSE-1N	BSE-2E	BSE-2N	BSE-1N	BSE-2E	BSE-2N	BSE-1N	BSE-2E	BSE-2N	BSE-1N	BSE-2E	BSE-2N
<b>V<sub>s</sub> (Tn)</b>	313.02	313.02	313.02	619.01	619.01	619.01	317.25	317.25	317.25	280.50	280.50	280.50
<b>K<sub>i</sub> (Tn/m)</b>	9777.80	9777.80	9777.80	9777.80	9777.80	9777.80	25398.43	25398.43	25398.43	25260.92	25260.92	25260.92
<b>K<sub>e</sub> (Tn/m)</b>	9777.80	9777.80	9777.80	9777.80	9777.80	9777.80	25398.43	25398.43	25398.43	25260.92	25260.92	25260.92
<b>T<sub>i</sub> (Tn/m)</b>	0.672	0.672	0.672	0.672	0.672	0.672	0.442	0.442	0.442	0.455	0.455	0.455
<b>T<sub>e</sub> (Tn/m)</b>	0.672	0.672	0.672	0.672	0.672	0.672	0.442	0.442	0.442	0.455	0.455	0.455
<b>S<sub>a</sub> (g)</b>	0.670	0.891	1.299	0.670	0.891	1.299	1.018	1.354	1.975	0.989	1.316	1.919
<b>W (Tn)</b>	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75	1960.75
<b>C<sub>m</sub></b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
<b>μ<sub>strength</sub></b>	3.776	5.021	7.324	1.909	2.539	3.704	5.663	7.531	10.985	6.224	8.279	12.075
<b>a</b>	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
<b>C<sub>0</sub></b>	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
<b>C<sub>1</sub></b>	1.07	1.10	1.16	1.02	1.04	1.07	1.27	1.37	1.57	1.28	1.39	1.59
<b>C<sub>2</sub></b>	1.02	1.04	1.11	1.00	1.01	1.02	1.14	1.27	1.64	1.16	1.32	1.74
<b>δ<sub>techo</sub> (cm)</b>	<b>9.84</b>	<b>13.77</b>	<b>22.45</b>	<b>9.24</b>	<b>12.53</b>	<b>19.03</b>	<b>8.54</b>	<b>13.76</b>	<b>29.54</b>	<b>9.11</b>	<b>14.90</b>	<b>32.87</b>

El valor de V<sub>s</sub> en la zona de estudio es de 564m/s<sup>2</sup>, por tal razón se ha apostado por un sitio de Clase C de acuerdo de acuerdo al ASCE 7-16 (365.76m/s<sup>2</sup><V<sub>s</sub><762m/s).

El ASCE 41-17 en su ítem 7.4.3.2.1 indica que la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento en el nodo de control debe establecerse para desplazamientos en el nodo de control en el rango entre 0% y 150% del desplazamiento objetivo, criterio que no pudo ser aplicado en vista que no se pudo obtener resultados más allá de los límites de desplazamiento mostrados en las curvas pushover. En general los desplazamientos objetivo superaban este valor:

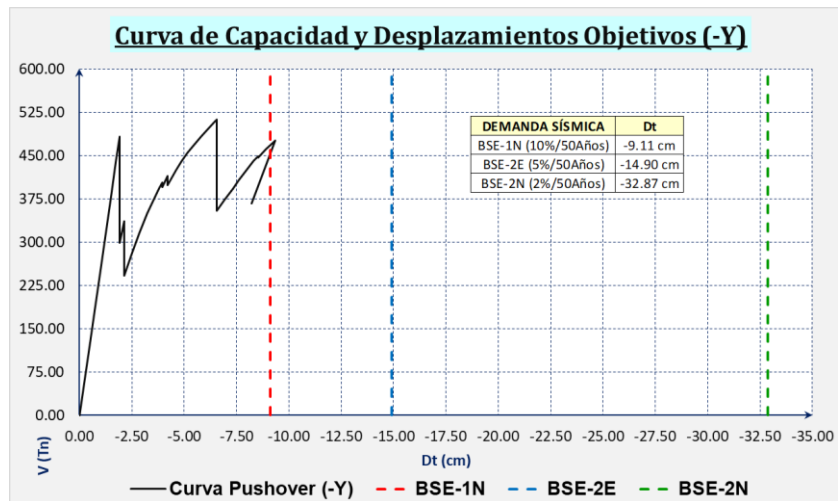
**Figura 77**

*Desplazamientos Objetivo (+Y)*



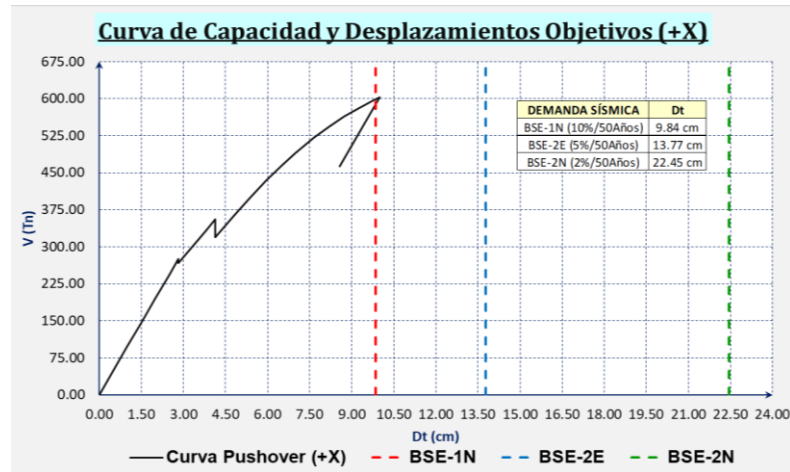
**Figura 78**

*Desplazamientos Objetivo (-Y)*



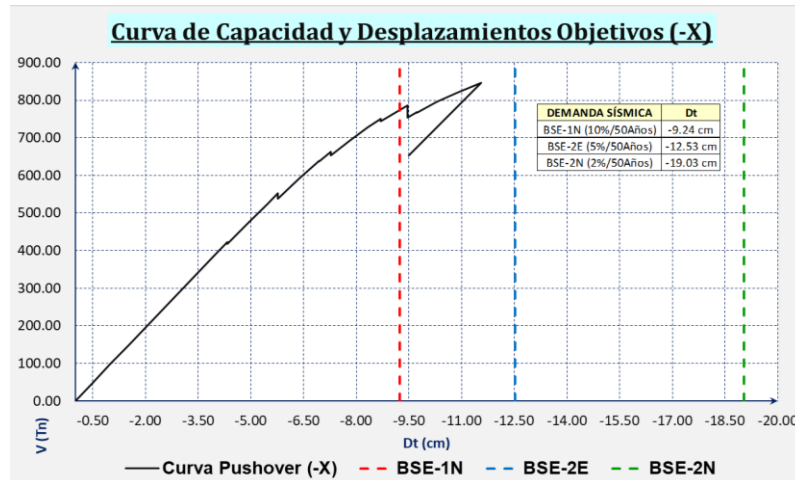
**Figura 79**

*Desplazamientos Objetivo (+X)*



**Figura 80**

*Desplazamientos Objetivo (-X)*



Según los resultados anteriores se puede acotar que realmente el edificio está lejos de alcanzar los objetivos de desempeño planteados. Esto porque el estado de daño de la estructura mostrado en los gráficos 62, 64, 66 y 68, correspondiente al desplazamiento

máximo de la curva pushover, siendo prácticos, puede asociarse a la respuesta de la estructura para un sismo BSN-1N. En ese sentido, no debería permitirse que algún componente exceda el nivel de inmediata ocupación, objetivo que evidentemente no se llega a cumplir ni de cerca. En razón de ello está demás tratar de identificar el estado de daño por componente estructural para niveles de mayor amenaza sísmica como el BSE-2E y BSE-2N, ya que tampoco es posible. Esto se ha validado tratando de identificar el punto de desempeño en uso del método mejorado del espectro de capacidad [Linealización equivalente] en el mismo software, demostrándose así que la estructura alcanza su mecanismo de colapso antes de que el espectro de capacidad pueda interceptar al espectro de demanda. Por otro lado, se prescindió del uso de un criterio de aceptabilidad global, basado en el control de derivas, puesto que no está especificado en el ASCE 41-17 a comparación de códigos como el FEMA 356, ATC-40, VISION 2000.

Se comprende que en una estructura capaz de exhibir un comportamiento no lineal, es posible estimar  $R$  como el producto de los parámetros  $R_{\mu}$  y  $R_s$ , respectivamente representante de ductilidad y capacidad de resistencia del edificio (Nuzzo et al., 2015b). Al ver el comportamiento no lineal irregular del edificio se prescindió del cálculo de la sobrerresistencia y ductilidad del sistema estructural. Debe mencionarse también que no se hizo la verificación de la limitación de aplicación del análisis no lineal estático,

ligada al control de degradación estructural y el efecto de los modos superiores, puesto que en principio no se pretendía realizar un análisis no lineal dinámico en este punto debido a la naturaleza compleja del mismo.

### **3.11. REFORZAMIENTO CON DISPOSITIVOS SLB**

#### ***3.11.1. Selección De Disipadores: Primera Prueba***

Para esta propuesta de mejoramiento del comportamiento del edificio íntegramente con dispositivos de protección sísmica SLB se tomó como consideración inicial restituir las rigideces de todas las secciones de concreto armado. Se trabajó sobre el Modelo 1, el cual considera a los tabiques como carga muerta otorgándole a la estructura una condición crítica por torsión, haciéndola al mismo tiempo sumamente flexible. Realmente se entiende que la desvinculación de estos muros con los pórticos es necesaria para evitar el problema de columnas cortas en los alfeizares, por tanto lo ideal sería aprovechar en reemplazar los tabiques existentes de “cabeza” por unos de “soga” con el fin de disminuir el peso de la estructura; o mejor aún emplear tabiques Drywall como lo dispuso (Anampa, 2016). Sin embargo para esta primera prueba se mantuvieron las cargas asignadas inicialmente (Modelo 1), ya que solo así los resultados hallados pueden ser comparables (con disipadores SLB vs Estructura Original). Entendiendo que estos elementos de acero SLB plastifican y disipan energía a partir de pequeños desplazamientos mediante la acción de fuerza cortante, se busca

otorgar rigidez y ductilidad a la estructura existente, protegiendo a los demás elementos que sufran daño.

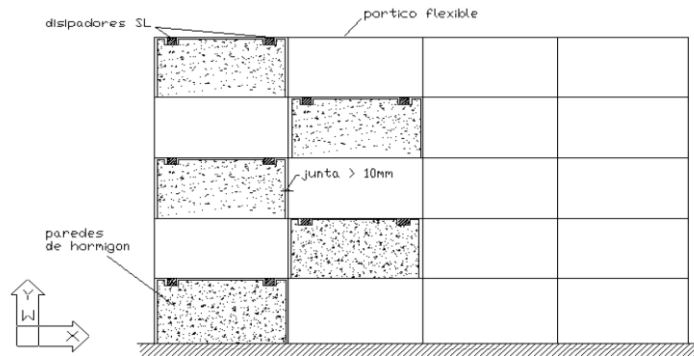
En relación a la disposición de los arreglos y ubicación de los disipadores se resume lo siguiente:

- En la dirección Y se optó por emplear el sistema de muros desacoplados con el fin que reemplacen a los tabiques existentes en los extremos del edificio, los cuales otorgaban una presunta rigidez inicial aminorando la torsión. Esto es muy ventajoso no solo desde el punto de vista estructural sino arquitectónico, más aún al encontrarse en la fachada.
- En la dirección X inicialmente se pensó en incorporar arreglos chevron agregando diagonales que descansen sobre nuevos alfeizares, sin embargo dada la clara ventaja arquitectónica de los muros desacoplados se desarrolló la inclusión de disipadores plenamente con este último arreglo.

A manera de ilustración se presenta en la Figura 81 un detalle del disipador SLB y el muro desacoplado.

**Figura 81**

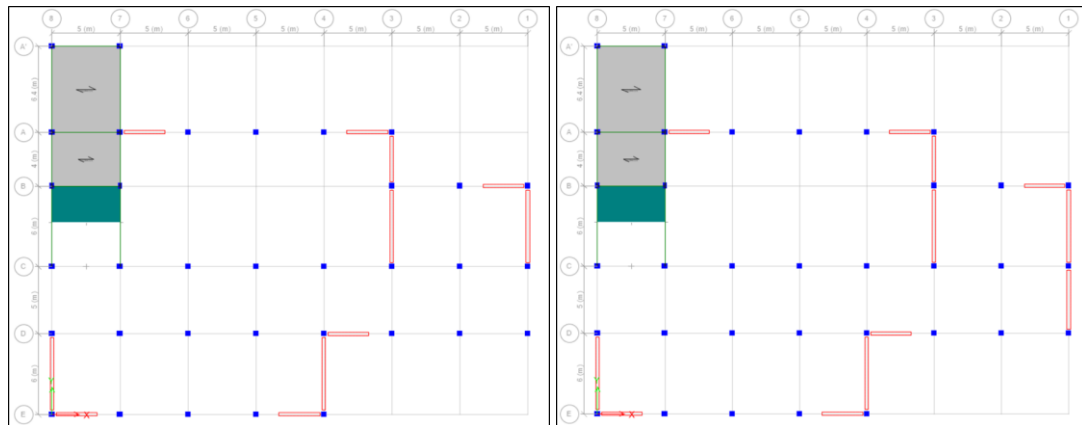
*Detalle de Muros Desacoplados desalineados Verticalmente*



*Fuente: Bozzo (2018)*

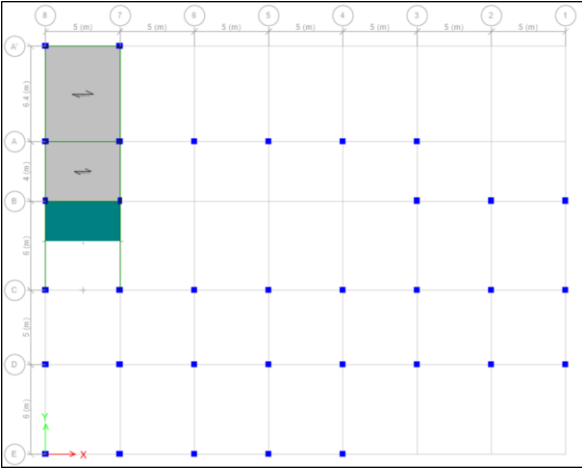
**Figura 82**

*Distribución de Muros Desacoplados en Primera Prueba: izquierda (primer nivel); derecha (segundo nivel)*



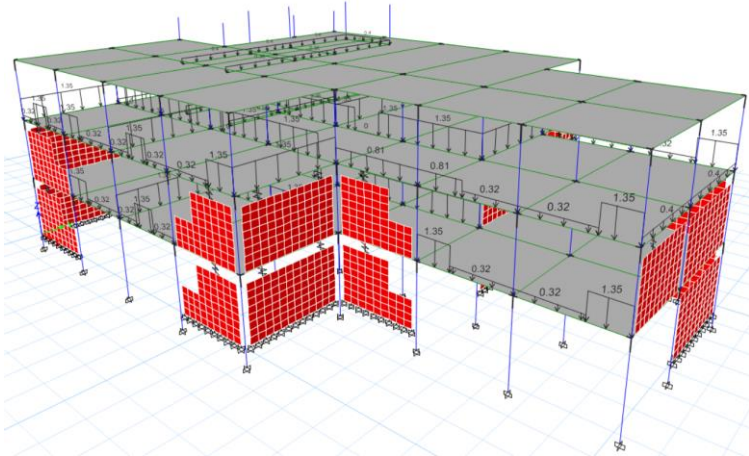
**Figura 83**

*Tercer Nivel: Sin Muros Desacoplados*



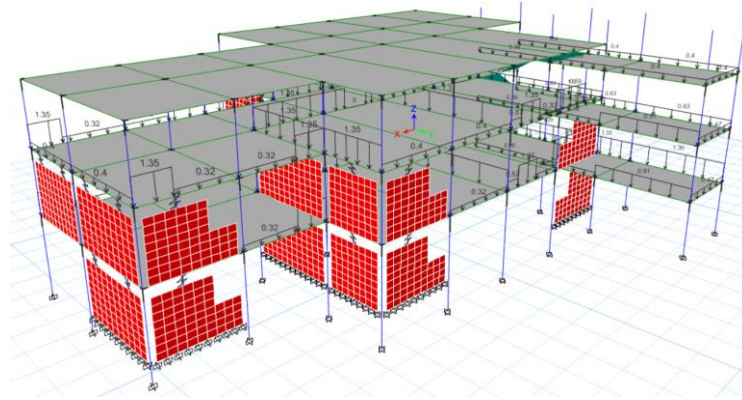
**Figura 84**

*Disposición de disipadores SLB (elementos link) sobre muros desacoplados (Vista 01)*



**Figura 85**

*Disposición de disipadores SLB (elementos link) sobre muros desacoplados (Vista 02)*

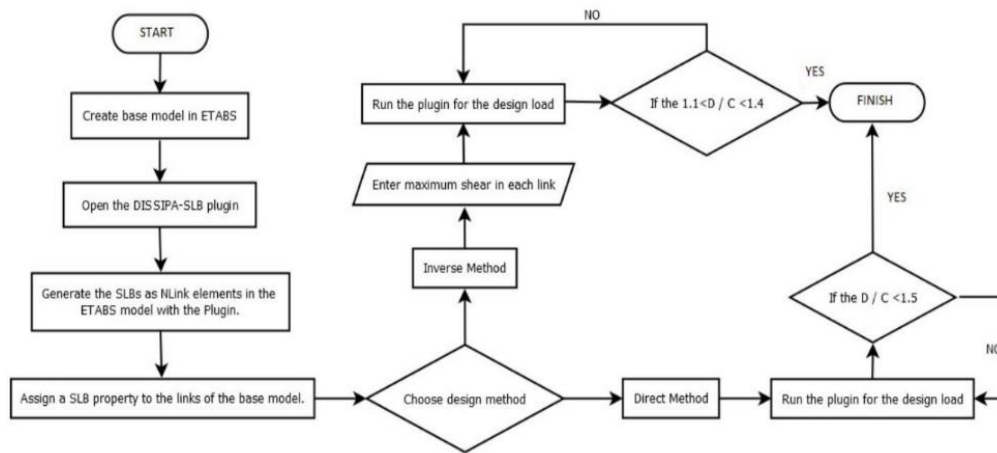


El esquema tridimensional anterior posee 33 disipadores de energía SLB modelados en primera instancia como elementos Link nulos (sin propiedades), con una altura de 0.155m de longitud, verificándose que los mismos estén definidos en el eje 2-2. El procedimiento de definición y asignación de las propiedades de los disipadores SLB [416 disipadores entre SLB y ESLB simples, dobles y cuádruples] se realizó de manera automatizada con el Plugin DISIPASLBv2019.2 (Muñoz, 2019), incorporando el modelo de Wen (1976) con exponente  $n=2$  e ingresando el resto de parámetros como  $K_1$ ,  $f_y$ ,  $K_2/K_1$  de acuerdo a la Tabla de Diseño. Tal como ya se ha descrito en el marco de referencia, la selección inicial de estos dispositivos se realiza mediante un análisis de respuesta modal espectral que permite una rápida iteración para una selección óptima. Básicamente hasta este punto interesaba determinar la influencia de los SLB

en la respuesta estructural, por tanto se desarrolló dicha selección con el Método Directo.

**Figura 86**

*Diagrama de flujo del diseño automatizado de los disipadores SLB usando Dissipa-SLB Plugin*



*Fuente: Bozzo et al. (2019)*

Siendo así en primer lugar se asignó la propiedad SLB3 50\_9 a todos los Links. Se debe destacar que para el análisis sísmico como tal (modal dinámico) se hizo uso de un factor de reducción de fuerzas sísmicas igual a 8 y la demanda por corte en los dispositivos se obtuvo de la combinación ENVOLVENTE. Sólo se emplearon disipadores de tipo “SLB” de acuerdo a la Figura 10. Durante el proceso de diseño fue necesario ejecutar dos iteraciones, y modificar manualmente (como usuario) la asignación de dispositivos para que la relación D/C sea menor que 1.5. Los resultados finales son mostrados en la Tabla 29.

Una vez efectuada la selección y asignación del tipo de disipador para cada elemento link, se extrajeron los resultados de la respuesta del sistema estructural reforzado, asociados a los modos de vibración y distorsiones máximas de entrepiso.

La Tabla 30 muestra cómo los disipadores SLB modifican la respuesta de forma satisfactoria disminuyendo notablemente los periodos fundamentales, y a su vez minimizando la incidencia de la masa efectiva rotacional en los mismos. Estos resultados realmente presentan una diferencia marcada respecto a los de la Tabla 5.

**Tabla 29**

*Resultados del Procedimiento de Diseño Directo Iterativo de los SLB (1ra Prueba)*

Story	Link	V2 (kN)	Dissipator	Fy (kN)	Fy max (kN)	Dissipator ETABS	Fy (kN) ETABS	Fy max (kN) ETABS	V2 (kN) It.	D/C It.	Dissipator It.
Story2	K1	306.27	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_2	194.8	383.5	277.86	1.43	Ok!
Story2	K2	319.2	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_2	194.8	383.5	288.26	1.48	Ok!
Story2	K7	207.4	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	200.34	1.34	Ok!
Story2	K8	207.77	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	200.71	1.34	Ok!
Story2	K9	188.58	SLB2 15_3	126.1	240.45	SLB2 15_3	126.1	240.45	183.89	1.46	Ok!
Story2	K10	190.05	SLB2 15_3	126.1	240.45	SLB2 15_3	126.1	240.45	185.03	1.47	Ok!
Story2	K11	190.65	SLB2 15_3	126.1	240.45	SLB2 15_3	126.1	240.45	185.49	1.47	Ok!
Story2	K15	99.03	SLB2 10_2	68	128.71	SLB2 10_2	68	128.71	94.88	1.4	Ok!
Story2	K16	97.11	SLB2 8_4	66.3	120.87	SLB2 8_4	66.3	120.87	85.62	1.29	Ok!
Story2	K17	105.14	SLB2 10_2	68	128.71	SLB2 10_2	68	128.71	97.06	1.43	Ok!
Story2	K18	107.59	SLB2 10_2	68	128.71	SLB2 10_2	68	128.71	98.45	1.45	Ok!
Story2	K21	235.99	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	217.88	1.39	Ok!
Story2	K23	252.7	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	232.8	1.48	Ok!
Story2	K26	235.42	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	217.71	1.39	Ok!
Story2	K27	221.51	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	199.94	1.34	Ok!
Story2	K29	262.67	SLB2 20_4	188.3	348.53	SLB2 20_4	188.3	348.53	245.67	1.3	Ok!
Story2	K33	239.49	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	219.6	1.4	Ok!
Story1	K3	543.72	SLB3 25_7	394.5	716.83	SLB3 25_7	394.5	716.83	520.66	1.32	Ok!
Story1	K4	550.4	SLB3 25_7	394.5	716.83	SLB3 25_7	394.5	716.83	527.01	1.34	Ok!
Story1	K5	353	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_4	279.6	526.49	358.95	1.28	Ok!
Story1	K6	357.12	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_4	279.6	526.49	362.83	1.3	Ok!
Story1	K12	303.65	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_3	238.2	457.15	312.01	1.31	Ok!
Story1	K13	304.67	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_3	238.2	457.15	312.83	1.31	Ok!
Story1	K14	306.91	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_3	238.2	457.15	314.86	1.32	Ok!
Story1	K19	227.82	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 20_4	188.3	348.53	235.84	1.25	Ok!
Story1	K20	222.92	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_5	172.5	310.13	222.55	1.29	Ok!
Story1	K22	406.06	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	385.74	1.38	Ok!
Story1	K24	403.83	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	383.81	1.37	Ok!
Story1	K25	385.68	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	367.28	1.31	Ok!
Story1	K28	414.09	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	390.38	1.4	Ok!
Story1	K30	414.41	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	391.6	1.4	Ok!
Story1	K34	415.4	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	393.3	1.41	Ok!

**Tabla 30**

*Modos de Vibración del Edificio Reforzado (1era prueba): Períodos y Masa Efectiva*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		1	0.42	79.70%	4.71%	0.00%	79.70%	4.71%	0.00%	0.87%	22.07%	0.32%	0.87%
2	0.391	4.54%	79.57%	0.00%	84.24%	84.28%	0.00%	17.06%	1.39%	3.07%	17.94%	23.46%	3.40%
3	0.327	0.00%	2.65%	0.00%	84.24%	86.93%	0.00%	2.55%	0.04%	80.00%	20.48%	23.50%	83.40%
4	0.187	12.24%	0.25%	0.00%	96.48%	87.18%	0.00%	2.14%	58.18%	0.14%	22.62%	81.67%	83.54%
5	0.173	0.44%	8.80%	0.00%	96.92%	95.98%	0.00%	51.37%	1.78%	2.93%	73.99%	83.45%	86.46%
6	0.158	0.00%	1.35%	0.00%	96.92%	97.33%	0.00%	9.37%	0.01%	6.75%	83.36%	83.47%	93.21%
7	0.142	0.09%	0.04%	0.00%	97.02%	97.37%	0.00%	1.21%	0.04%	3.64%	84.57%	83.51%	96.85%
8	0.132	0.38%	0.26%	0.00%	97.40%	97.62%	0.00%	0.50%	2.23%	0.30%	85.07%	85.74%	97.15%
9	0.118	0.01%	0.04%	0.00%	97.40%	97.67%	0.00%	0.27%	0.11%	0.11%	85.33%	85.84%	97.26%
10	0.114	0.49%	0.12%	0.00%	97.89%	97.79%	0.00%	0.72%	2.56%	0.00%	86.05%	88.40%	97.26%
11	0.109	1.35%	0.01%	0.00%	99.24%	97.80%	0.00%	0.04%	8.86%	0.04%	86.09%	97.26%	97.30%
12	0.106	0.00%	0.89%	0.00%	99.24%	98.68%	0.00%	6.15%	0.00%	0.06%	92.24%	97.26%	97.36%
13	0.103	0.16%	0.46%	0.00%	99.40%	99.14%	0.00%	2.56%	0.58%	0.56%	94.80%	97.84%	97.92%
14	0.094	0.00%	0.01%	0.00%	99.41%	99.15%	0.00%	0.00%	0.01%	0.05%	94.81%	97.85%	97.97%
15	0.094	0.01%	0.02%	0.00%	99.41%	99.17%	0.00%	0.24%	0.02%	0.06%	95.05%	97.88%	98.02%
16	0.091	0.00%	0.00%	0.00%	99.41%	99.17%	0.00%	0.02%	0.00%	0.01%	95.07%	97.88%	98.03%
17	0.091	0.00%	0.03%	0.00%	99.41%	99.20%	0.00%	0.19%	0.01%	0.08%	95.27%	97.89%	98.11%
18	0.089	0.00%	0.01%	0.00%	99.42%	99.20%	0.00%	0.06%	0.01%	0.04%	95.33%	97.90%	98.15%

**Tabla 31**

*Derivas Máximas en Edificio Reforzado (1ra Prueba)*

NIVELES	MODELO REFORZADO			
	SISMO XX		SISMO YY	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
Story3	8.64 ‰	1.45 ‰	1.94 ‰	6.82 ‰
Story2	7.08 ‰	1.34 ‰	1.82 ‰	6.84 ‰
Story1	7.01 ‰	1.65 ‰	1.71 ‰	8.44 ‰

Asimismo, los valores mostrados en la Tabla 31 son el reflejo del aumento de la rigidez estructural debido a la inclusión de dispositivos histeréticos. Es importante recalcar que para el cálculo de las mismas se empleó un factor de 0.85R, aun sabiendo que con la inclusión de los SLB se suprimió por completo la irregularidad torsional y los problemas de piso blando. En general se deja notar que las distorsiones disminuyeron de manera sustancial en comparación a los de la Tabla 9, pasando de un sistema flexible a uno rígido, sin embargo no se cumple totalmente con la disposición dada en la E.030 respecto a la deriva máxima. Para la acción sísmica en Y, la distorsión máxima del

primer nivel (8 por mil) corresponde al de la columna 8-C, mientras que el valor máximo de 22.4 ‰ mostrado en la Tabla 9 estaba referido a las columnas del eje 1, 2 y 3, por tanto se puede calificar que los SLB incorporados como muros desacoplados en estos últimos ejes han rigidizado estratégicamente la zona más crítica del edificio, de acuerdo a los resultados del análisis no lineal estático. Respecto al análisis sísmico en la dirección X, en los 3 niveles aún se excede la máxima deriva permitida, siendo el último nivel el más importante debido a que no se ha dispuesto de alguna conexión SLB.

### ***3.11.2. Selección De Disipadores: Segunda Prueba***

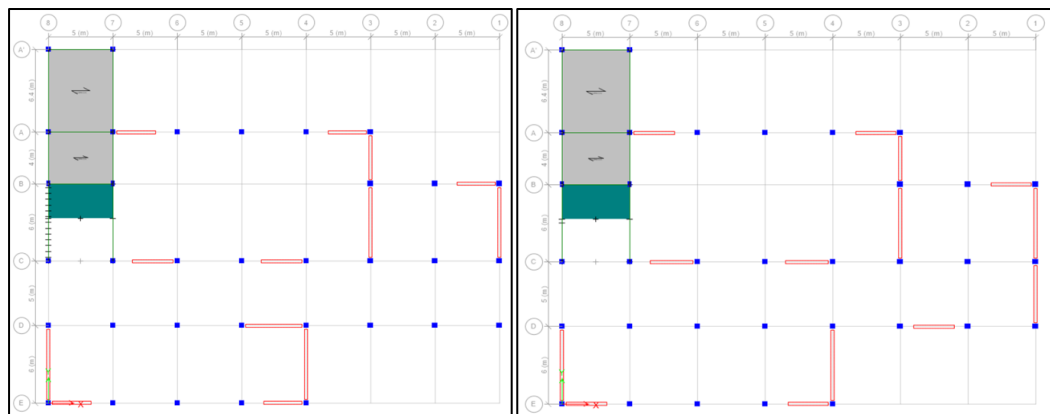
Según la Figura 84 y 85, los únicos muros desacoplados que no reemplazan a un tabique existente son los del eje D (3-4) [Primer y Segundo Nivel], por lo que para el modelo de prueba 2 se suprimieron los mismos y fueron reubicados. Dado que los efectos por torsionalidad y piso blando ya no son un problema, en este modelo final solo se buscó rigidizar la estructura donde era necesario.

En la dirección X se adicionaron disipadores SLB sobre muros desacoplados ubicados específicamente en el eje C-C, buscando mitigar aún más las derivas en el primer y segundo nivel. En el tercer nivel la distribución apuntaba a respetar la arquitectura del edificio y evitar cualquier efecto torsional. En dirección Y tan solo se adicionó 2

dispositivos en el eje necesario (8-8). El modelo final, luego de varias pruebas, ha quedado de esta forma:

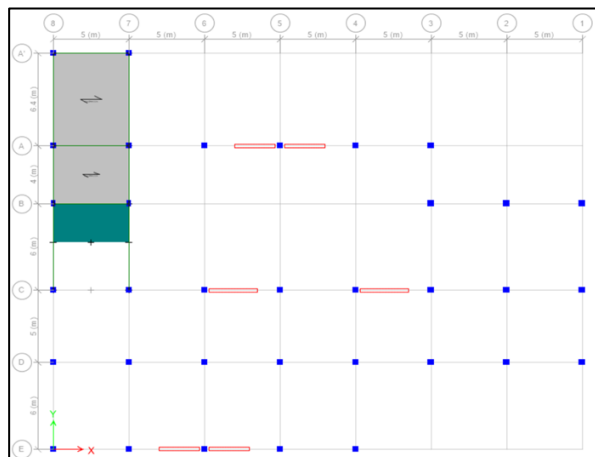
**Figura 87**

*Distribución de Muros Desacoplados en 2° Prueba: izquierda (primer nivel); derecha (segundo nivel)*



**Figura 88**

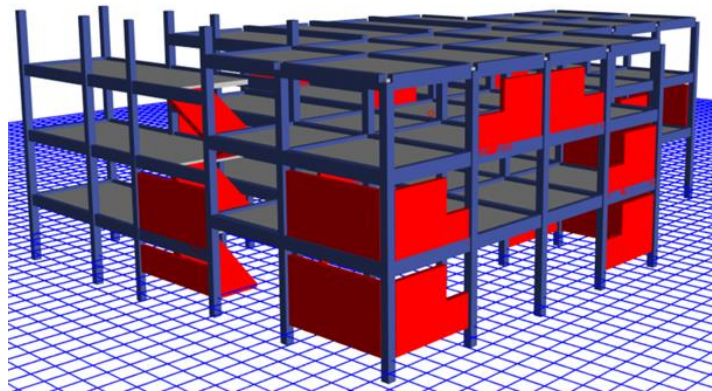
*Distribución de Muros Desacoplados en 2° Prueba: Tercer Nivel*



Se debe rescatar que la disposición final ha buscado alternar la posición de los muros con el fin que las columnas no se sobrecarguen debido al peso de los mismos, dado que el sistema al estar desacoplado nos los permite.

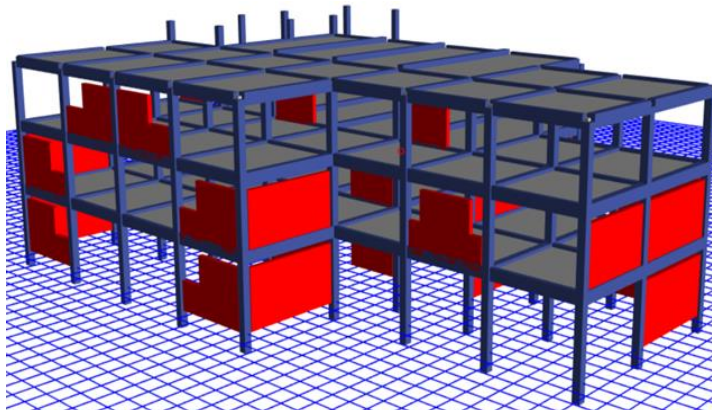
**Figura 89**

*Modelo Renderizado del Edificio Reforzado – Segunda Prueba (Vista 01)*



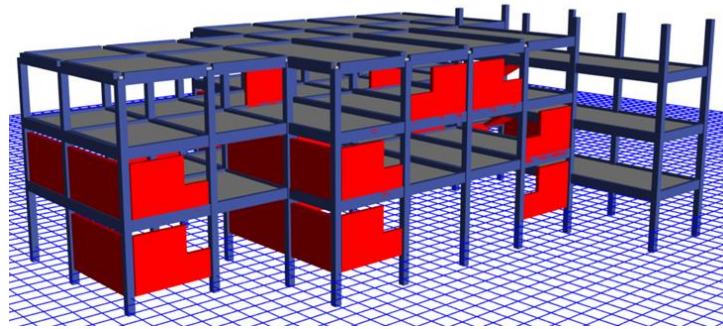
**Figura 90**

*Modelo Renderizado del Edificio Reforzado – Segunda Prueba (Vista 02)*



**Figura 91**

*Modelo Renderizado del Edificio Reforzado – Segunda Prueba (Vista 03)*



A continuación, se presenta el diseño final por Iteración Directa y los resultados del análisis correspondiente al modelo de prueba 2:

**Tabla 32**

*Resultados del Procedimiento de Diseño Directo Iterativo de los SLB (2da Prueba)*

Story	Link	V2 (kN)	Dissipator	Fy (kN)	Fy max (kN)	Dissipator ETABS	Fy (kN) ETABS	Fy max (kN) ETABS	V2 (kN) It.	D/C It.	Dissipator It.
Story3	K31	126.59	SLB2 10_4	93	166.26	SLB2 10_4	93	166.26	133.93	1.44	Ok!
Story3	K33	129.06	SLB2 10_4	93	166.26	SLB2 10_4	93	166.26	133.13	1.43	Ok!
Story3	K34	137.92	SLB2 10_4	93	166.26	SLB2 10_5	112.2	182.26	143.08	1.28	Ok!
Story3	K36	141.21	SLB2 10_4	93	166.26	SLB2 10_5	112.2	182.26	150.05	1.34	Ok!
Story3	K38	195.08	SLB2 15_3	126.1	240.45	SLB2 15_3	126.1	240.45	168.82	1.34	Ok!
Story3	K40	172.56	SLB2 15_3	126.1	240.45	SLB2 15_3	126.1	240.45	150.59	1.19	Ok!
Story2	K1	245.93	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_4	188.3	348.53	253.06	1.34	Ok!
Story2	K2	259.87	SLB2 20_4	188.3	348.53	SLB2 20_4	188.3	348.53	261.47	1.39	Ok!
Story2	K7	215.33	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	212.83	1.42	Ok!
Story2	K8	215.88	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	213.26	1.42	Ok!
Story2	K9	215.98	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	211.02	1.41	Ok!
Story2	K10	217.25	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	212.4	1.42	Ok!
Story2	K11	217.79	SLB2 15_4	149.7	276.57	SLB2 15_4	149.7	276.57	213	1.42	Ok!
Story2	K15	109.93	SLB2 10_3	81.1	148.63	SLB2 10_3	81.1	148.63	115.43	1.42	Ok!
Story2	K16	108.79	SLB2 10_2	68	128.71	SLB2 10_3	81.1	148.63	114.13	1.41	Ok!
Story2	K17	122.56	SLB2 10_3	81.1	148.63	SLB2 10_4	93	166.26	125.3	1.35	Ok!
Story2	K18	132.17	SLB2 10_4	93	166.26	SLB2 10_4	93	166.26	126.47	1.36	Ok!
Story2	K21	242.21	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_4	188.3	348.53	253.38	1.35	Ok!
Story2	K23	263.78	SLB2 20_4	188.3	348.53	SLB2 20_4	188.3	348.53	268.06	1.42	Ok!
Story2	K26	242.52	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_4	188.3	348.53	255.02	1.35	Ok!
Story2	K27	270.61	SLB2 20_4	188.3	348.53	SLB2 20_5	218.4	395.71	288.7	1.32	Ok!
Story2	K29	303.98	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_3	238.2	457.15	313.57	1.32	Ok!
Story2	K35	235.56	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	232.18	1.48	Ok!
Story2	K37	278.17	SLB2 20_4	188.3	348.53	SLB2 20_4	188.3	348.53	253.01	1.34	Ok!
Story2	K39	237.04	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	210.49	1.34	Ok!
Story2	K43	233.62	SLB2 20_3	156.9	298.3	SLB2 20_3	156.9	298.3	217.28	1.38	Ok!
Story1	K3	374.62	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_4	279.6	526.49	382.31	1.37	Ok!
Story1	K4	381.61	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	385.77	1.38	Ok!
Story1	K5	356.56	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	349.23	1.47	Ok!
Story1	K6	360.38	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	352.88	1.48	Ok!
Story1	K12	340.31	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	336.01	1.41	Ok!
Story1	K13	341.42	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	337.13	1.42	Ok!
Story1	K14	343.8	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	339.5	1.43	Ok!
Story1	K19	299.83	SLB3 25_2	194.8	383.5	SLB3 25_2	194.8	383.5	288.81	1.48	Ok!
Story1	K20	283.39	SLB2 20_4	188.3	348.53	SLB2 20_5	218.4	395.71	288.89	1.32	Ok!
Story1	K22	337.41	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	339.86	1.43	Ok!
Story1	K24	340.48	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	342.68	1.44	Ok!
Story1	K25	376.49	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_4	279.6	526.49	381.44	1.36	Ok!
Story1	K28	420.8	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_5	319	592.39	426.56	1.34	Ok!
Story1	K30	422.47	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_5	319	592.39	428.08	1.34	Ok!
Story1	K32	374.74	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_4	279.6	526.49	372.78	1.33	Ok!
Story1	K41	370.11	SLB3 25_3	238.2	457.15	SLB3 25_3	238.2	457.15	337.81	1.42	Ok!
Story1	K42	389.25	SLB3 25_4	279.6	526.49	SLB3 25_4	279.6	526.49	362.74	1.3	Ok!
Story1	K44	157.4	SLB2 15_2	101.8	199.61	SLB2 15_2	101.8	199.61	120.21	1.18	Ok!

**Tabla 33**

*Modos de Vibración del Edificio Reforzado (2da prueba): Períodos y Masa Efectiva*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.38	0.46%	84.74%	0.00%	0.46%	84.74%	0.00%	22.41%	0.09%	0.08%	22.41%	0.09%	0.08%
2	0.377	87.21%	0.42%	0.00%	87.67%	85.16%	0.00%	0.17%	19.60%	0.20%	22.58%	19.69%	0.28%
3	0.313	0.24%	0.10%	0.00%	87.91%	85.26%	0.00%	0.34%	0.29%	83.80%	22.91%	19.97%	84.08%
4	0.173	0.28%	8.93%	0.00%	88.20%	94.19%	0.00%	51.60%	1.91%	1.71%	74.51%	21.89%	85.79%
5	0.159	8.04%	0.96%	0.00%	96.23%	95.15%	0.00%	3.80%	62.13%	0.30%	78.31%	84.02%	86.08%
6	0.148	1.36%	1.01%	0.00%	97.59%	96.16%	0.00%	2.13%	6.59%	2.29%	80.45%	90.60%	88.38%
7	0.139	0.01%	0.04%	0.00%	97.60%	96.19%	0.00%	2.25%	0.01%	7.54%	82.69%	90.62%	95.92%
8	0.129	0.00%	0.34%	0.00%	97.60%	96.53%	0.00%	0.49%	0.07%	0.38%	83.18%	90.69%	96.30%
9	0.118	0.00%	0.05%	0.00%	97.60%	96.58%	0.00%	0.20%	0.01%	0.15%	83.38%	90.69%	96.44%
10	0.115	0.09%	0.28%	0.00%	97.69%	96.85%	0.00%	1.34%	0.29%	0.01%	84.72%	90.98%	96.45%
11	0.107	0.02%	1.06%	0.00%	97.71%	97.91%	0.00%	6.45%	0.09%	0.02%	91.17%	91.07%	96.47%
12	0.104	1.60%	0.04%	0.00%	99.31%	97.95%	0.00%	0.23%	6.40%	0.01%	91.40%	97.47%	96.48%
13	0.101	0.07%	0.45%	0.00%	99.38%	98.39%	0.00%	2.19%	0.31%	0.62%	93.59%	97.78%	97.10%
14	0.095	0.01%	0.03%	0.00%	99.39%	98.43%	0.00%	0.02%	0.00%	0.02%	93.61%	97.78%	97.12%
15	0.094	0.00%	0.04%	0.00%	99.39%	98.47%	0.00%	0.11%	0.00%	0.02%	93.72%	97.78%	97.14%
16	0.092	0.00%	0.20%	0.00%	99.39%	98.67%	0.00%	0.63%	0.03%	0.32%	94.35%	97.80%	97.46%
17	0.091	0.00%	0.00%	0.00%	99.39%	98.67%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	94.36%	97.80%	97.46%
18	0.09	0.00%	0.04%	0.00%	99.39%	98.71%	0.00%	0.17%	0.01%	0.00%	94.52%	97.82%	97.46%

**Tabla 34**

*Derivas Máximas de Entrepisos Principales (2da Prueba)*

NIVELES	MODELO EDIFICIO REFORZADO CON SLB			
	SISMO XX		SISMO YY	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
Story3	5.66 ‰	1.26 ‰	0.79 ‰	6.72 ‰
Story2	6.63 ‰	0.39 ‰	0.74 ‰	6.64 ‰
Story1	6.59 ‰	0.70 ‰	0.61 ‰	6.44 ‰

**Tabla 35**

*Derivas Promedio de Entrepisos Principales (2da Prueba)*

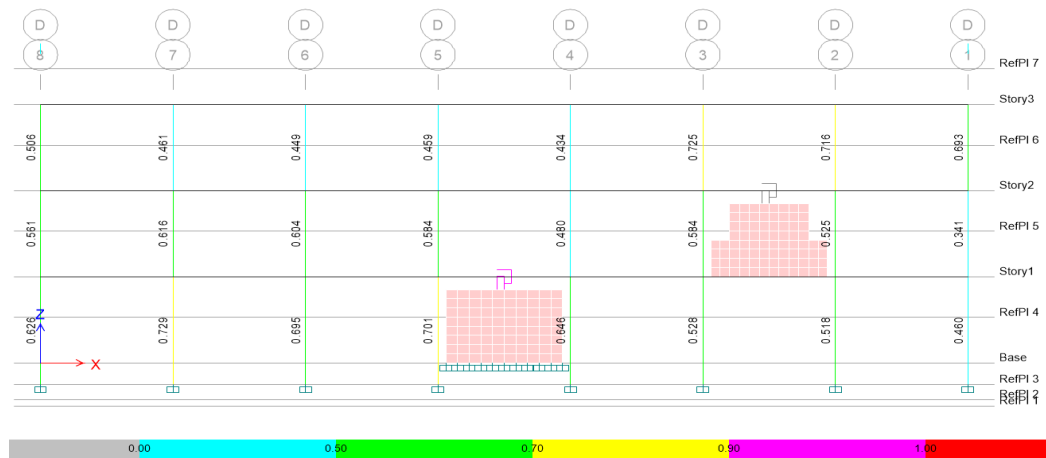
NIVELES	MODELO EDIFICIO REFORZADO CON SLB			
	SISMO XX		SISMO YY	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
Story3	4.85 ‰	0.53 ‰	0.45 ‰	6.31 ‰
Story2	6.27 ‰	0.25 ‰	0.41 ‰	5.73 ‰
Story1	5.87 ‰	0.35 ‰	0.28 ‰	5.66 ‰

El objetivo de rigidizar la estructura en ambas direcciones incorporando más conexiones SLB, fue que las cortantes sísmicas sean absorbidas principalmente por los disipadores, buscando evitar el efecto por columna corta reflejado tras el análisis pushover. Para resaltar entre otras de sus ventajas se presenta la relación D/C en las

columnas, de donde se concluye que realmente la demanda sísmica en estos componentes disminuye, al compararse con la Figura 46.

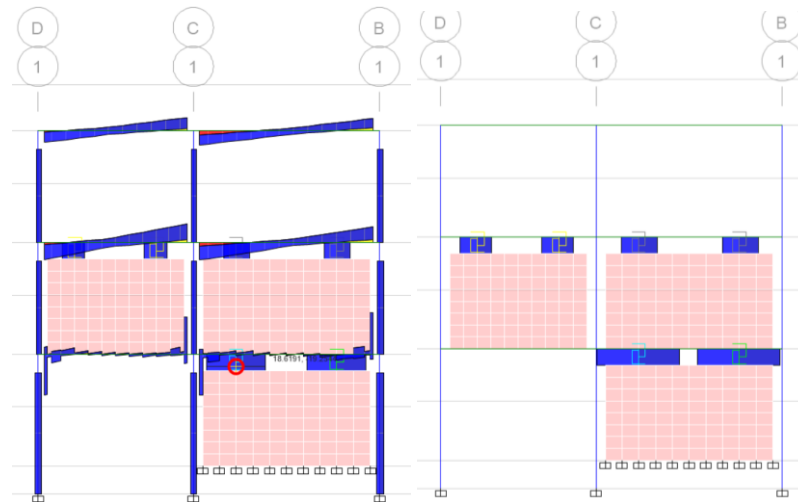
**Figura 92**

*Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas (2da Prueba)*



**Figura 93**

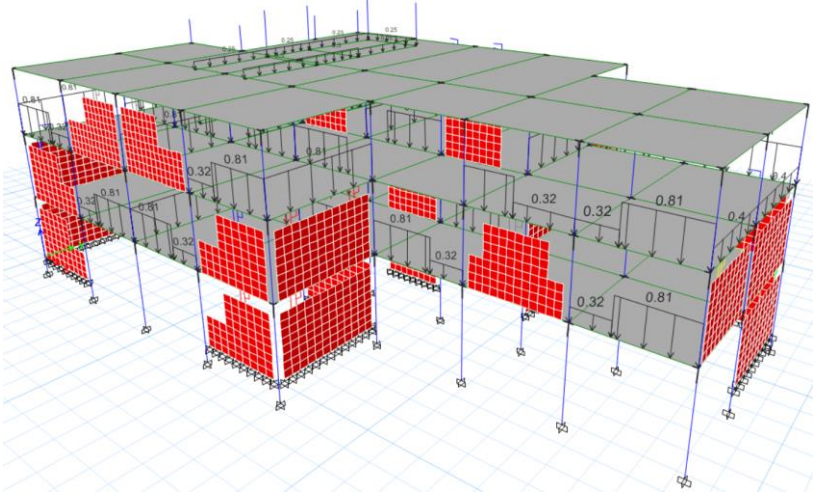
*Cortantes sísmicas en columnas (Con disipadores)*



Realizada la comparación, por concepto de reforzamiento se sustrajo el resto de tabiques reemplazándolos por muros de saga aislados de la estructura, los cuales se incluyeron finalmente en el modelo estructural final como cargas muertas.

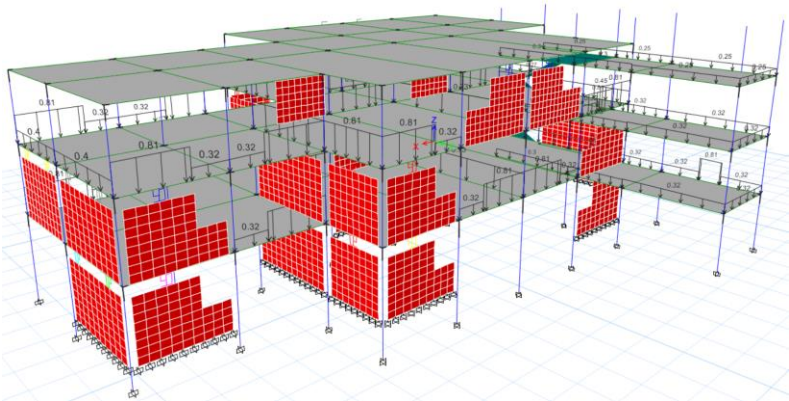
**Figura 94**

*Modelo Final del Edificio Reforzado con los SLB (Vista 01)*



**Figura 95**

*Modelo Final del Edificio Reforzado con los SLB (Vista 02)*



Realmente con esta reducción del peso no se evidenció una gran diferencia en la respuesta estructural, motivo por el cual tan solo se presentan los 3 modos de vibración de este último modelo, los cuales resultan ser muy similares al de la Tabla 33. Adicionalmente se muestra la relación D/C en columnas en la Figura 96.

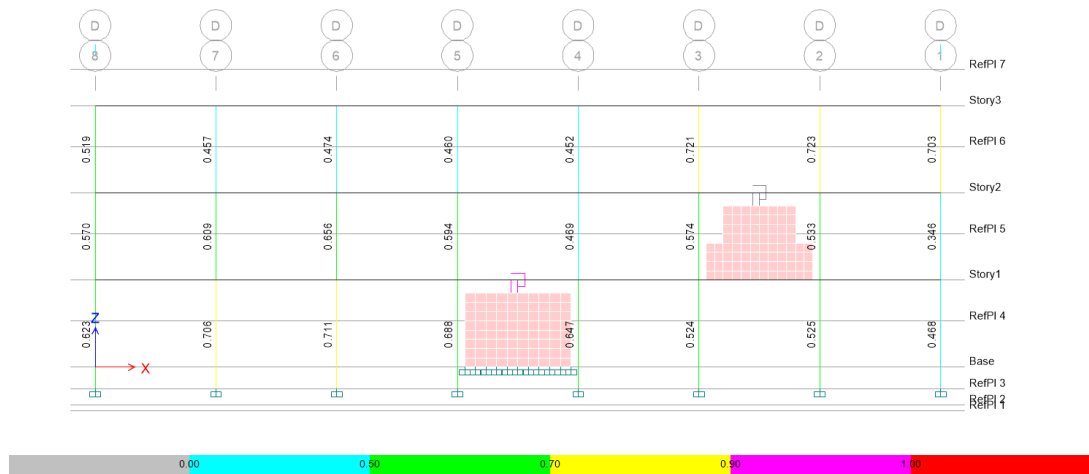
**Tabla 36**

*Modos de Vibración del Edificio Reforzado (Modelo Final): Períodos y Masa Efectiva*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.379	1.07%	<b>84.68%</b>	0.00%	1.07%	84.68%	0.00%	21.92%	0.20%	0.06%	21.92%	0.20%	0.06%
2	0.376	<b>86.97%</b>	0.97%	0.00%	88.04%	85.66%	0.00%	0.34%	19.40%	0.09%	22.26%	19.61%	0.15%
3	0.312	0.12%	0.05%	0.00%	88.16%	85.71%	0.00%	0.25%	0.17%	<b>84.45%</b>	22.51%	19.77%	84.59%

**Figura 96**

*Máxima Relación D/C por Flexocompresión Biaxial en Columnas (Modelo Final)*



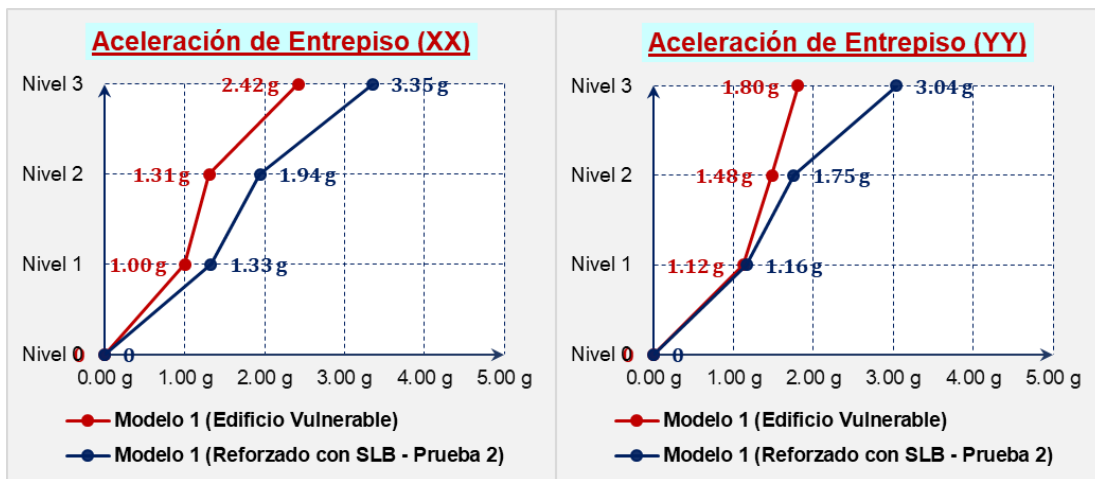
La variación de ratios D/C mostrados en la Figura 92 y 96 no es notable, por tanto se comprende que la demanda predominante en las columnas son por acciones sísmicas, las cuales se han atenuado con el uso de los SLB.

El objetivo de reducir el peso estructural es el de proteger los componentes no estructurales y contenidos, principalmente este último, disminuyendo las fuerzas sísmicas inerciales. Se entiende que en sistemas rígidos, la aceleración espectral es mayor, por tanto puede esperarse que ocurra un mayor daño en los contenidos; en cambio en edificios flexibles ocurre lo contrario.

En cuanto a estas consideraciones, se presenta en la Figura 97 la comparación de la respuesta estructural asociada a las aceleraciones de entrepiso.

**Figura 97**

*Aceleraciones de Entrepiso producto del Análisis de Respuesta Modal Espectral*



La determinación final de las aceleraciones de entrepiso se realizó con el análisis no lineal dinámico (FNA), sin embargo, en este punto podría priorizarse la seguridad estructural sobre el desempeño asociado a los contenidos, dado que el edificio no presenta elementos esenciales para prestar funcionamiento.

### **3.11.3. Revisión De Muros Desacoplados**

Para culminar con el diseño iterativo de los disipadores SLB, se debería asegurar que los mismos puedan desarrollar su máxima capacidad de disipación de energía sin que una falla repentina de los muros desacoplados llegue a evitarlo. En razón de ello, se verifica que la capacidad de corte de los muros ( $V_c$ ) sea superior que la fuerza máxima que pueden transmitir las conexiones SLB ( $V_d$ ), en uso de las siguientes expresiones (Bozzo et al., 2020):

$$V_c = 0.75 * 0.83 * \sqrt{f'_c} * L * t \qquad V_d = 1.5 * F_y * n_{SLB}$$

Donde L y t representan la longitud y espesor del muro, respectivamente;  $f'_c$  es la resistencia característica del concreto;  $F_y$  es la fuerza de fluencia de cada dispositivo; 1.5 es un factor de seguridad adicional correspondiente a los Estados de Límite Último; y  $n_{SLB}$  es el número de dispositivos en el muro.

A continuación, se presentan los resultados de la verificación por corte en los muros desacoplados incorporados en el modelo estructural:

**Tabla 37**

*Verificación por Corte de los Muros Desacoplados*

		UBICACIÓN		UNIQUE NAME (LINK)	Disipador	Fy	Vd	f c	L	t	Vc	D/C
EJE	TRAMO	NIVEL	(KN)			(KN)	(MPa)	(mm)	(mm)	(KN)		
<b>DIRECCIÓN XX</b>	<b>A</b>	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	319	478.5	21	3200	250	2282.1	0.21
			2do	K29	SLB3 25_3	238.2	357.3	21	3200	250	2282.1	0.16
		6-7	1er	K28	SLB3 25_5	319	478.5	21	3200	250	2282.1	0.21
			2do	K27	SLB2 20_5	218.4	327.6	21	3200	250	2282.1	0.14
		4-5	3er	K36	SLB2 10_5	112.2	168.3	21	2900	250	2068.2	0.08
	5-6	3er	K34	SLB2 10_5	112.2	168.3	21	2900	250	2068.2	0.08	
	<b>B</b>	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	279.6	419.4	21	3200	250	2282.1	0.18
			2do	K26	SLB2 20_4	188.3	282.45	21	3200	250	2282.1	0.12
	<b>C</b>	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	279.6	419.4	21	3000	250	2139.5	0.2
			2do	K39	SLB2 20_3	156.9	235.35	21	3000	250	2139.5	0.11
		6-7	1er	K41	SLB3 25_3	238.2	357.3	21	3000	250	2139.5	0.17
			2do	K37	SLB2 20_4	188.3	282.45	21	3000	250	2139.5	0.13
		3-4	3er	K40	SLB2 15_3	126.1	189.15	21	3000	250	2139.5	0.09
	<b>D</b>	4-5	1er	K32	SLB3 25_4	279.6	419.4	21	4400	250	3137.9	0.13
		2-3	2do	K35	SLB2 20_3	156.9	235.35	21	3000	250	2139.5	0.11
	<b>E</b>	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	238.2	357.3	21	3200	250	2282.1	0.16
			2do	K21	SLB2 20_4	188.3	282.45	21	3200	250	2282.1	0.12
		7-8	1er	K24	SLB3 25_3	238.2	357.3	21	3200	250	2282.1	0.16
			2do	K23	SLB2 20_4	188.3	282.45	21	3200	250	2282.1	0.12
		5-6	3er	K33	SLB2 10_4	93	139.5	21	2900	250	2068.2	0.07
6-7	3er	K31	SLB2 10_4	93	139.5	21	2900	250	2068.2	0.07		
<b>DIRECCIÓN YY</b>	<b>8</b>	B-C	1er*	K44	SLB2 15_2	101.8	152.7	21	5400	250	3851.1	0.04
			1er**	K43	SLB2 20_3	156.9	235.35	21	5400	250	3851.1	0.06
		D-E	1er	K3	SLB3 25_4	279.6	838.8	21	5400	250	3851.1	0.22
				K4	SLB3 25_4	279.6						
				K1	SLB2 20_4	188.3						
	2do	K2	SLB2 20_4	188.3	564.9	21	5400	250	3851.1	0.15		
		<b>4</b>	D-E	1er	K5	SLB3 25_3	238.2	714.6	21	5400	250	3851.1
	K6				SLB3 25_3	238.2						
	2do		K7	SLB2 15_4	149.7	449.1	21	5400	250	3851.1	0.12	
			K8	SLB2 15_4	149.7							
	<b>3</b>	A-B	1er	K14	SLB3 25_3	238.2	357.3	21	3400	250	2424.8	0.15
			2do	K11	SLB2 15_4	149.7	224.55	21	3400	250	2424.8	0.09
		B-C	1er	K12	SLB3 25_3	238.2	714.6	21	5400	250	3851.1	0.19
				K13	SLB3 25_3	238.2						
				K9	SLB2 15_4	149.7						
	2do	K10	SLB2 15_4	149.7	449.1	21	5400	250	3851.1	0.12		
<b>1</b>	B-C	1er	K19	SLB3 25_2	194.8	619.8	21	5400	250	3851.1	0.16	
			K20	SLB2 20_5	218.4							
			K17	SLB2 10_4	93							
	2do	K18	SLB2 10_4	93	279	21	5400	250	3851.1	0.07		
		C-D	2do	K15	SLB2 10_3	81.1	243.3	21	4400	250	3137.9	0.08
K16	SLB2 10_3			81.1								

De acuerdo a la Tabla 37, el espesor de muro empleado (0.25m) cumple sin mayor problema el control por corte. En caso hubiera sucedido lo contrario, lo ideal habría sido aumentar el espesor del muro o la resistencia característica del concreto, y de no ser posible, haberse efectuado el procedimiento de iteración inversa limitando la fuerza en el muro desacoplado. No obstante, en el presente caso de estudio fue suficiente emplear el diseño iterativo directo.

#### ***3.11.4. Verificación Del Diseño Iterativo***

Ya se ha descrito que la inclusión de los dispositivos SLB tiene como objetivo fundamental disipar el exceso de energía por acción sísmica mediante ciclos de deformación inelástica por corte, reduciendo así los daños en los componentes estructurales. Es cierto que estos dispositivos aportan rigidez estructural, no obstante no es su función específica. Por lo mismo, es que fue necesario realizar un análisis no lineal de naturaleza dinámica para verificar el desempeño de las conexiones SLB (curvas de histéresis, fuerzas y desplazamiento máximos), y más importante aún, visualizar la cantidad total de energía que disipan mediante amortiguamiento histerético para contrastarlo con el resto de elementos de la ecuación de balance de energía, asegurando que la energía disipada por deformación plástica en los elementos estructurales haya sido minimizada como tal.

#### **3.11.4.1. Registros Sísmicos.**

En correspondencia con el análisis no lineal historia en el tiempo del edificio reforzado con los SLB, se ha considerado como funciones de entrada 8 pares de registros sísmicos de componente horizontal los cuales fueron ajustados al espectro de diseño normativo. La data empleada corresponde en su mayoría a señales sísmicas capturadas cerca del sitio de estudio por el acelerógrafo de la estación TAC001 (UNJBG) durante los años 2001 y 2015, puesto que éste ya no viene operando en la actualidad. Se han incluido además registros sísmicos de eventos que causaron considerables daños en Perú (estaciones MOQ001 e ICA002), así como aquellos usados en la generación del espectro normativo (estación histórica PRQ) y registrados en un suelo de grava gruesa (S1). La corrección por Línea Base y Filtrado (tratamiento de señales) fue efectuada con el programa de cómputo SeismoSignal; mientras que para el ajuste espectral en el dominio de las frecuencias y en el dominio del tiempo se hizo uso de programas informáticos como el ETABS y SeismoMatch. Para el proceso de compatibilización como tal, se empleó el espectro de pseudoaceleraciones con un 5% de amortiguamiento y  $R=1$  (spectrum target); incluyendo una primera zona lineal con pendiente positiva para la zona de periodos muy cortos  $T < 0.2T_p$  establecida a partir de la siguiente expresión de la E.030:

$$C = 1 + 7.5 * \left( \frac{T}{T_p} \right)$$

Se prescindió del ajuste en un rango específico de coincidencia espectral que tome en cuenta los periodos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta dinámica lateral del edificio como se indica en el ASCE 7-16 (ASCE, 2017), dado que Bozzo et al. (2020) señala que esto podría originar distorsiones importantes fuera de dicho rango, por lo que se ha realizado el ajuste a todo el rango de periodos posible. A continuación se presentan los datos de las señales sísmicas usadas así como sus acelerogramas originales corregidos. Adicionalmente se muestra el procedimiento de ajuste espectral, así como el contraste de la señal sísmica TAC\_10 (original corregido vs compatibilizado) a modo de ilustración.

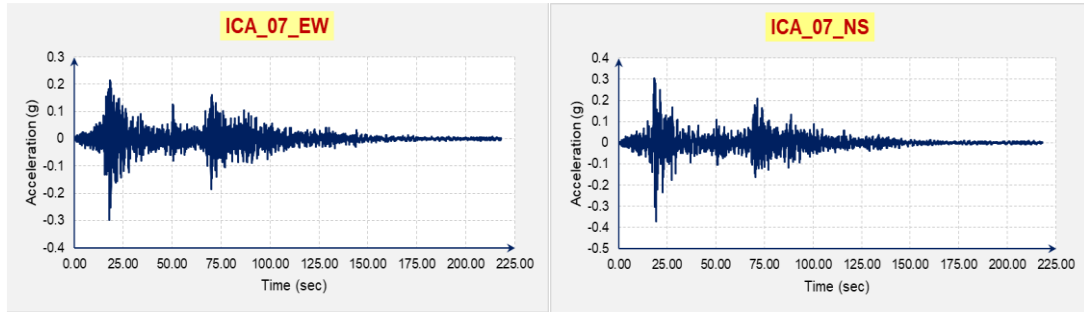
**Tabla 38**

*Lista de Registros Sísmicos Empleados en Diseño de Disipadores SLB*

ID	ESTACIÓN		DATOS DEL REGISTRO				
	Código	Fecha	Latitud	Longitud	Magnitud	Profundidad	Fuente
<b>PRQ_66</b>	PRQ	17/10/1966	-10.7	-78.7	8.1 Mw	24 km	IGP
<b>PRQ_70</b>	PRQ	31/05/1970	-9.36	-78.87	6.6 Mb	64 km	IGP
<b>PRQ_74</b>	PRQ	03/10/1974	-12.5	-77.98	6.6 mb	13 km	IGP
<b>MOQ_01</b>	MOQ001	23/06/2001	-16.08	-73.77	6.9 mb	33 km	IGP
<b>TAC_05</b>	TAC001	13/06/2005	-19.61	-69.97	7.2 ML	146 km	IGP
<b>ICA_07</b>	ICA002	15/08/2007	-13.67	-76.76	7.0 ML	40 km	IGP
<b>TAC_10</b>	TAC001	05/05/2010	-18.34	-71.17	6.5 ML	36 km	IGP
<b>TAC_14</b>	TAC001	01/04/2014	-19.57	-70.91	8.2 Mw	38.9 km	CSMUCH

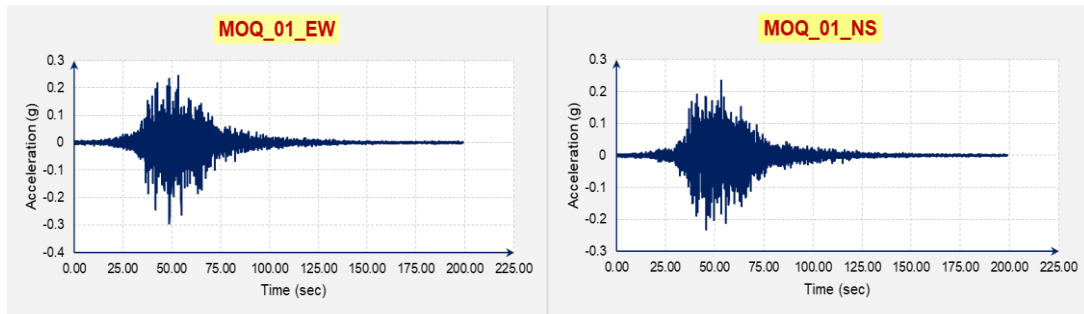
**Figura 98**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (ICA\_07)*



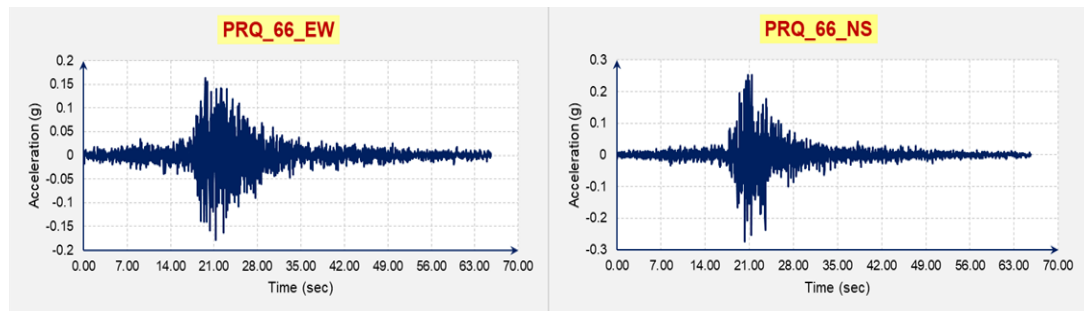
**Figura 99**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (MOQ\_01)*



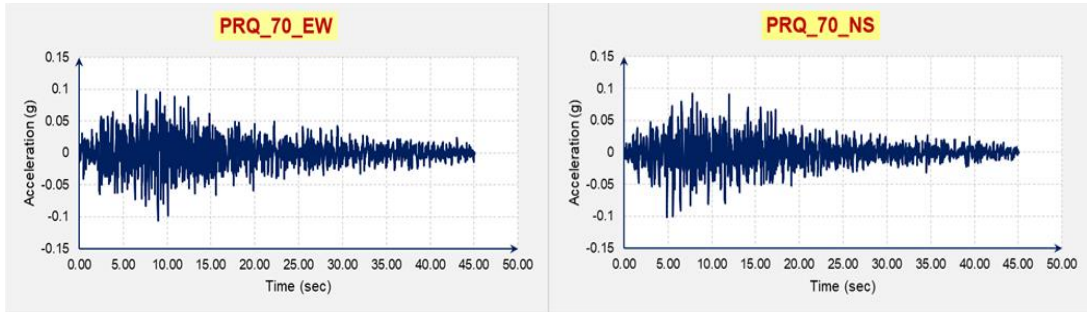
**Figura 100**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (PRQ\_66)*



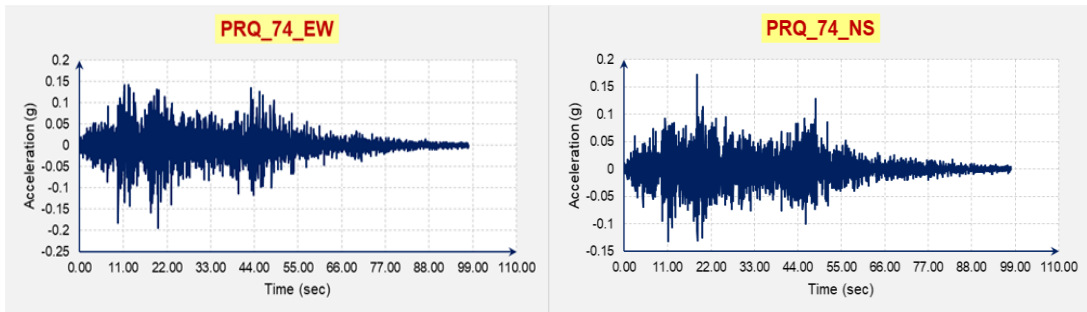
**Figura 101**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (PRQ\_70)*



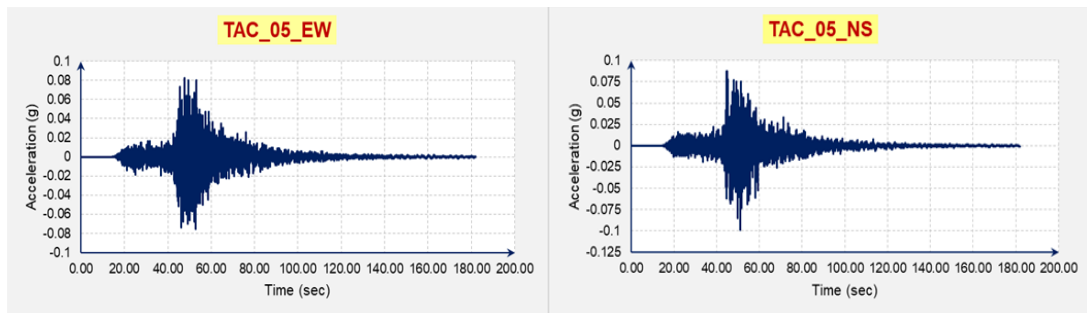
**Figura 102**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (PRQ\_74)*



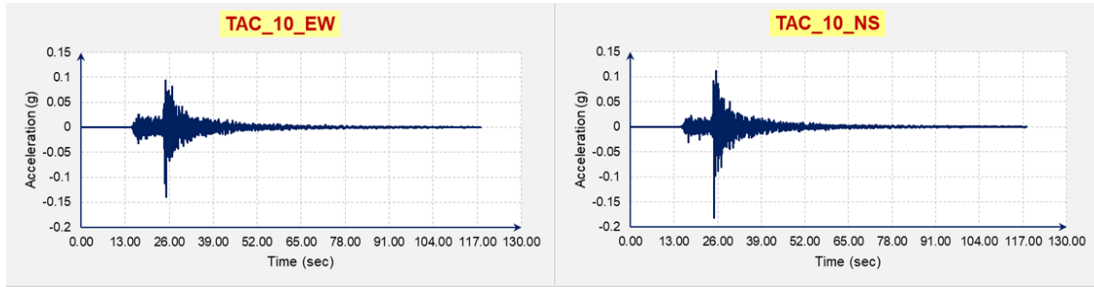
**Figura 103**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (TAC\_05)*



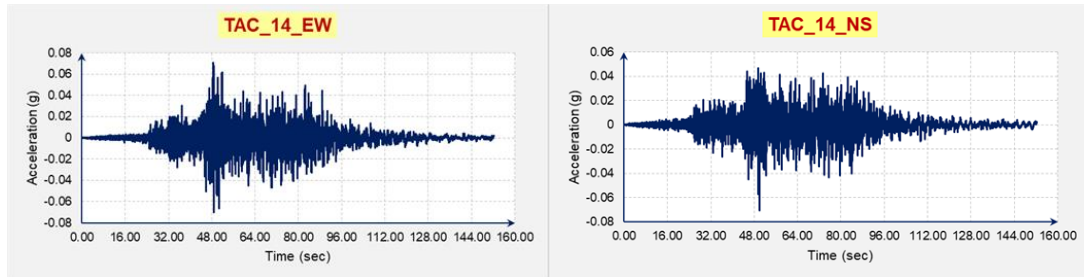
**Figura 104**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (TAC\_10)*



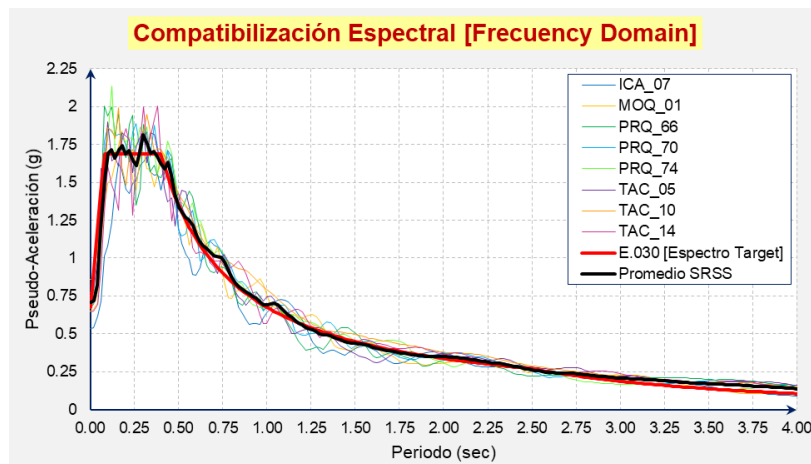
**Figura 105**

*Acelerograma Corregido por Línea Base y Filtrado (TAC\_14)*



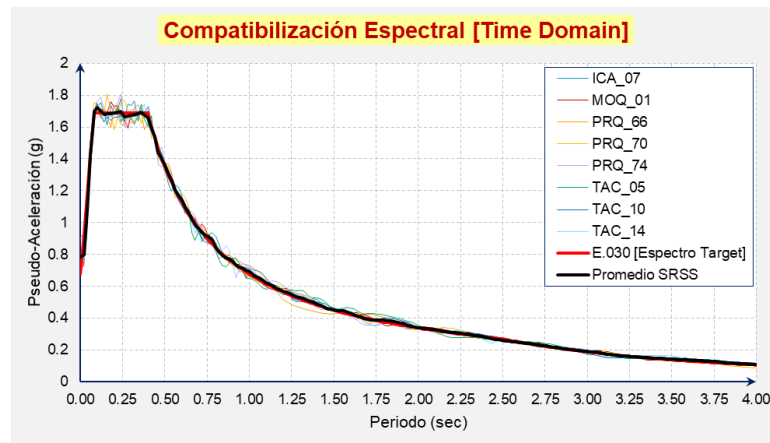
**Figura 106**

*Registros Sísmicos Compatibilizados en el Dominio de las Frecuencias*



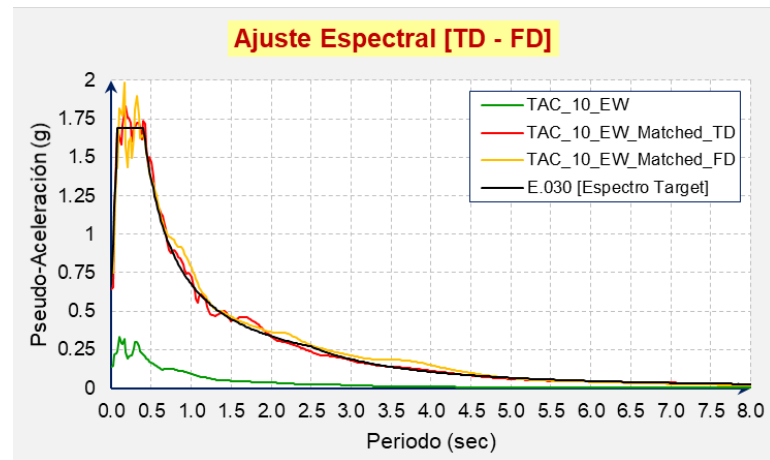
**Figura 107**

*Registros Sísmicos Compatibilizados en el Dominio del Tiempo*



**Figura 108**

*Contraste en el Método de Compatibilización Espectral (TAC\_10)*



Se visualiza que los espectros generados son compatibles al espectro normativo, por lo que los resultados del análisis de respuesta modal espectral e historia en el tiempo pueden ser comparables. Asimismo, el proceso de compatibilización en el dominio en

el tiempo muestra una mejor convergencia que el análisis en el dominio de las frecuencias. En razón de ello, no se tuvo inconveniente en cumplir con el requerimiento del ASCE 7-16, el cual permite el uso de factores de escala por cada par de componentes buscando que el espectro promedio no caiga por debajo del espectro objetivo en el rango de interés, establecido a partir de estos límites:

- El periodo superior límite no debe ser mayor o igual al doble del periodo del primer modo más largo en las direcciones principales de respuesta.
- El periodo inferior límite no debe exceder el 20% del periodo del primer modo más corto para las dos direcciones horizontales principales de respuesta.

**Tabla 39**

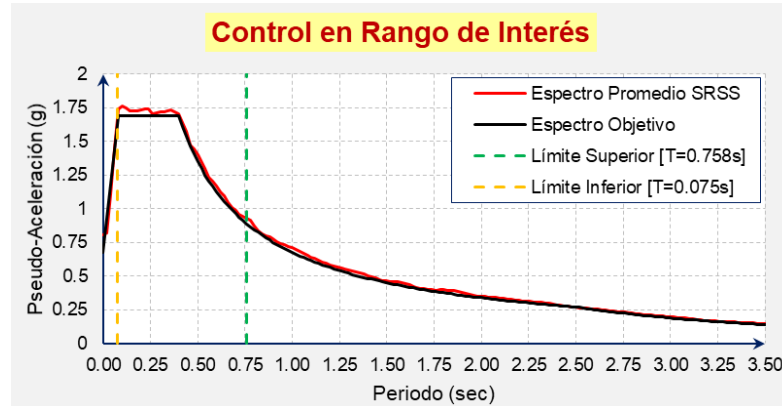
*Periodos Límites para definición del Rango de Interés según el ASCE 7-16*

Modos Principales	T (s)	Límite Superior (s)	Límite Inferior (s)
Más Largo	0.379	<b>0.758</b>	-
Más Corto	0.376	-	<b>0.075</b>

Por lo descrito, fue suficiente emplear un factor de **1.025** para todas las señales sísmicas (ambas componentes), y dado que la convergencia es buena, la forma espectral no muestra signos de sobredimensionamiento. De cualquier modo, se ha verificado que el rango de periodos incluya al menos el número de modos elásticos necesarios para alcanzar el 90% de participación de masa en cada dirección horizontal principal, tal como está establecido en el ASCE 7-16.

**Figura 109**

*Verificación final del Criterio de Escalamiento (Control de periodos)*



#### **3.11.4.2. Análisis No Lineal Dinámico.**

Una vez definidos los acelerogramas compatibles y configurados como funciones de entrada (tiempo-historia) en el ETABS, se ejecutó el análisis no lineal dinámico en cada dirección de análisis para cada una de las 8 señales sísmicas compatibilizadas. Por precisión y rapidez se efectuó el Fast Nonlinear Analysis (FNA), concentrando la no linealidad en los disipadores según las propiedades histeréticas del modelo de Wen (1976) asignadas en el prediseño. Para lograrlo previamente se tuvo las siguientes consideraciones:

- Se definió el análisis modal en uso de los vectores de Ritz estableciendo el valor de 53 como número máximo de modos (9 modos por la estructura y 44 por el # de

dispositivos SLB). Se consideró 6GDL para la formulación numérica de los vectores.

- Las cargas gravitacionales fueron impuestas en el modelo matemático como un caso de carga tiempo-historia también del subtipo FNA, definiendo cada patrón de carga gravitacional (CM, CV, CVt) como una función del tipo “rampa” cuya aplicación es progresiva, y con un % de masa sísmica similar al empleado en el análisis de respuesta modal espectral. En relación a la función rampa, ésta se estableció con un pico o amplitud de 1.00 y una duración de 20 segundos [10s para alcanzar el valor máximo constante y 10s adicionales para alcanzar el tiempo máximo].
- Entre los otros parámetros para terminar de fijar el caso de carga denominado **TH-Gravitacional**, se estableció una duración total de 2000 pasos con 0.01 segundos/paso, y un amortiguamiento modal global igual a  $\xi=0.99$ . Dado que ya se había definido previamente, se configuró como caso de carga modal el método de solución por vectores de Ritz.
- Realizado ello, fue posible configurar cada uno de los casos de carga dinámicos del subtipo FNA (16) a partir de la aplicación de los registros compatibilizados (por componente) con su respectivo factor de escala (1.025), cuya condición inicial en todos los casos era el estado final del caso de carga TH-Gravitacional. Al igual

que el caso de carga gravitacional, se estableció los vectores de Ritz como método de análisis modal y se empleó la misma fuente de masa. Finalmente, el número de “steps” fijado para cada registro buscaba tomar en cuenta el intervalo de tiempo significativo de acuerdo a la Intensidad de Arias procesada en el SeismoSignal, esto para agilizar el tiempo de procesamiento. Respecto al amortiguamiento estructural, en uso del modelo de Rayleigh, se asumió un valor del 3% para el primer periodo (modo fundamental –  $T=0.379s$ ) y 3% para el segundo modo (para el cual se alcanza el 90% de masa participativa en ambas direcciones de traslación –  $T=0.156s$ ). Los parámetros no lineales de solución numérica se han dejado por defecto.

**NOTA:** Se ha verificado que el caso de carga TH-Gravitacional capturaba eficientemente la masa efectiva sísmica total en la ejecución del FNA. Esto se logró comparando los pesos sísmicos del TH-Gravitacional con el de una combinación  $CM+0.5CV+0.25CVt$ . Por tanto se puede intuir que el número de modos definido así como los límites de la función rampa son correctos.

#### **3.11.4.3. *Tratamiento De Resultados.***

A continuación, se presentan los resultados del FNA asociado a las máximas derivas y máximas aceleraciones por nivel en ambas direcciones para cada registro sísmico.

### 3.11.4.3.1. Revisión De Derivas.

**Tabla 40**

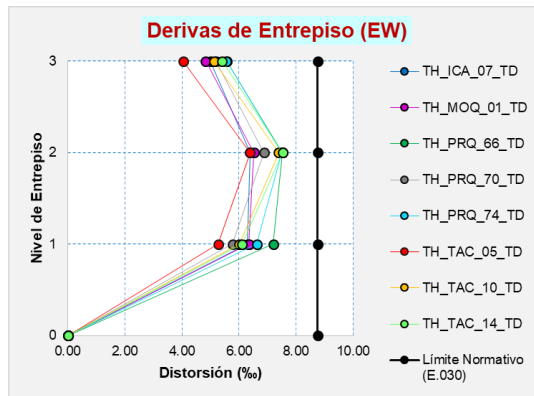
Resumen de Derivas Máximas obtenidas tras el Análisis Dinámico No Lineal (Diseño)

PISO	TH_ICA_07_TD		TH_MOQ_01_TD		TH_PRQ_66_TD		TH_PRQ_70_TD		TH_PRQ_74_TD		TH_TAC_05_TD		TH_TAC_10_TD		TH_TAC_14_TD	
	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)	Máx. Drift. (%)
3	4.99	4.66	4.83	4.57	5.57	4.88	5.19	4.96	5.56	5.15	4.04	4.57	5.12	5.36	5.41	4.71
2	6.38	6.68	6.53	6.42	7.53	6.87	6.88	6.71	7.50	6.79	6.39	6.47	7.38	9.23	7.53	6.77
1	6.29	7.58	6.34	7.49	7.20	6.77	5.77	6.96	6.63	7.97	5.27	7.07	6.01	11.28	6.11	7.85

Nota: El sufijo TD indica que proviene de una compatibilización espectral en el dominio del tiempo.

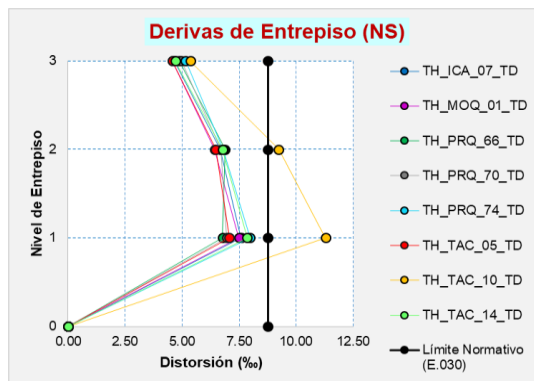
**Figura 110**

Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño)



**Figura 111**

Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño)



Las derivas de piso máximas son indicadores importantes de daño estructural. Debe comprenderse que estos esquemas son las envolventes de derivas de piso máxima pues estos valores para cada nivel no se dan al mismo tiempo.

Al haberse usado más de 7 sets de registros, las distorsiones debían ser evaluadas a partir de la respuesta promedio máxima para la comprobación con el límite máximo permisible, el cual para efectos de este tipo de análisis, toma un valor de 1.25 veces del valor máximo usado en el análisis de respuesta modal espectral (0.007), obteniéndose así un drift límite permisible de 0.00875 en este caso de estudio, según la E.030.

**Tabla 41**

*Verificación de Drift Máximo (Diseño)*

Nivel de Entrepiso	PROMEDIO (ADNL)		E.030 Distorsión Límite	Control de Deriva
	Máx. Drift. EW	Máx. Drift NS		
<b>Nivel 3</b>	5.09‰	4.86‰	8.75‰	<b>Ok</b>
<b>Nivel 2</b>	7.01‰	6.99‰	8.75‰	<b>Ok</b>
<b>Nivel 1</b>	6.20‰	7.87‰	8.75‰	<b>Ok</b>

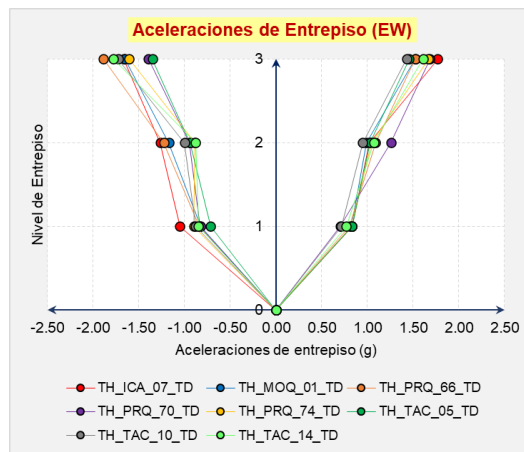
Los resultados de la Tabla 41 son ligeramente parecidos a los mostrados en la Tabla 34, por lo que el diseño iterativo empleando el análisis modal de respuesta espectral resultó ser muy práctico y eficiente. Como se ha explicado, esta verificación de la deriva máxima de piso influye directamente en la aceptación o no del diseño preliminar de los disipadores, en ese sentido se ha cumplido como corresponde.

### 3.11.4.3.2. Revisión De Aceleraciones De Entrepiso.

Tal como se ha descrito preliminarmente, el control de la respuesta de la aceleración tiene como objetivo minimizar el daño relacionado a los contenidos.

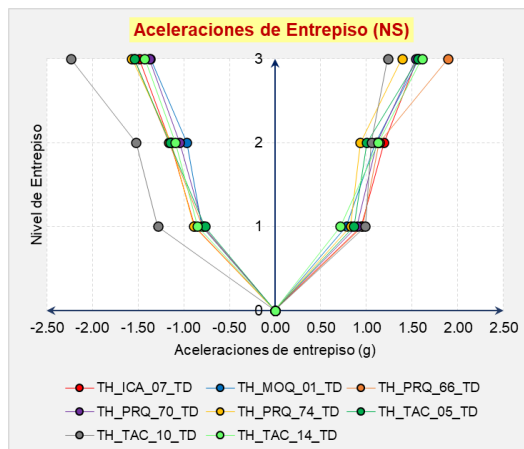
**Figura 112**

*Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño)*



**Figura 113**

*Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño)*



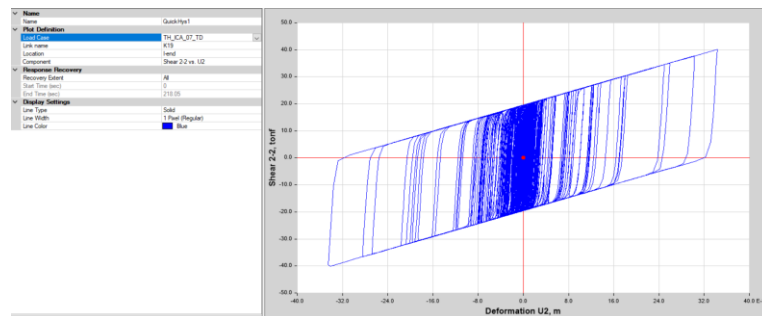
### 3.11.4.3.3. Revisión De Dispositivos SLB.

Junto a ello, se debía revisar que los cortantes absorbidos por cada dispositivo SLB sean mayores a las cortantes de fluencia  $F_y$  para asegurar un comportamiento no lineal, y asegurar además que los desplazamientos de cada disipador en promedio para las señales seleccionadas no superaran el desplazamiento de rotura que oscila entre 30mm y 35mm (Bozzo et al., 2020). En cualquier caso, se ha visado que se cumplan estas disposiciones a partir de las curvas histeréticas obtenidas para cada SLB y por cada registro sísmico aplicado.

A continuación, se presentan los diagramas histeréticos de uno de los disipadores más exigidos (SLB3\_25\_2 – Unique Name K19), el cual está ubicado en el primer piso (Eje 1 [B-C]), precisamente donde existía el problema de piso blando.

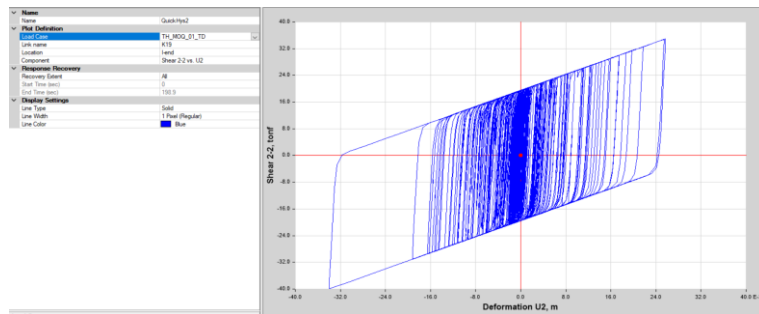
**Figura 114**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_ICA\_07\_TD (ETABS v.16.0)*



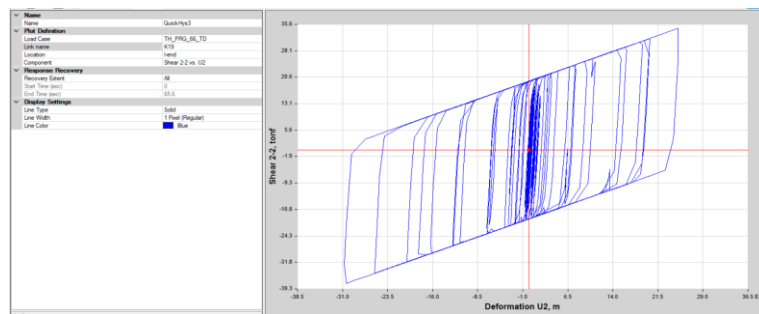
**Figura 115**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_MOQ\_01\_TD (ETABS v.16.0)*



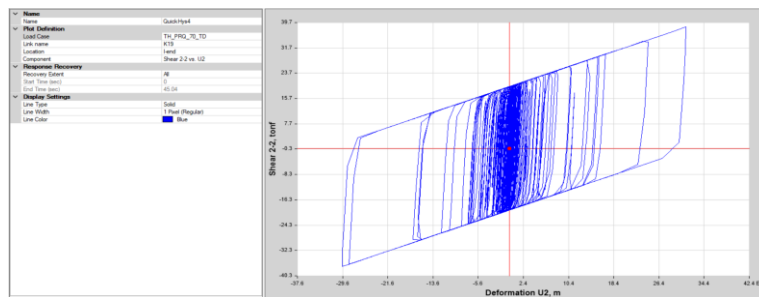
**Figura 116**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_PRQ\_66\_TD (ETABS v.16.0)*



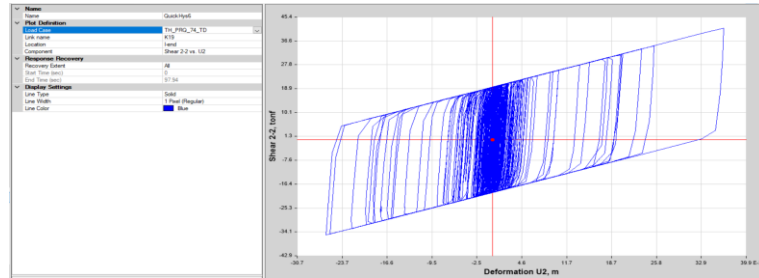
**Figura 117**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_PRQ\_70\_TD (ETABS v.16.0)*



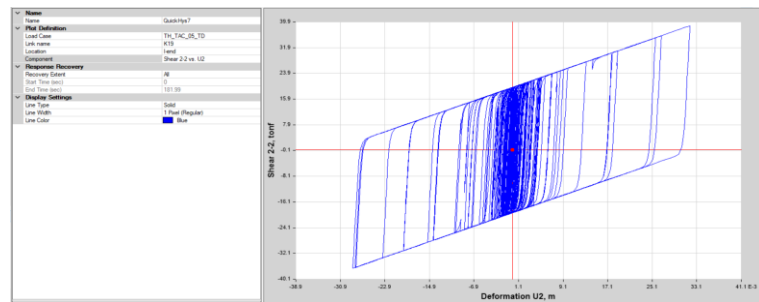
**Figura 118**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_PRQ\_74\_TD (ETABS v.16.0)*



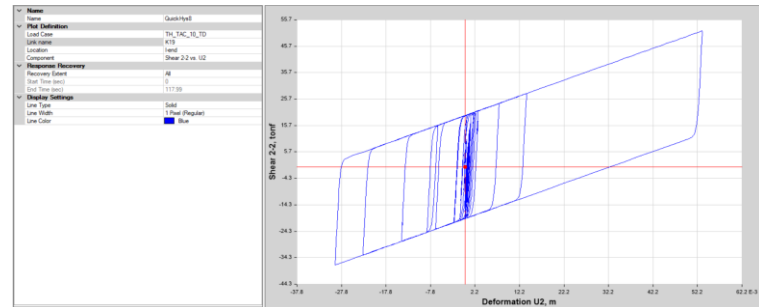
**Figura 119**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_TAC\_05\_TD (ETABS v.16.0)*



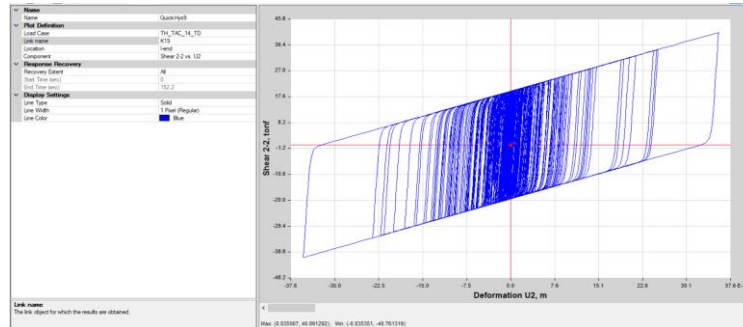
**Figura 120**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_25\_2, Registro Sísmico TH\_TAC\_10\_TD (ETABS v.16.0)*



**Figura 121**

*Diagrama Histerético de Disipador SLB3\_20\_8, Registro Sísmico TH\_TAC\_14\_TD (ETABS v.16.0)*



En vista que no resulta práctico mostrar cada curva por dispositivo, debe decirse que absolutamente todos los SLB alcanzaban dicha forma histerética, dejando constancia que realmente disipaban energía en base al área encerrada bajo dicha curva. Lo anteriormente descrito puede ser validado según los resultados mostrados a continuación, visualizando que todos los SLB llegan a la fluencia ( $F_u > F_y$ ):

**Tabla 42**

*Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) - Primer ADNL*

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_ICA_07		TH_MOQ_01		TH_PRQ_66		TH_PRQ_70		TH_PRQ_74		TH_TAC_05		TH_TAC_10		TH_TAC_14					
UBICACIÓN	LINK (Uniq. Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx			
EJE	TRAMO	NIVEL	(KN)	(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)			
DIRECCIÓN XX	A	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	319.00	592.39	540.07	24.90	543.61	25.29	577.04	29.06	514.64	22.10	553.83	26.41	466.87	16.85	516.37	22.30	527.34	23.52
		2do	K29	SLB3 25_3	238.20	457.15	360.96	18.00	362.74	18.34	382.05	21.73	369.96	19.21	382.48	20.98	327.32	13.21	360.26	17.91	365.80	18.62	
	A	6-7	1er	K28	SLB3 25_5	319.00	592.39	540.08	24.90	534.22	24.26	568.26	28.00	512.40	21.85	549.06	25.92	459.03	15.98	514.10	22.09	518.92	22.60
		2do	K27	SLB2 20_5	218.40	395.71	329.40	19.65	337.81	21.04	353.07	24.50	336.68	20.77	348.23	22.88	304.68	15.32	328.80	19.47	336.54	20.79	
	A	4-5	3er	K36	SLB2 10_5	112.20	182.26	136.63	17.24	134.73	16.12	138.32	18.37	137.51	17.83	137.98	18.15	131.39	13.74	135.78	16.70	135.61	16.58
		3er	K34	SLB2 10_5	112.20	182.26	136.97	17.47	135.60	16.69	139.24	18.99	137.77	18.00	138.45	18.46	131.18	13.59	136.14	16.94	136.22	16.97	
	B	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	279.60	526.49	446.52	21.36	477.06	25.14	495.25	27.46	448.64	21.42	484.11	25.80	411.77	16.88	449.11	21.48	469.78	24.04
		2do	K26	SLB2 20_4	188.30	348.53	287.90	19.57	292.74	20.39	306.00	23.34	299.33	21.52	311.65	23.85	265.06	15.07	292.53	20.32	298.30	21.35	
	C	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	279.60	526.49	432.58	19.56	463.30	23.23	470.55	24.29	448.84	21.45	480.75	25.39	422.16	18.16	456.10	22.35	466.35	23.63
		2do	K39	SLB2 20_3	156.90	298.30	239.07	18.41	248.05	20.28	253.40	21.57	255.72	21.97	265.66	24.08	231.13	16.63	249.15	20.52	256.17	22.03	
	C	6-7	1er	K41	SLB3 25_3	238.20	457.15	370.06	19.36	399.80	23.43	406.45	24.37	385.39	21.39	412.70	25.26	362.22	18.12	391.59	22.27	402.05	23.76
		2do	K37	SLB2 20_4	188.30	348.53	294.80	20.67	298.25	21.32	308.62	23.85	306.74	24.02	325.10	26.38	287.14	19.26	304.77	22.55	312.14	23.97	
	D	3-4	3er	K40	SLB2 15_3	126.10	240.45	174.86	13.68	180.62	15.23	183.63	16.03	187.57	17.42	191.73	18.49	170.96	12.64	186.44	16.79	186.08	16.70
		3er	K38	SLB2 15_3	126.10	240.45	178.84	14.99	184.78	16.34	187.82	17.29	192.95	18.67	197.08	19.84	176.26	14.05	190.71	17.92	191.50	18.18	
	D	4-5	1er	K32	SLB3 25_4	279.60	526.49	424.40	18.44	461.89	23.06	467.46	22.73	448.84	21.56	480.47	25.35	435.35	19.79	465.36	23.49	472.11	24.35
		2do	K35	SLB2 20_3	156.90	298.30	234.89	17.43	246.41	19.99	253.44	21.44	253.35	22.06	265.02	23.95	237.52	18.00	252.48	21.29	258.52	22.54	
E	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	238.20	457.15	364.51	18.47	400.38	23.51	405.15	24.19	384.68	21.58	412.08	25.17	388.13	21.81	412.30	25.20	413.50	25.40	
	2do	K21	SLB2 20_4	188.30	348.53	273.88	16.73	293.09	20.35	306.73	22.92	303.48	22.42	317.01	24.86	289.62	19.73	309.68	23.51	313.06	24.16		
E	7-8	1er	K24	SLB3 25_3	238.20	457.15	366.37	18.79	402.91	23.87	406.92	24.44	386.60	21.69	413.57	25.38	388.02	21.80	415.27	25.62	414.23	25.50	
	2do	K23	SLB2 20_4	188.30	348.53	273.08	16.58	293.02	20.36	308.16	23.19	304.04	22.57	317.19	24.89	292.73	20.33	309.07	23.40	315.82	24.63		
E	5-6	3er	K33	SLB2 10_4	93.00	166.26	122.31	13.64	130.12	16.96	135.56	19.33	133.36	18.91	137.11	20.64	127.27	15.74	134.15	18.71	137.71	20.26	
	3er	K31	SLB2 10_4	93.00	166.26	122.09	13.56	129.45	16.67	135.57	19.33	133.03	18.73	136.54	20.42	127.43	15.82	133.63	18.49	137.75	20.28		
E	6-7	1er*	K44	SLB2 15_2	101.80	199.61	125.08	8.15	120.40	6.67	123.68	7.71	121.78	7.17	120.99	6.88	120.94	6.78	130.43	9.82	124.29	7.86	
	1er**	K43	SLB2 20_3	156.90	298.30	258.81	22.74	256.50	22.10	265.09	24.68	254.39	21.65	258.89	23.14	257.81	22.39	298.29	31.14	255.51	21.89		
8	B-C	1er	K3	SLB3 25_4	279.60	526.49	471.15	24.29	453.90	22.16	454.70	22.79	450.24	22.34	459.30	22.85	445.28	21.03	526.88	31.08	464.16	23.34	
		2do	K4	SLB3 25_4	279.60	526.49	471.81	24.36	455.05	22.30	455.07	22.86	451.15	22.44	460.26	22.95	445.84	21.09	528.12	31.23	464.75	23.41	
8	D-E	1er	K1	SLB2 20_4	188.30	348.53	273.37	16.63	274.73	16.99	291.49	20.86	271.75	16.32	276.75	17.27	282.69	18.42	320.65	25.61	280.26	17.96	
		2do	K2	SLB2 20_4	188.30	348.53	273.84	16.72	275.55	17.15	292.52	21.03	272.37	16.44	277.62	17.43	283.37	18.54	321.58	25.78	281.02	18.10	
4	D-E	1er	K5	SLB3 25_3	238.20	457.15	436.45	28.78	442.87	29.52	420.82	26.89	418.13	26.02	453.60	31.13	400.49	23.56	504.58	38.25	445.00	29.82	
		2do	K6	SLB3 25_3	238.20	457.15	436.91	28.84	443.52	29.61	421.45	26.96	418.59	26.09	454.26	31.22	400.88	23.62	505.51	38.38	445.51	29.90	
3	A-B	1er	K7	SLB2 15_4	149.70	276.57	221.29	17.67	221.96	17.84	231.85	20.79	219.87	17.33	225.30	18.62	211.28	15.33	258.27	26.50	221.73	17.77	
		2do	K8	SLB2 15_4	149.70	276.57	221.67	17.76	222.11	17.89	232.26	20.88	220.21	17.41	225.64	18.70	211.95	15.50	258.72	26.58	222.09	17.86	
1	B-C	1er	K14	SLB3 25_3	238.20	457.15	447.81	30.33	455.97	31.51	432.12	28.00	427.69	27.52	465.16	33.49	409.82	24.85	540.58	43.34	458.30	31.74	
		2do	K11	SLB2 15_4	149.70	276.57	223.19	18.12	224.68	18.56	229.89	20.80	221.72	18.03	228.06	19.67	217.19	16.69	261.59	27.25	224.89	18.55	
1	B-C	1er	K13	SLB3 25_3	238.20	457.15	447.32	30.25	455.59	31.45	431.49	27.91	427.19	27.45	464.58	33.40	409.20	24.77	540.14	43.28	457.88	31.68	
		2do	K9	SLB2 15_4	149.70	276.57	225.24	18.61	222.72	18.01	231.02	20.92	221.55	17.79	226.21	19.25	217.99	16.93	261.38	27.22	225.64	18.70	
1	C-D	1er	K19	SLB3 25_2	194.80	383.50	383.63	34.51	391.65	33.96	370.45	30.65	375.62	31.24	405.91	36.38	379.08	31.83	505.52	53.31	401.14	35.57	
		2do	K20	SLB2 20_5	218.40	395.71	413.76	34.16	411.83	33.59	390.72	30.29	395.88	30.87	425.90	35.99	398.32	31.45	524.80	52.91	421.22	35.19	
1	C-D	1er	K17	SLB2 10_4	93.00	166.26	143.27	22.86	140.58	21.51	142.71	22.44	142.69	22.56	145.19	23.67	140.34	21.41	165.95	32.66	143.78	22.91	
		2do	K18	SLB2 10_4	93.00	166.26	143.03	22.75	140.30	21.39	142.50	22.35	142.45	22.46	144.95	23.57	140.18	21.34	165.61	32.41	143.54	22.80	
1	C-D	1er	K15	SLB2 10_3	81.10	148.63	127.42	22.39	124.68	20.97	126.81	21.95	126.68	22.02	129.06	23.15	124.86	21.05	148.23	31.89	127.87	22.45	
		2do	K16	SLB2 10_3	81.10	148.63	127.41	22.38	124.65	20.95	126.81	21.96	126.64	22.01	129.05	23.15	124.88	21.06	148.22	31.89	127.86	22.44	

**Tabla 43**

*Control de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) - Primer ADNL*

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_ICA_07		TH_MOQ_01		TH_PRQ_66		TH_PRQ_70		TH_PRQ_74		TH_TAC_05		TH_TAC_10		TH_TAC_14		
UBICACIÓN		LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	
DIRECCIÓN XX	A	3-4	1er K30	SLB3 25.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		2do K29	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	6-7	1er K28	SLB3 25.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do K27	SLB2 20.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	3er K36	SLB2 10.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		3er K34	SLB2 10.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	B	1-2	1er K25	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do K26	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	C	4-5	1er K42	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do K39	SLB2 20.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	6-7	1er K41	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do K37	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3-4	3er K40	SLB2 15.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		3er K38	SLB2 15.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	D	4-5	1er K32	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2-3	2do K35	SLB2 20.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
E	4-5	1er K22	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	2do K21	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
7-8	1er K24	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	2do K23	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
5-6	3er K33	SLB2 10.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	6-7	3er K31	SLB2 10.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
DIRECCIÓN YY	B-C	1er*	K44	SLB2 15.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		1er**	K43	SLB2 20.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	8	1er	K3	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			K4	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	D-E	2do	K1	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			K2	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4	D-E	1er	K5	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
				K6	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	A-B	1er	K7	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			K8	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3	B-C	1er	K9	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
				K10	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	1	B-C	1er	K19	SLB3 25.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
				K20	SLB2 20.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	C-D	2do	K17	SLB2 10.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			K18	SLB2 10.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
1	C-D	2do	K15	SLB2 10.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			K16	SLB2 10.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

De acuerdo a la Tabla 43, el símbolo  $\Delta$  indica que el desplazamiento ha superado los 30mm, pero ello no define finalmente que el dispositivo haya alcanzado la rotura. En los casos en que la fuerza actuante superó la Fuerza Última, se marcó con X dado que es un indicativo que el mismo ha alcanzado la falla para el registro sísmico de análisis. Asimismo, se ha resaltado los disipadores que se ven comprometidos por la demanda

sísmica de análisis. Sin embargo para validar si el mismo debe ser sustituido, debía verificarse con el valor promedio como lo dispone Bozzo et. al (2020).

**Tabla 44**

*Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos tras el primer ADNL*

	LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Du	Fmáx prom.	Dmáx prom.	Verificación	
			(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	Fuerza	Desplaz.
PRIMER NIVEL	K43	SLB2 20_3	156.9	298.3	30	263.16	23.72	✓	✓
	K3	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	465.70	23.73	✓	✓
	K4	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	466.51	23.83	✓	✓
	K5	SLB3 25_3	238.2	457.15	30	440.24	29.25	✓	✓
	K6	SLB3 25_3	238.2	457.15	30	440.83	29.33	✓	✓
	K14	SLB3 25_3	238.2	457.15	30	454.68	31.35	✓	⚠
	K12	SLB3 25_3	238.2	457.15	30	454.16	31.27	✓	⚠
	K13	SLB3 25_3	238.2	457.15	30	454.22	31.28	✓	⚠
	K19	SLB3 25_2	194.8	383.5	30	402.88	35.93	⚠	⚠
	K20	SLB2 20_5	218.4	395.71	30	422.93	35.55	⚠	⚠
	K17	SLB2 10_4	93	166.26	30	145.56	23.74	✓	✓
	K18	SLB2 10_4	93	166.26	30	145.32	23.63	✓	✓
	K15	SLB2 10_3	81.1	148.63	30	129.45	23.23	✓	✓
	K16	SLB2 10_3	81.1	148.63	30	129.44	23.23	✓	✓

La Tabla 44 deja notar que solo dos disipadores deberían ser cambiados pues se presume que fallarían ante el sismo de diseño [K19, K20]; 3 SLB están cerca a la rotura [K12, K13, K14] excediendo el desplazamiento máximo; y dos dispositivos a punto de superar dicho valor [K5, K6]. En razón de ello se optó por reformular las dimensiones de los mismos de acuerdo a la Tabla 45:

**Tabla 45**

*Reformulación de Disipadores SLB tras el primer ADNL*

LINK	DISEÑO PRELIMINAR	PRIMERA REFORMULACIÓN
K5	SLB3 25_3	SLB3 25_4
K6	SLB3 25_3	SLB3 25_4
K14	SLB3 25_3	SLB3 25_4
K12	SLB3 25_3	SLB3 25_4
K13	SLB3 25_3	SLB3 25_4
K19	SLB3 25_2	SLB3 25_4
K20	SLB2 20_5	SLB3 25_4

A continuación, se presentan los resultados del segundo ADNL según los lineamientos ya descritos:

**Tabla 46**

*Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) - Segundo ADNL*

		INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_ICA_07		TH_MOQ_01		TH_PRQ_66		TH_PRQ_70		TH_PRQ_74		TH_TAC_05		TH_TAC_10		TH_TAC_14			
UBICACIÓN	LINK (Único Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx			
EJE TRAMO	NIVEL		(KN)	(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)			
DIRECCIÓN XX	A	3-4	1er	K30	SLB3 25 5	319.00	592.39	528.95	23.68	547.62	25.73	565.40	27.98	511.83	21.79	550.67	26.07	467.36	16.93	505.66	21.11	534.00	24.23
		2do	K29	SLB3 25 3	238.20	457.15	359.25	17.75	361.66	18.23	376.09	20.68	369.83	19.19	380.16	20.78	324.33	12.76	357.81	17.49	366.24	18.71	
		6-7	1er	K28	SLB3 25 5	319.00	592.39	528.68	23.76	537.62	24.63	566.59	26.81	509.83	21.57	546.39	25.59	459.59	16.04	503.81	20.94	524.97	23.24
	B	4-5	3er	K27	SLB2 20 5	218.40	395.71	328.03	19.39	337.33	21.00	348.08	23.47	336.13	20.71	345.27	22.68	301.55	14.79	326.87	19.14	337.26	20.91
		5-6	3er	K34	SLB2 10 5	112.20	182.26	136.44	17.14	135.65	16.71	137.25	17.66	137.40	17.76	137.80	18.02	131.23	13.68	135.65	16.59	135.94	16.82
		1-2	1er	K25	SLB3 25 4	279.60	526.49	441.83	20.61	479.86	25.47	494.04	27.03	446.88	21.21	481.36	25.46	415.38	17.35	448.62	21.42	472.61	24.40
	C	4-5	1er	K26	SLB2 20 4	188.30	348.53	287.93	19.38	292.91	20.45	305.06	22.79	299.19	21.50	310.47	23.83	264.71	15.02	291.11	19.97	298.82	21.47
		2do	K42	SLB3 25 4	279.60	526.49	432.53	19.56	463.86	23.30	471.86	24.35	448.24	21.38	480.62	25.37	421.31	18.10	455.94	22.35	465.95	23.58	
		6-7	1er	K39	SLB2 20 3	156.90	298.30	239.35	18.50	248.56	20.39	253.94	21.72	255.35	21.93	265.76	24.10	230.70	16.58	249.77	20.67	256.16	22.02
	D	3-4	3er	K41	SLB3 25 3	238.20	457.15	370.10	19.36	400.52	23.53	407.11	24.47	384.82	21.31	412.62	25.25	361.36	18.04	391.84	22.32	401.81	23.72
		5-6	3er	K37	SLB2 20 4	188.30	348.53	295.13	20.73	298.49	21.37	309.00	23.93	306.76	24.00	325.01	26.36	284.86	18.86	305.06	22.62	311.88	23.91
		1-2	3er	K40	SLB2 15 3	126.10	240.45	174.76	13.65	181.00	15.32	184.12	16.16	187.55	17.40	191.80	19.52	169.68	12.35	186.68	16.87	186.15	16.71
E	4-5	1er	K38	SLB2 15 3	126.10	240.45	178.63	14.87	185.18	16.44	188.34	17.31	192.84	18.63	197.13	18.87	174.88	13.72	191.00	18.00	191.68	18.22	
	2-3	2do	K32	SLB3 25 4	279.60	526.49	426.93	18.75	458.87	22.86	461.74	23.12	449.12	21.61	481.22	25.50	434.36	19.66	466.32	23.61	468.23	23.85	
	4-5	2do	K35	SLB2 20 3	156.90	298.30	236.06	17.69	247.41	20.17	253.31	21.42	252.62	22.02	265.56	24.06	237.43	17.98	255.00	21.82	258.10	22.45	
DIRECCIÓN YY	8	4-5	1er	K21	SLB3 25 3	238.20	457.15	368.96	19.07	398.01	23.34	399.49	23.39	388.57	21.89	415.86	25.70	386.66	21.59	416.61	25.81	407.57	24.53
		7-8	2do	K24	SLB2 20 4	188.30	348.53	274.35	16.82	293.99	20.52	305.85	22.75	303.85	22.55	318.60	25.16	288.01	19.40	313.70	24.23	313.43	24.25
		5-6	3er	K33	SLB2 10 4	93.00	166.26	122.04	13.50	130.21	17.05	133.16	18.59	133.38	19.00	137.49	20.81	126.35	15.35	134.89	19.10	136.98	19.99
1	B-C	6-7	3er	K31	SLB2 10 4	93.00	166.26	121.84	13.43	129.64	16.75	133.36	18.64	133.05	18.81	136.90	20.58	126.54	15.44	134.29	18.83	137.13	20.01
		1er*	K44	SLB2 15 2	101.80	199.61	125.25	8.19	121.14	6.85	123.82	7.71	122.94	7.22	121.83	7.11	121.32	6.90	130.43	9.83	124.78	8.01	
		1er**	K43	SLB2 20 3	156.90	298.30	259.91	22.99	256.03	22.02	271.89	25.63	257.86	22.40	262.38	23.96	259.72	22.85	299.12	31.34	257.61	22.34	
	4	D-E	1er	K3	SLB3 25 4	279.60	526.49	472.65	24.56	453.26	22.15	465.90	23.55	454.43	23.01	465.04	23.60	448.25	21.38	527.63	31.20	466.95	23.72
			2do	K4	SLB3 25 4	279.60	526.49	473.56	24.65	454.42	22.28	466.33	23.63	455.35	23.10	466.01	23.70	448.74	21.44	528.87	31.35	467.58	23.79
			K1	SLB2 20 4	188.30	348.53	274.43	16.88	274.09	16.82	296.67	21.92	275.45	17.02	280.58	17.99	285.66	19.00	321.49	25.75	281.37	18.14	
	3	A-B	1er	K2	SLB2 20 4	188.30	348.53	274.99	16.97	274.84	16.97	297.74	22.09	276.09	17.14	281.46	18.16	286.39	19.13	322.41	25.92	282.12	18.28
			2do	K5	SLB3 25 4	279.60	526.49	487.85	26.29	487.98	26.38	477.59	25.44	466.37	23.75	508.93	28.86	453.12	21.99	554.98	34.55	497.09	27.41
			K6	SLB3 25 4	279.60	526.49	488.36	26.35	488.66	26.47	478.35	25.51	466.85	23.82	509.70	28.96	453.58	22.05	555.88	34.66	497.66	27.48	
	1	B-C	1er	K7	SLB2 15 4	149.70	276.57	220.25	17.50	220.62	17.51	238.22	21.87	219.19	17.89	226.08	18.93	211.91	15.46	260.26	26.96	220.15	17.40
			2do	K8	SLB2 15 4	149.70	276.57	220.61	17.59	220.75	17.54	238.64	21.96	219.45	17.97	226.38	19.01	212.53	15.62	260.52	27.03	220.48	17.49
			K11	SLB3 25 4	279.60	526.49	494.51	27.08	498.19	27.57	485.99	26.03	473.44	24.48	517.24	30.42	458.63	22.71	582.05	37.90	505.97	28.54	
1	C-D	1er	K12	SLB3 25 4	279.60	526.49	493.69	26.98	497.64	27.50	485.20	25.94	472.73	24.40	516.40	30.31	457.67	22.59	581.51	37.82	505.30	28.46	
		2do	K9	SLB2 15 4	149.70	276.57	222.94	18.12	220.35	17.52	236.67	21.98	224.08	18.33	227.56	19.16	217.90	16.87	262.59	27.49	223.26	18.14	
		K10	SLB2 15 4	149.70	276.57	222.93	18.09	220.29	17.51	236.62	21.99	223.96	18.30	227.55	19.16	217.91	16.87	262.51	27.47	223.18	18.12		
1	B-C	1er	K19	SLB3 25 4	279.60	526.49	499.31	27.92	494.08	27.09	483.77	25.76	479.60	25.24	519.74	30.20	483.07	25.67	625.08	43.20	511.89	29.24	
		2do	K20	SLB3 25 4	279.60	526.49	498.37	27.81	493.26	26.99	482.89	25.65	478.74	25.14	518.74	30.07	482.20	25.57	623.67	43.05	510.94	29.13	
		K17	SLB2 10 4	93.00	166.26	141.09	21.74	138.06	20.48	145.37	23.60	141.87	22.07	143.63	22.84	139.45	21.02	164.23	31.86	141.22	21.79		
1	C-D	1er	K18	SLB2 10 4	93.00	166.26	140.87	21.64	137.77	20.36	145.15	23.50	141.62	21.97	143.39	22.74	139.28	20.95	163.90	31.71	140.97	21.68	
		2do	K15	SLB2 10 3	81.10	148.63	125.38	21.29	122.28	19.93	129.23	23.08	125.88	21.53	127.58	22.31	123.97	20.64	146.63	31.17	125.47	21.33	
		K16	SLB2 10 3	81.10	148.63	125.36	21.28	122.24	19.91	129.23	23.08	125.84	21.51	127.57	22.31	123.97	20.64	146.62	31.16	125.44	21.32		

**Tabla 47**

Control de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) - Segundo ADNL

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_ICA_07	TH_MOQ_01	TH_PRQ_66	TH_PRQ_70	TH_PRQ_74	TH_TAC_05	TH_TAC_10	TH_TAC_14	
UBICACIÓN	LINK (Únque Name)	DISIPADOR	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)
EJE	TRAMO	NIVEL	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)
DIRECCIÓN XX	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K29	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	6-7	1er	K28	SLB3 25_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K27	SLB2 20_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	3er	K36	SLB2 10_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		3er	K34	SLB2 10_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K26	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K39	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	6-7	1er	K41	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K37	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3-4	3er	K40	SLB2 15_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		3er	K38	SLB2 15_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	1er	K32	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K35	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K21	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	7-8	1er	K24	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K23	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
5-6	3er	K33	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	3er	K31	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
DIRECCIÓN YY	6-7	1er*	K44	SLB2 15_2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		1er**	K43	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	8	1er	K3	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
		1er	K4	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
	2do	K1	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		K2	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4	1er	K5	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
		2do	K6	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
	3	1er	K7	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K8	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	A-B	1er	K14	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
		2do	K11	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	B-C	1er	K12	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
		2do	K13	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
	1	1er	K9	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K10	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	B-C	1er	K19	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
		2do	K20	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	X	△
	C-D	1er	K17	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K18	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	2do	K15	SLB2 10_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		K16	SLB2 10_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	

**Tabla 48**

Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos tras Segundo ADNL

	LINK (Únque Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Du	Fmáx prom.	Dmáx prom.	Verificación	
			(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	Fuerza	Desplaz.
PRIMER NIVEL	K43	SLB2 20_3	156.9	298.3	30	265.57	24.19	✓	✓
	K3	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	469.26	24.15	✓	✓
	K4	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	470.11	24.24	✓	✓
	K5	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	491.74	26.83	✓	✓
	K6	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	492.38	26.91	✓	✓
	K14	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	502.00	28.09	✓	✓
	K12	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	501.27	28.00	✓	✓
	K13	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	501.38	28.01	✓	✓
	K19	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	512.07	29.29	✓	✓
	K20	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	511.13	29.18	✓	✓
	K17	SLB2 10_4	93	166.26	30	144.37	23.17	✓	✓
	K18	SLB2 10_4	93	166.26	30	144.12	23.07	✓	✓
	K15	SLB2 10_3	81.1	148.63	30	128.30	22.66	✓	✓
K16	SLB2 10_3	81.1	148.63	30	128.28	22.65	✓	✓	

Los resultados de la Tabla 48 indican que no es necesario sustituir ningún elemento, y que el diseño iterativo con el ADNL ha culminado satisfactoriamente. Se visualiza que el registro TH\_TAC\_10 es el más crítico, tal como se ha visado en la Tabla 43; en razón de ello, y con el fin lograr pasar dicha verificación para todos los registros de análisis, independientemente uno del otro, se ha efectuado una última reformulación. En las siguientes tablas se presentan el Control de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB), tras este tercer ADNL

**Tabla 49**

*Reformulación de Disipadores SLB tras Segundo ADNL*

LINK	PRIMERA REFORMULACIÓN	SEGUNDA REFORMULACIÓN
K43	SLB2 20_3	SLB2 20_4
K3	SLB3 25_4	SLB3 25_5
K4	SLB3 25_4	SLB3 25_5
K5	SLB3 25_4	SLB3 25_6
K6	SLB3 25_4	SLB3 25_6
K14	SLB3 25_4	SLB3 25_7
K12	SLB3 25_4	SLB3 25_7
K13	SLB3 25_4	SLB3 25_7
K19	SLB3 25_4	SLB3 25_8
K20	SLB3 25_4	SLB3 25_8
K17	SLB2 10_4	SLB2 15_2
K18	SLB2 10_4	SLB2 15_2
K15	SLB2 10_3	SLB2 15_2
K16	SLB2 10_3	SLB2 15_2

**Tabla 50**

*Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) - Tercer ADN*

		INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_ICA_07		TH_MOQ_01		TH_PRQ_66		TH_PRQ_70		TH_PRQ_74		TH_TAC_05		TH_TAC_10		TH_TAC_14					
UBICACIÓN	LINK (Único Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx			
EJE	TRAMO	NIVEL	(KN)	(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)			
DIRECCIÓN XX	A	3-4	1er	K30	SLB3 25 5	319.00	592.39	508.53	21.45	550.56	26.09	561.08	27.21	507.51	21.32	548.54	25.83	473.96	17.63	506.07	21.16	544.21	25.36		
			2do	K29	SLB3 25 3	238.20	457.15	357.80	17.49	360.70	17.90	367.42	19.48	369.63	19.16	378.12	20.51	324.10	12.73	360.21	17.83	366.72	18.75		
		6-7	1er	K28	SLB3 25 5	319.00	592.39	509.17	21.58	539.40	24.83	544.51	25.88	505.64	21.12	544.15	25.35	464.20	16.55	500.54	20.55	534.12	24.25		
			2do	K27	SLB2 20 5	218.40	395.71	327.00	19.12	335.28	20.76	340.50	21.95	335.69	20.67	344.06	22.41	298.02	14.23	328.83	19.44	337.69	20.95		
		4-5	3er	K36	SLB2 10 5	112.20	182.26	134.24	16.04	134.51	16.00	135.55	16.52	136.93	17.44	137.58	17.88	130.85	13.46	136.11	16.94	136.60	17.22		
			5-6	3er	K34	SLB2 10 5	112.20	182.26	134.59	16.33	135.51	16.66	136.15	16.92	137.20	17.63	138.11	18.23	130.57	13.27	136.53	17.21	137.21	17.63	
	B	1-2	1er	K25	SLB3 25 4	279.60	526.49	435.77	19.84	482.59	25.80	491.09	26.66	445.76	21.07	480.87	25.40	421.93	18.13	450.65	21.68	477.74	25.06		
			2do	K26	SLB2 20 4	188.30	348.53	287.12	19.35	294.44	20.60	305.32	22.65	298.40	21.35	309.17	23.78	262.93	14.66	293.28	20.38	300.15	21.68		
		4-5	1er	K42	SLB3 25 4	279.60	526.49	432.04	19.54	464.76	23.41	472.95	24.42	447.74	21.33	480.41	25.36	420.96	18.01	456.07	22.35	465.26	23.49		
			2do	K39	SLB2 20 3	156.90	298.30	239.10	18.46	249.21	20.53	254.51	21.80	254.83	21.91	265.85	24.12	229.85	16.36	250.58	20.85	255.99	21.99		
		C	6-7	1er	K41	SLB3 25 3	238.20	457.15	369.73	19.32	401.47	23.67	407.48	24.52	384.33	21.26	412.49	25.25	360.74	17.91	391.99	22.33	401.26	23.64	
				2do	K37	SLB2 20 4	188.30	348.53	294.55	20.62	298.84	21.43	309.61	24.06	306.88	23.96	324.93	26.35	281.81	18.26	306.04	22.81	311.60	23.85	
	D	4-5	3er	K40	SLB2 15 3	126.10	240.45	174.28	13.59	181.68	15.51	184.08	16.15	187.58	17.37	191.92	18.58	168.84	12.08	187.30	17.05	186.30	16.77		
			1er	K38	SLB2 15 3	126.10	240.45	177.84	14.62	185.93	16.64	188.34	17.29	192.63	18.55	197.30	19.94	173.36	13.28	191.75	18.20	192.17	18.37		
			2do	K35	SLB2 20 3	156.90	298.30	236.27	17.73	248.54	20.38	253.63	21.48	251.74	22.03	266.13	24.18	235.18	17.50	255.47	21.88	257.31	22.28		
	E	4-5	1er	K22	SLB3 25 3	238.20	457.15	371.14	19.38	391.65	22.35	395.32	23.38	390.69	22.24	414.77	25.74	384.68	21.29	409.00	24.77	395.62	22.84		
			2do	K21	SLB2 20 4	188.30	348.53	276.88	17.29	294.98	20.99	302.81	22.18	303.10	22.42	320.44	25.50	282.46	18.37	313.60	24.21	309.44	23.48		
		5-6	1er	K24	SLB3 25 3	238.20	457.15	373.58	19.72	395.48	22.87	398.97	23.70	391.84	22.31	417.38	25.95	383.95	21.19	411.86	25.14	397.46	23.14		
			2do	K23	SLB2 20 4	188.30	348.53	275.54	17.04	295.71	20.85	303.76	22.36	303.43	22.58	320.45	25.50	283.88	18.61	313.04	24.11	312.09	23.93		
		6-7	3er	K33	SLB2 10 4	93.00	166.26	122.76	13.75	130.49	17.30	132.26	18.04	133.80	19.25	138.05	20.99	124.17	14.39	135.40	19.26	135.99	19.51		
			1er	K31	SLB2 10 4	93.00	166.26	121.96	13.41	129.66	16.98	132.38	17.94	133.44	19.04	137.43	20.75	124.31	14.46	134.87	19.03	136.12	19.57		
	DIRECCIÓN YY	B	B-C	1er*	K44	SLB2 15 2	101.80	199.61	125.12	8.19	122.25	7.20	123.89	7.72	123.13	7.48	122.76	7.38	121.90	7.08	130.09	9.71	125.23	8.15	
				1er**	K43	SLB2 20 4	188.30	348.53	299.97	21.87	296.39	21.15	318.91	25.57	302.80	22.18	306.58	23.55	303.28	22.27	343.18	29.86	300.60	21.76	
			D-E	1er	K3	SLB3 25 5	319.00	592.39	527.94	23.71	507.80	21.35	526.76	23.43	515.97	22.81	524.62	23.45	502.77	20.79	584.48	29.79	520.96	22.80	
				2do	K4	SLB3 25 5	319.00	592.39	529.03	23.81	509.13	21.49	527.57	23.52	516.72	22.91	525.83	23.55	503.35	20.86	585.90	29.94	521.74	22.88	
			4	D-E	1er	K1	SLB2 20 4	188.30	348.53	278.70	17.65	281.73	18.21	305.94	23.53	281.74	18.21	284.18	18.67	291.46	20.05	323.11	26.01	287.12	19.22
					2do	K2	SLB2 20 4	188.30	348.53	279.28	17.74	282.35	18.32	307.08	23.71	282.41	18.34	285.07	18.84	292.29	20.20	324.02	26.18	287.99	19.39
		A-B		1er	K5	SLB3 25 6	357.10	655.63	568.38	21.84	568.04	21.91	573.74	22.32	545.98	19.95	603.80	25.32	542.90	19.22	647.42	29.70	580.51	23.02	
				2do	K6	SLB3 25 6	357.10	655.63	568.92	21.89	568.88	21.99	573.63	22.39	546.65	20.02	604.67	25.41	543.41	19.28	648.35	29.79	581.15	23.09	
		3	A-B	1er	K7	SLB2 15 4	149.70	276.57	224.70	18.48	221.20	17.70	246.15	23.58	224.44	18.42	227.62	19.17	221.25	17.72	264.73	28.00	219.05	17.14	
				2do	K8	SLB2 15 4	149.70	276.57	224.93	18.53	221.28	17.72	246.53	23.67	224.63	18.46	227.85	19.23	221.91	17.87	264.86	28.03	219.38	17.21	
B-C			1er	K14	SLB3 25 7	394.50	716.83	609.97	20.70	616.79	21.27	614.47	21.34	592.53	19.01	653.46	24.75	585.80	18.39	703.60	29.35	627.61	22.34		
			2do	K11	SLB2 15 4	149.70	276.57	222.22	18.01	222.05	17.85	245.04	23.32	222.26	18.34	229.68	19.66	216.32	16.49	264.57	27.96	216.80	16.60		
1			B-C	1er	K12	SLB3 25 7	394.50	716.83	609.11	20.62	616.28	21.22	613.86	21.28	591.69	18.93	652.55	24.66	584.66	18.28	702.83	29.28	626.85	22.26	
				2do	K9	SLB2 15 4	149.70	276.57	226.00	18.80	220.75	17.59	245.11	23.33	225.08	18.57	227.93	19.25	219.54	17.25	265.79	28.25	219.72	17.29	
C-D		A-B	1er	K10	SLB2 15 4	149.70	276.57	226.03	18.81	220.88	17.58	245.12	23.33	225.06	18.56	227.98	19.26	219.56	17.26	265.81	28.26	219.75	17.30		
			2do	K19	SLB3 25 8	430.70	776.40	636.91	18.58	632.39	18.19	632.91	18.23	612.44	16.75	662.48	21.84	611.70	16.39	758.13	29.16	657.56	20.38		
		B-C	1er	K20	SLB3 25 8	430.70	776.40	635.57	18.46	631.14	18.08	631.52	18.12	611.11	16.64	660.91	21.71	610.45	16.29	756.44	29.01	656.15	20.26		
			2do	K17	SLB2 15 2	101.80	199.61	159.66	19.19	156.79	18.32	170.58	22.96	161.14	19.67	163.94	20.56	157.09	18.41	192.10	29.60	157.48	18.50		
		1	C-D	1er	K18	SLB2 15 2	101.80	199.61	159.37	19.10	156.40	18.19	170.27	22.86	160.78	19.55	163.56	20.44	156.86	18.33	191.64	29.45	157.17	18.40	
				2do	K15	SLB2 15 2	101.80	199.61	157.00	18.34	153.93	17.40	167.69	22.08	158.46	18.81	160.96	19.61	154.96	17.68	188.54	28.47	154.95	17.70	

**Tabla 51**

*Control de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) - Tercer ADNL*

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_ICA_07		TH_MOQ_01		TH_PRQ_66		TH_PRQ_70		TH_PRQ_74		TH_TAC_05		TH_TAC_10		TH_TAC_14			
UBICACIÓN		LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)		
EJE	TRAMO	NIVEL																			
DIRECCIÓN XX	A	3-4	1er	K30	SLB3 25.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
			2do	K29	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		6-7	1er	K28	SLB3 25.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K27	SLB2 20.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		5-6	3er	K36	SLB2 10.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			3er	K34	SLB2 10.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	1er			K25	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	B	1-2	2do	K26	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			1er	K42	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		4-5	2do	K39	SLB2 20.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			1er	K41	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		6-7	2do	K37	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			3er	K40	SLB2 15.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	D	4-5	3er	K38	SLB2 15.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			1er	K32	SLB3 25.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
2-3		2do	K35	SLB2 20.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		1er	K22	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
E	4-5	2do	K21	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
		1er	K24	SLB3 25.3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	7-8	2do	K23	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		3er	K33	SLB2 10.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	6-7	3er	K31	SLB2 10.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		1er*	K44	SLB2 15.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
DIRECCIÓN YY	8	B-C	1er**	K43	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
			1er	K3	SLB3 25.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		D-E	1er	K4	SLB3 25.5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			2do	K1	SLB2 20.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		4	D-E	1er	K5	SLB3 25.6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
				2do	K6	SLB3 25.6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	A-B		1er	K7	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			2do	K8	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	3	A-B	1er	K14	SLB3 25.7	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			2do	K11	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		B-C	1er	K12	SLB3 25.7	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			2do	K13	SLB3 25.7	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		1	B-C	1er	K9	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
				2do	K10	SLB2 15.4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	1	B-C	1er	K19	SLB3 25.8	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
2do			K20	SLB3 25.8	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
C-D		1er	K17	SLB2 15.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
		2do	K18	SLB2 15.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
1	C-D	1er	K15	SLB2 15.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		
		2do	K16	SLB2 15.2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		

Se comprende entonces el diseño de este sistema de protección sísmica es netamente iterativo, y se ha logrado diseñarlos bajo la premisa que para ningún registro sísmico compatibilizado espectralmente algún dispositivo SLB llegue a la rotura, logrando disipar toda la energía posible bajo cualquier evento sísmico en particular.

Asimismo, como parte de los criterios de aceptación global se presentan las derivas y aceleraciones tras el diseño definitivo de los dispositivos SLB.

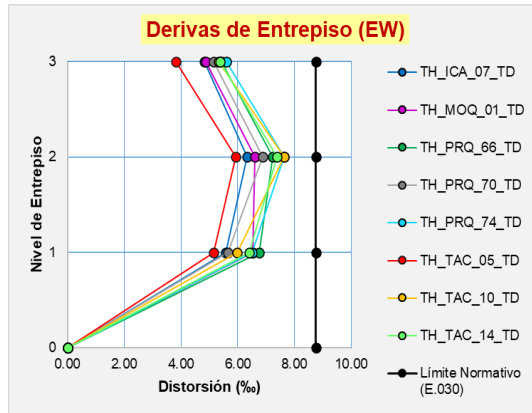
**Tabla 52**

*Resumen de Derivas Máximas obtenidas tras el Análisis Dinámico No Lineal (Final)*

PISO	TH_ICA_07_TD		TH_MOQ_01_TD		TH_PRQ_66_TD		TH_PRQ_70_TD		TH_PRQ_74_TD		TH_TAC_05_TD		TH_TAC_10_TD		TH_TAC_14_TD	
	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS	Máx. Drift. (‰)	NS
3	4.83	4.74	4.88	4.48	5.42	5.66	5.16	4.87	5.59	4.76	3.82	4.24	5.33	6.53	5.38	4.34
2	6.33	6.09	6.62	6.00	7.24	7.62	6.87	6.19	7.62	6.42	5.92	6.75	7.64	8.89	7.37	6.19
1	5.59	6.13	6.52	5.84	6.75	6.22	5.65	5.87	6.51	6.57	5.16	5.53	5.98	7.72	6.41	6.06

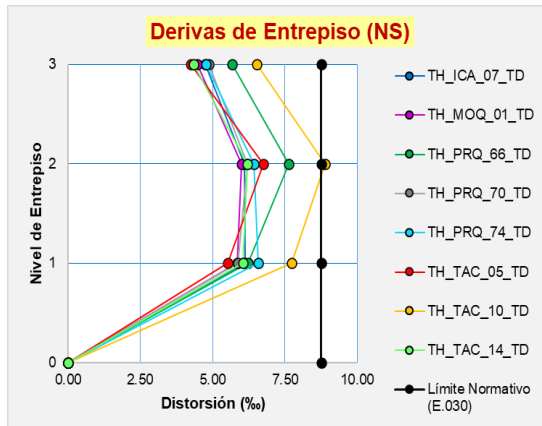
**Figura 122**

*Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño Final)*



**Figura 123**

*Máximas Derivas de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño Final)*



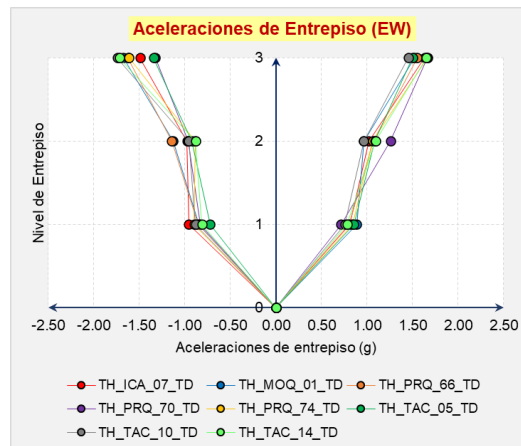
**Tabla 53**

*Verificación de Drift Máximo (Final)*

Nivel de Entrepiso	PROMEDIO (ADNL)		E.030 Distorsión Límite	Control de Deriva
	Máx. Drift. EW	Máx. Drift NS		
Nivel 3	5.05‰	4.95‰	8.75‰	Ok
Nivel 2	6.95‰	6.77‰	8.75‰	Ok
Nivel 1	6.07‰	6.24‰	8.75‰	Ok

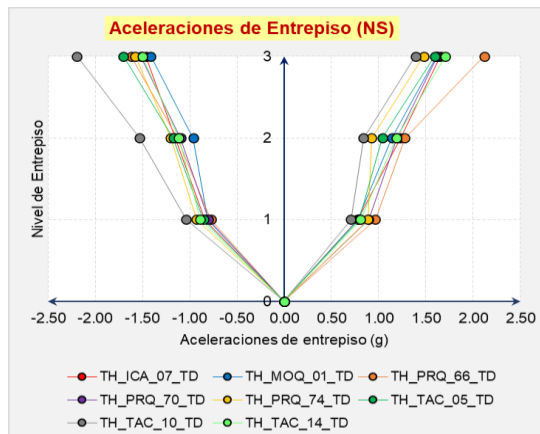
**Figura 124**

*Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes EW) (Diseño Final)*



**Figura 125**

*Máximas Aceleraciones de Entrepiso - ADNL (Componentes NS) (Diseño Final)*

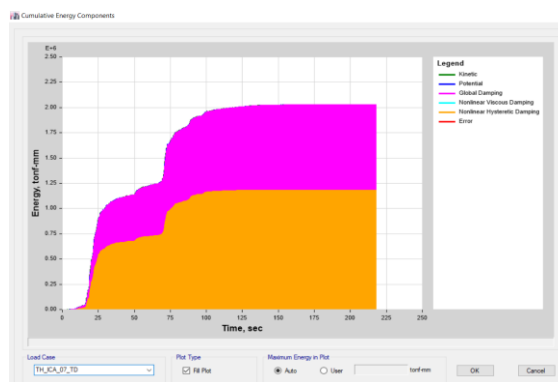


#### 3.11.4.3.4. Respuesta Energética Del Sistema.

Como es común en este tipo de estudios, resulta necesario mostrar la respuesta energética de la estructura reforzada con disipadores SLB sometida a los diferentes registros sísmicos. En síntesis, el porcentaje de energía que reciben los disipadores es notable, evitando que la estructura reciba todo el daño. Vale mencionar que la energía disipada se determina en base al área encerrada bajo la curva de histéresis para cada registro sísmico. De acuerdo a las figuras que siguen a continuación, la energía histerética disipada por todos los disipadores sísmicos SLB está representada por la línea naranja, y la rosada representa a la energía disipada por amortiguamiento intrínseco e histerético de la estructura.

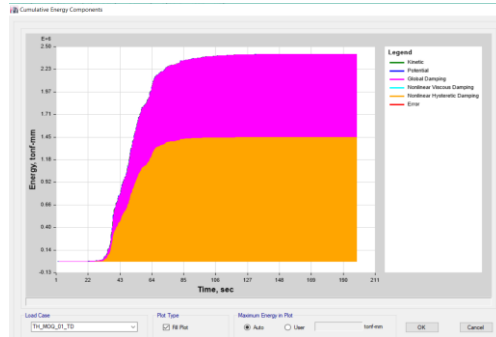
**Figura 126**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_ICA\_07\_TD)*



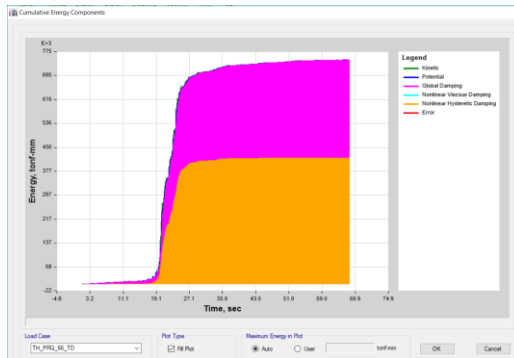
**Figura 127**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_MOQ\_01\_TD)*



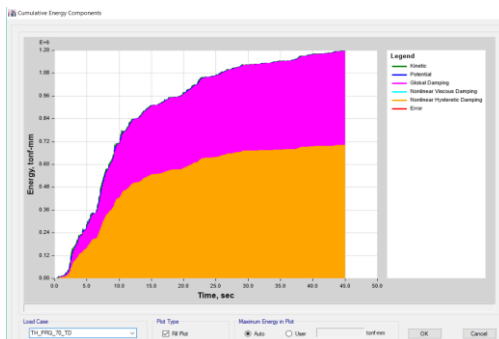
**Figura 128**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_PRQ\_66\_TD)*



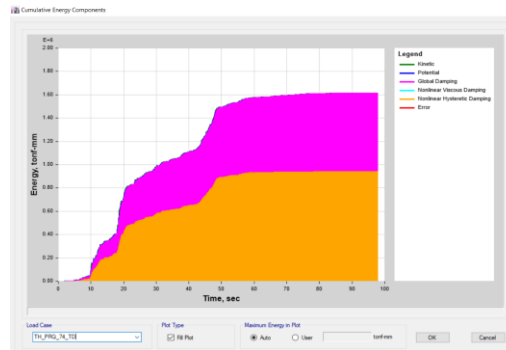
**Figura 129**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_PRQ\_70\_TD)*



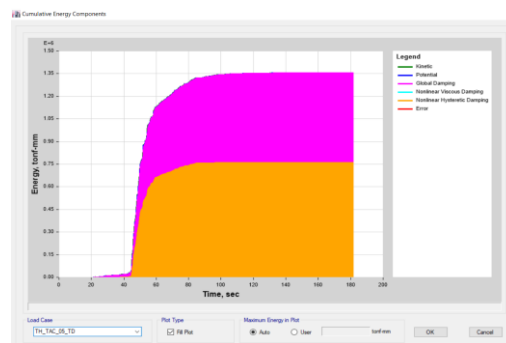
**Figura 130**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_PRQ\_74\_TD)*



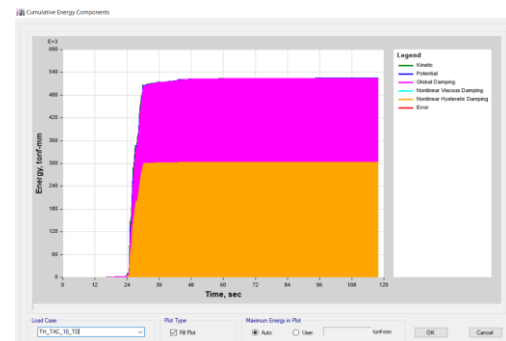
**Figura 131**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_TAC\_05\_TD)*



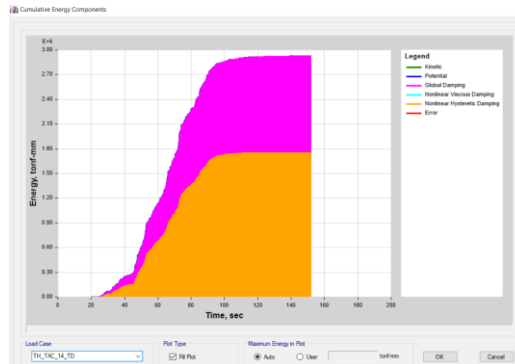
**Figura 132**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_TAC\_10\_TD)*



**Figura 133**

*Respuesta Energética del Sistema (TH\_TAC\_14\_TD)*



### **3.12. EVALUACIÓN DE DISIPADORES CON REGISTROS ADICIONALES**

#### **3.12.1. Uso De Registros Reales En El Sitio [Escalamiento De Amplitudes]**

Con el objetivo de evaluar el diseño de los disipadores SLB, se ha dispuesto en este apartado variar la acción sísmica utilizando registros reales recogidos en el sitio producto de criterio de selección y procesamiento llevado a cabo por Anampa (2016), empleando así el método de escalamiento de amplitudes descrito en la E.030.

Las señales a usarse son las capturadas por la estación TAC001 en los años 2005, 2010 y 2004, los cuales posee un PGA al menos superior que 0.07g, y cuyas formas espectrales presentan un buen acople respecto al objetivo indicado en la normativa. En este caso, el rango de periodos de análisis se limita a  $0.2T$  y  $1.5T$  donde  $T$  es el periodo fundamental (0.379s). Los factores de escala aplicados para cada par de componentes por registro se muestran en la Tabla 54, con ello se cumple que el SRSS promedio no

sea menor que la ordenada del espectro de diseño. Debe anotarse que este último no contempla la zona de pendiente positiva lineal de acuerdo a la E.030.

Se hizo uso del SeismoSignal para el tratamiento de las señales, así como para la obtención de los espectros de pseudoaceleraciones.

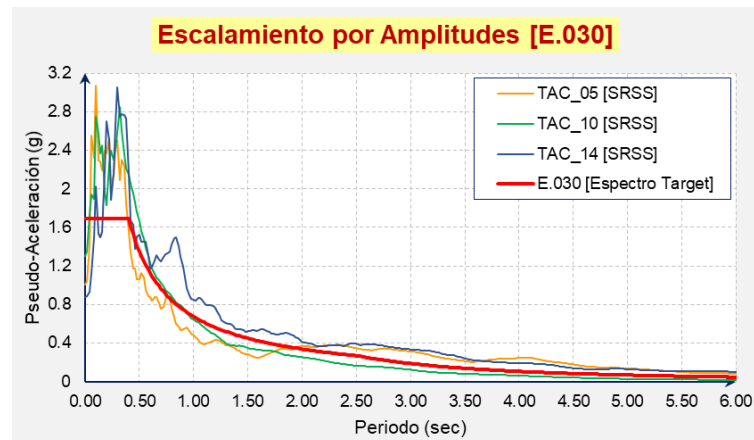
**Tabla 54**

*Factores para Escalamiento por Amplitud*

Registro Sísmico	Factor de Escala
TAC_05	7.8
TAC_10	5.7
TAC_14	8.75

**Figura 134**

*Procedimiento de Escalamiento por Amplitudes (SRSS)*

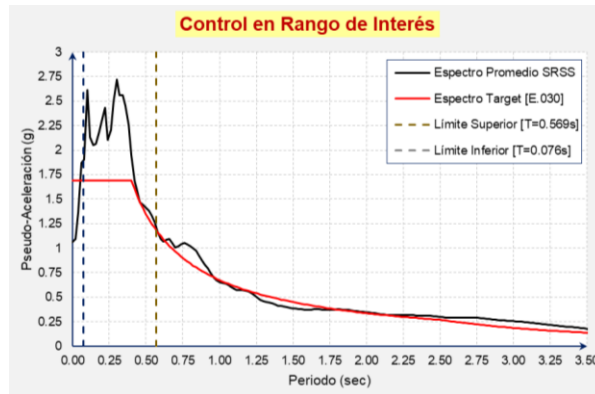


**Tabla 55***Verificación de Criterio de Escalamiento por Amplitudes*

Periodo (s)	Promedio	Objetivo	Chequeo
0	1.0618521	1.6875	Escalar!
0.02	1.0913012	1.6875	Escalar!
0.04	1.36086	1.6875	Escalar!
0.06	1.8729538	1.6875	Ok!
<b>0.08</b>	1.9032438	1.6875	Ok!
<b>0.1</b>	2.6119685	1.6875	Ok!
<b>0.12</b>	2.1317443	1.6875	Ok!
<b>0.14</b>	2.0509827	1.6875	Ok!
<b>0.16</b>	2.0631158	1.6875	Ok!
<b>0.18</b>	2.1865757	1.6875	Ok!
<b>0.2</b>	2.2986592	1.6875	Ok!
<b>0.22</b>	2.4312827	1.6875	Ok!
<b>0.24</b>	2.1036577	1.6875	Ok!
<b>0.26</b>	2.2039076	1.6875	Ok!
<b>0.28</b>	2.495881	1.6875	Ok!
<b>0.3</b>	2.7164543	1.6875	Ok!
<b>0.32</b>	2.5617322	1.6875	Ok!
<b>0.34</b>	2.5598957	1.6875	Ok!
<b>0.36</b>	2.4526767	1.6875	Ok!
<b>0.38</b>	2.2597653	1.6875	Ok!
<b>0.4</b>	1.9524333	1.6875	Ok!
<b>0.42</b>	1.6875939	1.6071429	Ok!
<b>0.44</b>	1.5823386	1.5340909	Ok!
<b>0.46</b>	1.4695424	1.4673913	Ok!
<b>0.48</b>	1.4419693	1.40625	Ok!
<b>0.5</b>	1.4152055	1.35	Ok!
<b>0.52</b>	1.380921	1.2980769	Ok!
<b>0.54</b>	1.3364241	1.25	Ok!
<b>0.56</b>	1.262256	1.2053571	Ok!
0.58	1.1648034	1.1637931	Ok!
0.6	1.092802	1.125	Escalar!
0.62	1.0691139	1.0887097	Escalar!
0.64	1.0852946	1.0546875	Ok!
0.66	1.0909096	1.0227273	Ok!
0.68	1.0442345	0.9926471	Ok!
0.7	1.0069374	0.9642857	Ok!

**Figura 135**

*Verificación de Criterio de Escalamiento por Amplitudes (Control de periodos)*



### **3.12.2. Uso De Registros Producto De Un Análisis De Peligrosidad Sísmica Y**

#### ***Respuesta de Sitio***

Siguiendo con la metodología planteada en este trabajo de tesis, finalmente, y con el fin de conocer el comportamiento más probable de un evento sísmico en la zona de estudio y de este modo estimar la demanda sísmica a la que podría estar cometida la estructura durante su vida útil, se pretende dar una visión global y resumida de los procedimientos que normalmente se utilizan para la evaluación de la peligrosidad sísmica, ya sea a nivel de escala regional (macrozonificación sísmica) y a nivel de escala local (microzonificación sísmica), entendiendo así los fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco hasta que alcanzan la zona de interés. En razón de ello a continuación se realiza un estudio de peligrosidad sísmica probabilística de donde se obtuvo un EPU para un suelo rocoso, para luego desarrollar

el análisis de respuesta del sitio usando un programa de respuesta del sitio apropiadamente validado como el DeepSoilv7.0 para predecir la intensidad del movimiento del terreno en la superficie del terreno.

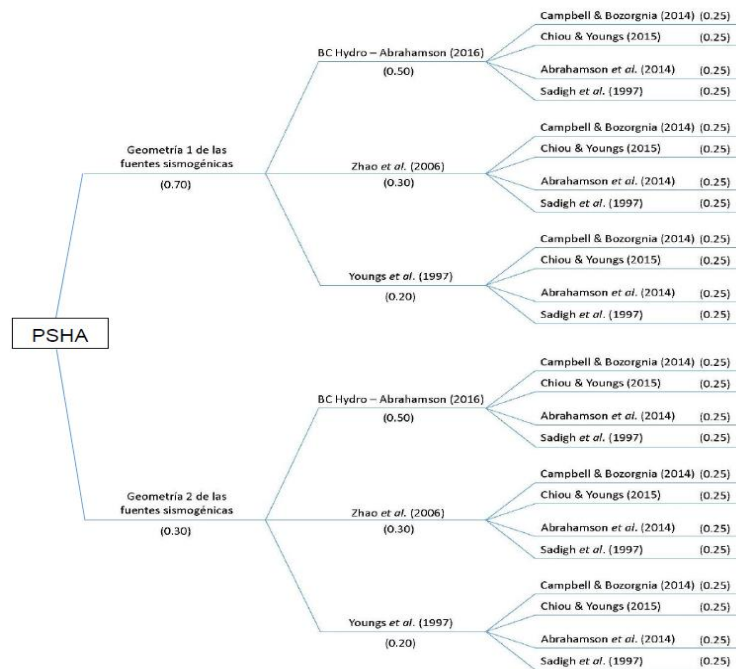
#### **3.12.2.1. Peligrosidad Sísmica.**

Si bien en cierto, en la norma E.030 se cuenta con un mapa de macrozonificación sísmica para identificar la máxima aceleración del suelo a nivel de roca (S1) para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición, el cual fue generado a partir del mapa de isoaceleraciones espectrales realizado por Tavera et al. (2014) y presentado por el Instituto Geofísico del Perú, hay que reconocer que Roncal (2017) ha evaluado el peligro sísmico probabilístico para el Perú a nivel de roca obteniéndose aceleraciones ligeramente superiores respecto a los de nuestra normativa, plasmando sus resultados en un aplicativo web de libre consulta (<http://www.sencico.gob.pe/investigacion/publicaciones.php?id=492>). Esta diferencia tiene sus razones fundamentalmente porque el primer estudio proviene de la caracterización de 33 fuentes sismogénicas con una única geometría de subducción propuesta en base un catálogo sísmico para el periodo 1960-2012, y se hace uso de los típicos modelos de atenuación de Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997); mientras que el segundo proviene de un análisis más refinado mediante el uso de la técnica de árbol de decisiones con el fin de aminorar las incertidumbres epistémicas asociadas a

la zonación sísmica y relaciones de atenuación, y es que Roncal (2017) al caracterizar 29 fuentes sismogénicas para el Perú producto de una data sísmica actualizada hasta el 2016, define que las geometrías de subducción de intraplaca sean diferenciadas mediante dos modelos debido a la incertidumbre referente a la profundidad focal y a la distancia más cercana al área de ruptura, asimismo emplea adicionalmente leyes de atenuación de estudios más recientes como los mostrados en la Figura 136.

**Figura 136**

*Árbol de decisiones*



*Fuente: Roncal (2017)*

Como dato adicional el análisis de recurrencia sísmica para la determinación de los parámetros sismológicos fue realizado considerando el modelo de Gutenberg y Richter (G-R) así como el ajuste de máxima verosimilitud cuyo uso representa mejor la muestra que el método de los mínimos cuadrados.

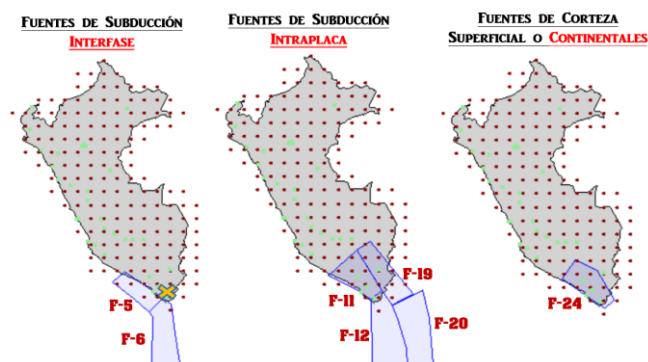
Por tanto, con el fin de reflejar la importancia de la selección de leyes de atenuación, a continuación, se realiza un análisis de peligrosidad sísmica probabilística de la Ciudad de Tacna empleando el programa de cómputo CRISIS, desarrollado y actualizado por Ordaz et al. (2015), con las siguientes consideraciones:

- Las fuentes sismogénicas y parámetros sismológicos incorporados son las presentadas por Roncal (2017).
- Se trabajó con 7 de las 29 fuentes sismogénicas por tratarse solo de la ciudad de Tacna, las cuales se emplazaron de acuerdo a sus coordenadas geográficas.
- Respecto a las leyes de atenuación para aceleraciones espectrales, se utilizó la propuesta de Youngs et al. (1997) para los sismos de subducción y la de Sadigh et al. (1997) para los sismos continentales.
- Para la obtención de resultados, se ha tomado en cuenta las dos geometrías, con un peso de 0.7 para la Geometría 1 y 0.30 para la Geometría 2.
- Este análisis se realizó para un perfil de suelo tipo roca (S1) de acuerdo a la E.030.

- Los periodos de retorno asignados corresponden a: 43, 72, 475, 975, y 2475 años, en correspondencia a una estructura con 50 años de vida útil.
- El enfoque probabilístico está basado en el Modelo de Poisson, el cual postula que no existe dependencia entre eventos respecto al tiempo.

**Figura 137**

*Fuentes Sismogénicas Empleadas*



**Tabla 56**

*Parámetros sismológicos utilizados*

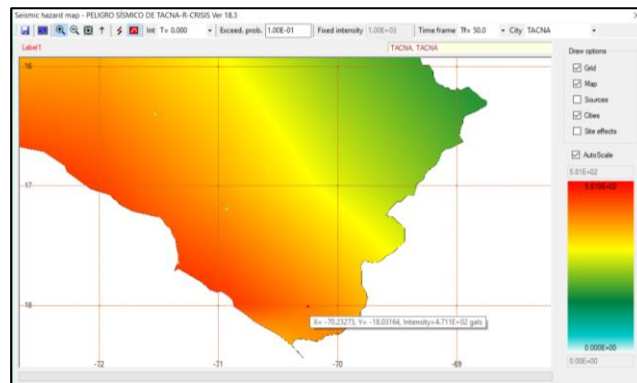
Fuente	Parámetros Sismológicos			
	M <sub>min</sub>	M <sub>máx</sub>	$\beta$	Tasa
F5	4.8	8.4	1.473	2.580
F6	4.5	8.4	1.344	3.530
F11	4.8	7.8	2.251	4.850
F12	4.8	7.6	2.580	19.000
F19	4.8	7.0	2.307	2.920
F20	4.5	7.7	2.352	11.700
F24	4.4	7.4	1.314	1.280

*Fuente: Roncal (2017)*

Tras el procesamiento de resultados se obtuvo el mapa de peligro sísmico de Tacna en donde se muestra la aceleración máxima esperada del suelo en roca, la curva de peligrosidad sísmica del lugar de estudio, y los espectros de peligro uniforme para el 5 por ciento de relación de amortiguamiento en distintos periodos de retorno.

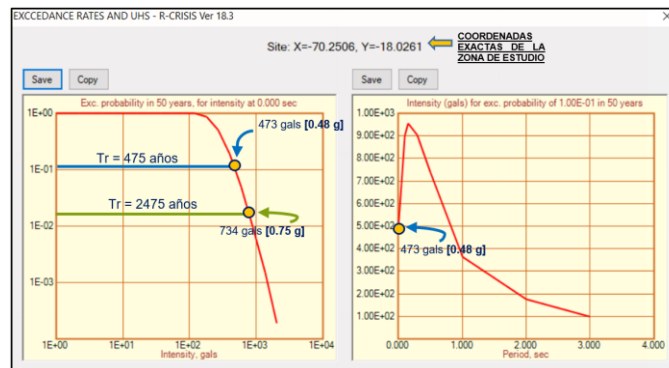
**Figura 138**

*Mapa de peligrosidad sísmica de Tacna obtenida en el programa R-CRISIS, para un periodo de retorno de 475 años.*



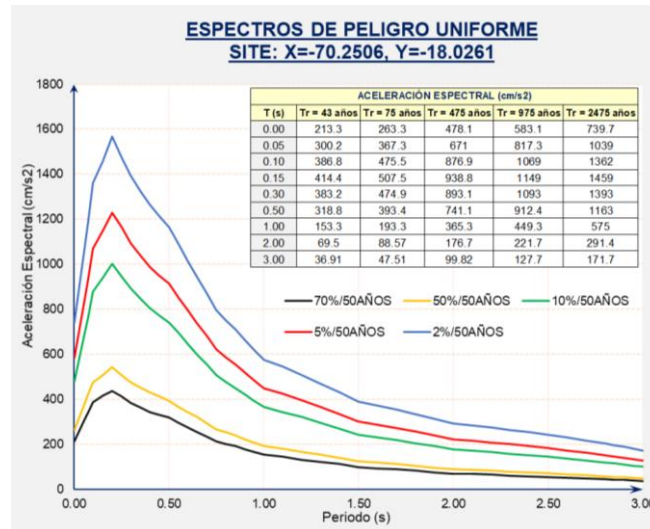
**Figura 139**

*Curvas de Peligrosidad Sísmica ( $T=0$ seg) y Espectro de Peligro Uniforme ( $Tr=475$ años)*



**Figura 140**

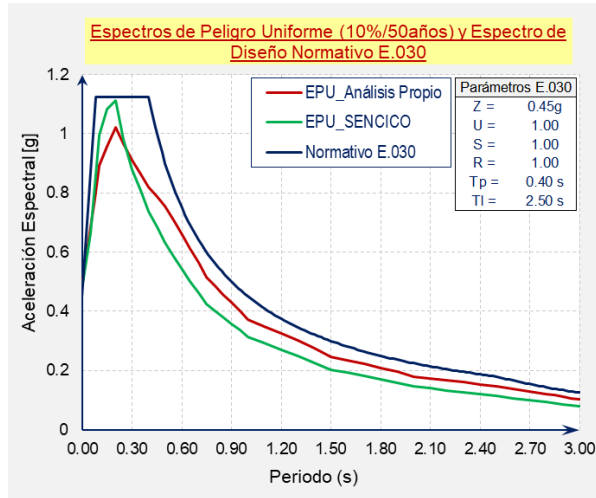
*Espectros de Peligro Uniforme para distintos Niveles de Amenaza Sísmica*



Se presenta entonces la comparación entre estos resultados y los recogidos de la aplicación web, junto al espectro de diseño normativo de la E.030, visualizando así que al usarse menos leyes de atenuación se subestiman de alguna manera las máximas aceleraciones esperadas:

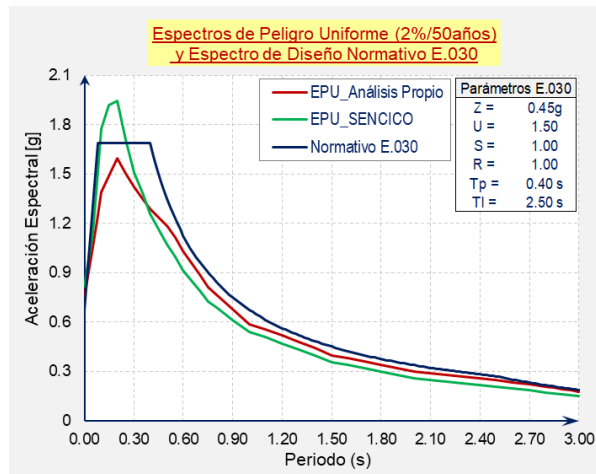
**Figura 141**

*Comparación Espectral para Sismo de 10%/50 años*



**Figura 142**

*Comparación Espectral para Sismo de 2%/50 años*



**Tabla 57***Resumen de Aceleraciones Espectrales (EPUs y E.030)*

T (s)	ACELERACIONES ESPECTRALES (g)					
	Tr = 475 años		U = 1	Tr = 2475 años		U = 1.5
	Análisis	SENCICO	E.030	Análisis	SENCICO	E.030
0.00	0.488	0.477	0.450	0.754	0.818	0.675
0.05	0.684	0.665	0.872	1.060	1.144	1.308
0.10	0.894	0.996	1.125	1.389	1.778	1.687
0.15	0.957	1.083	1.125	1.488	1.918	1.687
0.30	0.911	0.879	1.125	1.420	1.509	1.687
0.50	0.756	0.632	0.900	1.186	1.070	1.350
1.00	0.373	0.315	0.450	0.586	0.541	0.675
2.00	0.180	0.146	0.225	0.297	0.260	0.337
3.00	0.102	0.080	0.125	0.175	0.148	0.187

Realizada la comparación, se ha definido entonces como espectro objetivo al espectro de peligro uniforme (2%/50años) generado según las consideraciones de Roncal (2017). Es importante enfatizar que este análisis está referido de forma exclusiva a un suelo del tipo roca, cuya velocidad de ondas de corte oscilan entre 760 y 1520 según el IBC (Clase B, según el ASCE/SEI 7-16) de modo que los efectos de sitio no son considerados aún como parte de la respuesta, esto por las leyes de atenuación utilizadas.

En conveniencia, se buscaron grupos de registros sobre la base de datos del PEER que presenten de alguna manera una correlación adecuada con el respectivo espectro target, con velocidades de ondas de corte entre el intervalo en mención. A continuación se presentan los registros seleccionados:

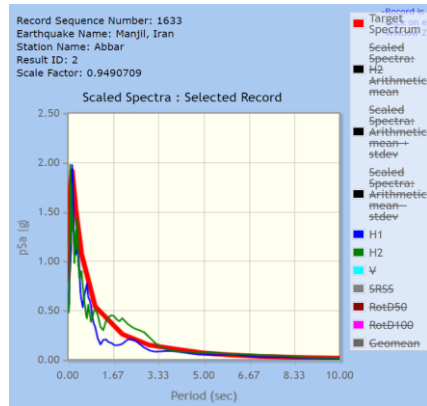
**Tabla 58**

*Información general de registros sísmicos seleccionados de la base de datos de PEER*

Record Sequence Number	Earthquake Name	YEAR	Station Name	Earthquake Magnitude	Magnitude Type	Hypocenter Latitude (deg)	Hypocenter Longitude (deg)	Hypocenter Depth (km)	Fault Rupture Width (km)	EpiD (km)	HypD (km)	Joyner-Boore Dist (km)	Preferred NEHRP Based on Vs30	Vs30 (m/s) selected for analysis	Nomenclatura
143	Tabas, Iran	1978	Tabas	7.35	Mw	33.215	57.323	5.75	35	55.24	55.54	1.79	B	766.77	RSN143_TABAS_TAB
763	Loma Prieta	1989	Gilroy - Gavilan Coll.	6.93	Mw	37.0407	-121.8829	17.48	18	28.98	33.84	9.19	C	729.65	RSN763_LOMAP_GIL
1078	Northridge-01	1994	Santa Susana Ground	6.69	Mw	34.2057	-118.5539	17.5	24	14.66	22.83	1.69	C	715.12	RSN1078_NORTHR_SSU
1633	Manjil, Iran	1990	Abbar	7.37	Mw	36.8358	49.3918	16	16	40.43	43.48	12.55	C	723.95	RSN1633_MANJIL_ABBAR

**Figura 143**

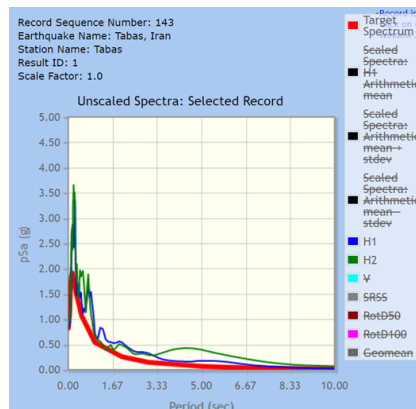
*Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=723.95\text{m/s}$ )*



*Fuente: PEER (2020)*

**Figura 144**

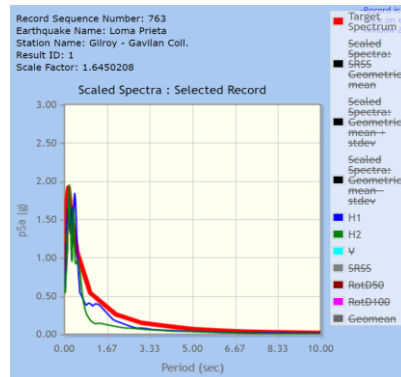
*Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=740.72\text{m/s}$ )*



*Fuente: PEER (2020)*

**Figura 145**

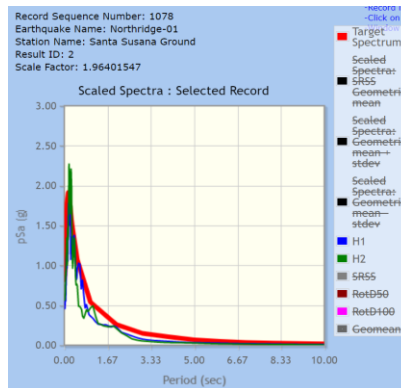
*Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=729.65\text{m/s}$ )*



*Fuente: PEER (2020)*

**Figura 146**

*Búsqueda y Selección de Registros de acuerdo al EPU ( $V_s=715.12\text{m/s}$ )*



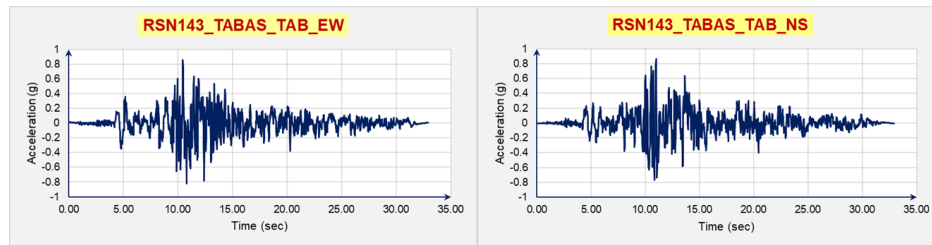
*Fuente: PEER (2020)*

Los dos primeros registros corresponden a eventos sísmicos severos en los cuales no es necesario usar un factor de escala como tal para alcanzar un buen acople espectral.

Para los dos últimos, como criterios de búsqueda se limitó el factor de escala a valores menores que 2.

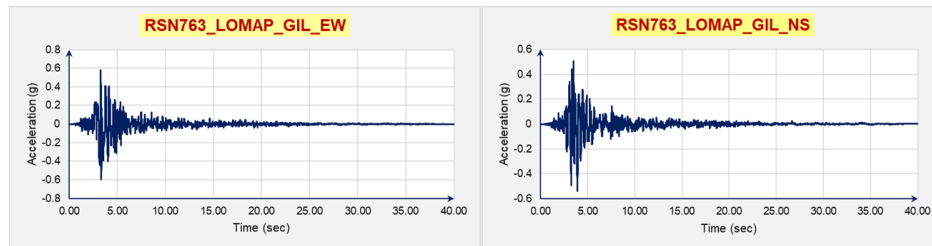
**Figura 147**

*Acelerograma descargado de la base de datos del PEER (RSN143\_TABAS\_TAB)*



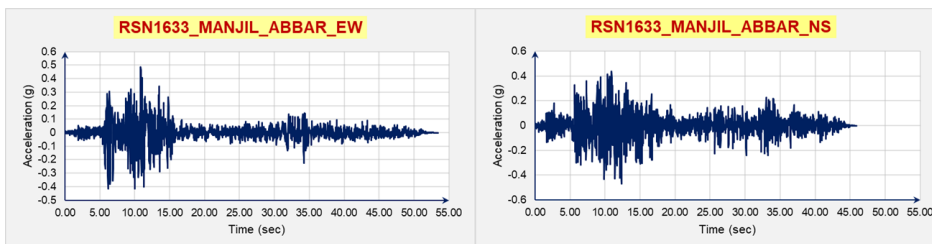
**Figura 148**

*Acelerograma descargado de la base de datos del PEER (RSN763\_LOMAP\_GIL)*



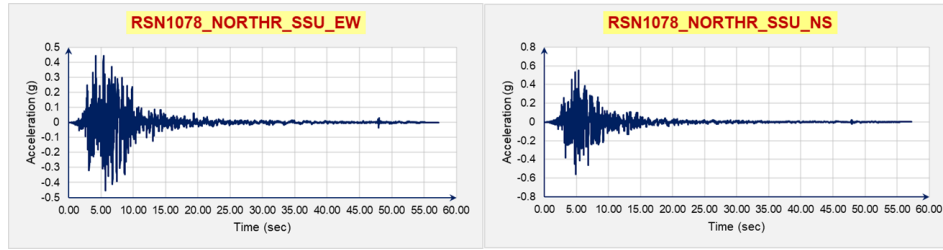
**Figura 149**

*Acelerograma descargado de la base de datos del PEER (RSN1633\_MANJIL\_ABBAR)*



**Figura 150**

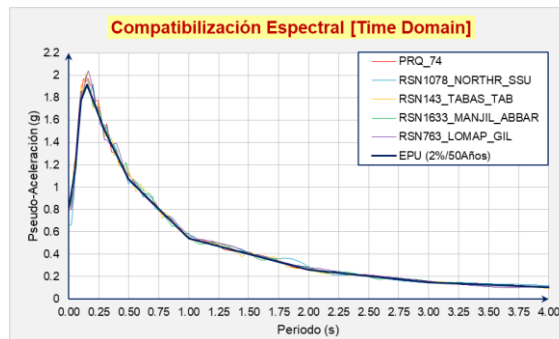
*Acelerograma descargado de la base de datos del PEER (RSN1078\_NORTHR\_SSU)*



Adicionalmente, se seleccionó la señal PRQ\_74 (Mw=8.1) para realizar un proceso de ajuste espectral hacia el EPU (2%/50 años), el cual una vez compatibilizado (ambas componentes horizontales), y junto a los registros anteriores (8 registros tiempo historia), fueron empleados para desarrollar el análisis de respuesta sísmica de sitio.

**Figura 151**

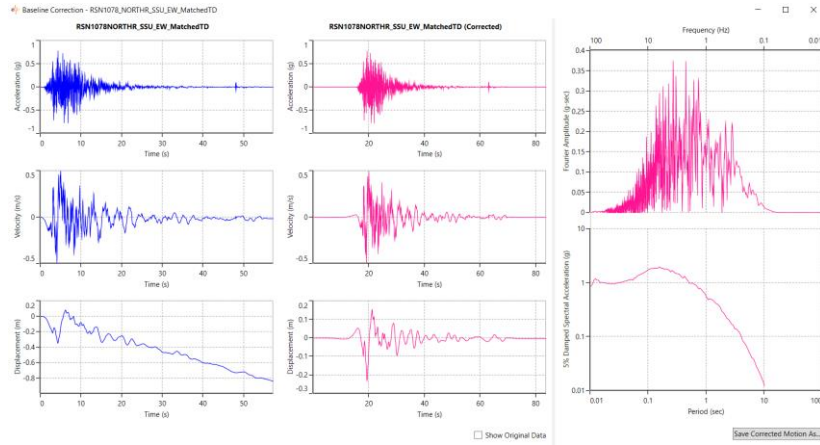
*Procedimiento de Ajuste Espectral en el Dominio del Tiempo (Respuesta de Sitio)*



Asimismo, se desarrolló la corrección por línea Base de todas las señales compatibilizadas al EPU, y con el objetivo de variar un poco la metodología, se utilizó el software DEEPSOIL7.0 (Hashash et al, 2020).

**Figura 152**

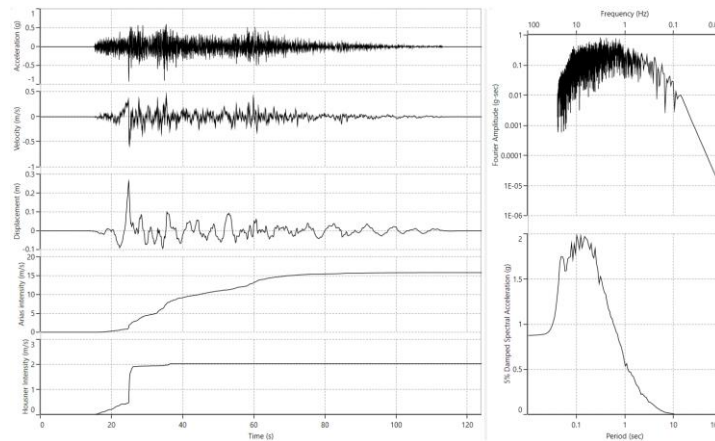
*Corrección por Línea Base del registro compatibilizado RSN1078\_NORTH\_SSU\_EW*



En seguida se presenta el procesamiento de todas las señales compatibilizadas, las mismas que luego fueron utilizadas en el desarrollo del análisis de respuesta sísmica de sitio:

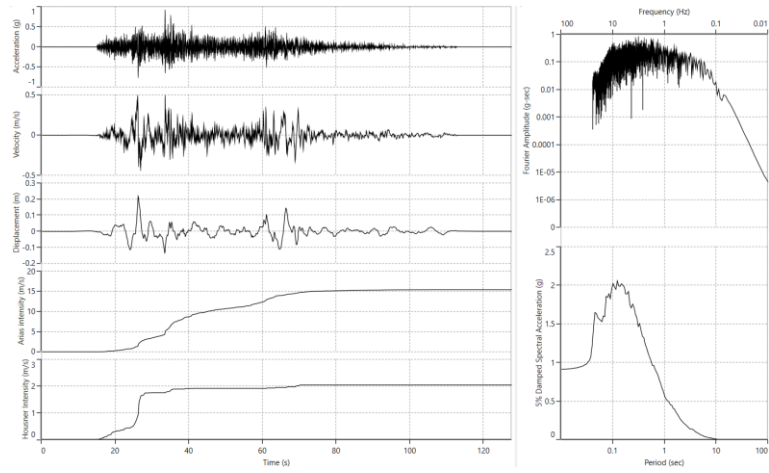
**Figura 153**

*Procesamiento de la señal PRQ\_74\_EW\_MatchedTD*



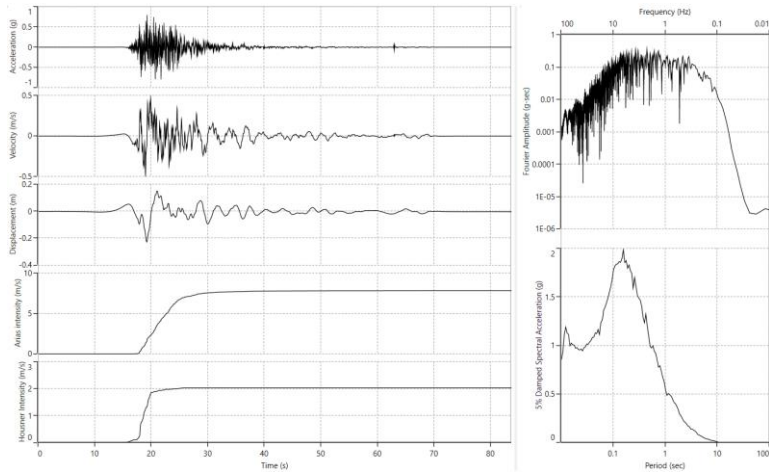
**Figura 154**

*Procesamiento de la señal PRQ\_74\_NS\_MatchedTD*



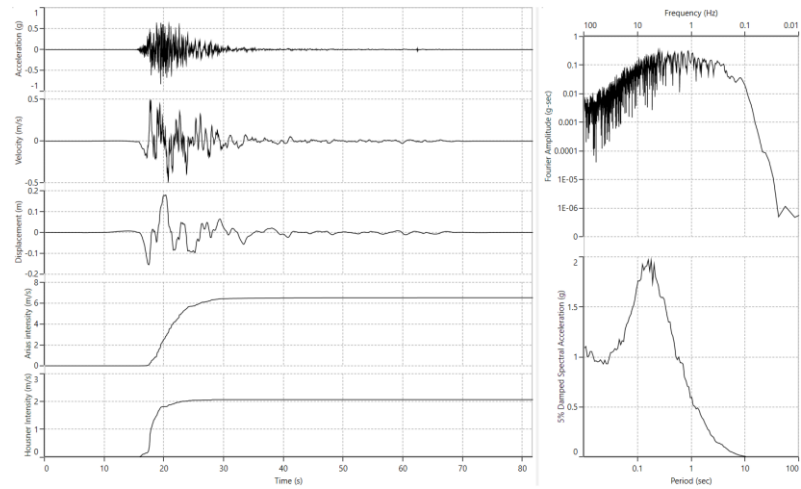
**Figura 155**

*Procesamiento de la señal RSN1078\_NORTH\_R\_SSU\_EW\_MatchedTD*



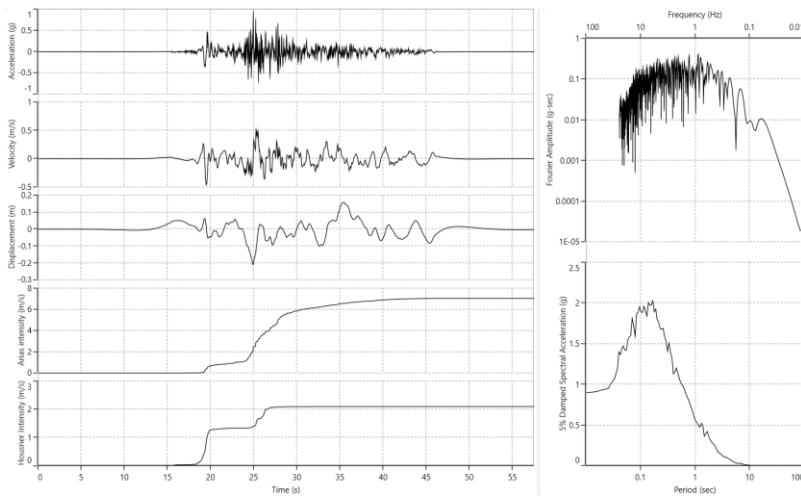
**Figura 156**

*Procesamiento de la señal RSN1078\_NORTH\_SSU\_NS\_MatchedTD*



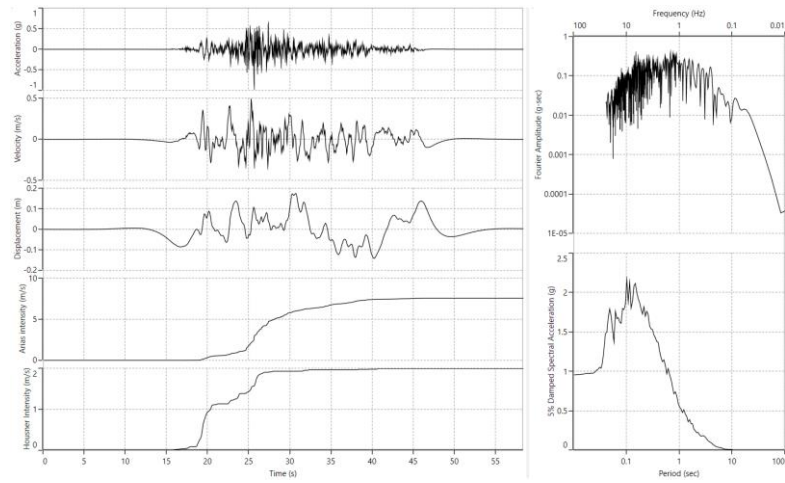
**Figura 157**

*Procesamiento de la señal RSN143\_TABAS\_TAB\_EW\_MatchedTD*



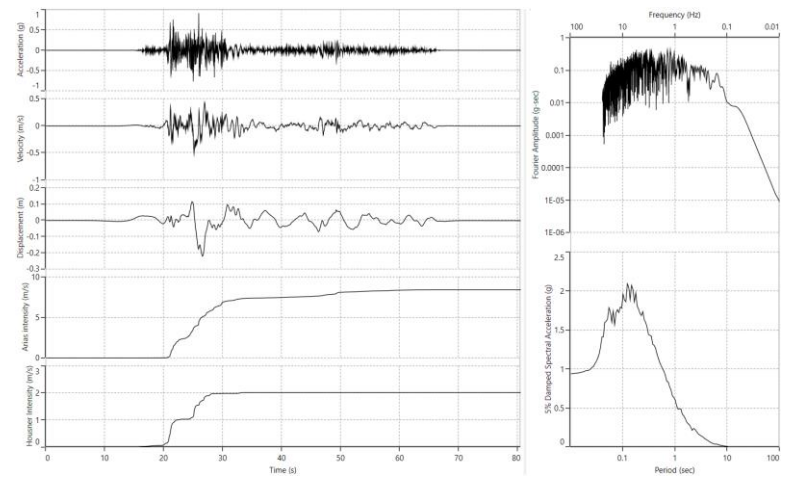
**Figura 158**

*Procesamiento de la señal RSN143\_TABAS\_TAB\_NS\_MatchedTD*



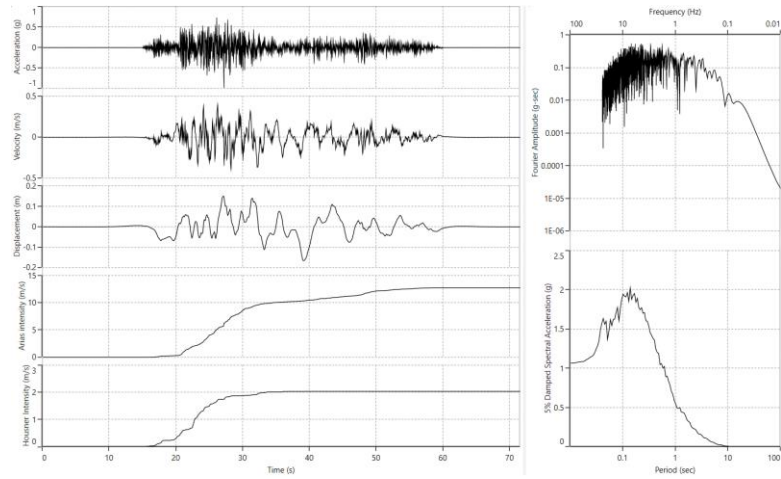
**Figura 159**

*Procesamiento de la señal RSN1633\_MANJIL\_ABBAR\_EW\_MatchedTD*



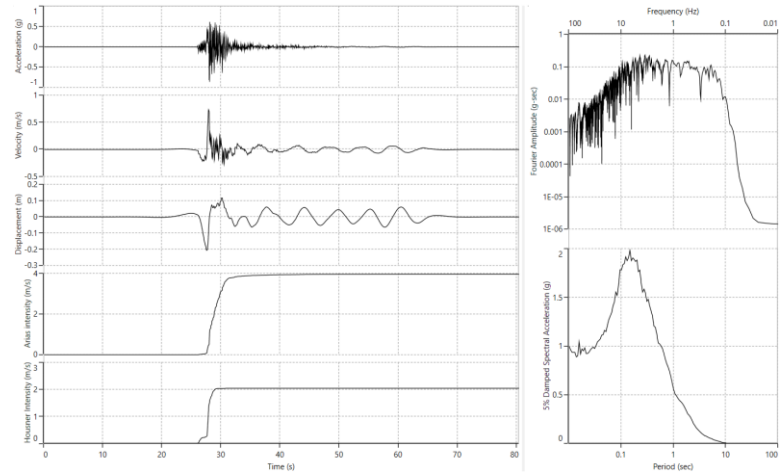
**Figura 160**

*Procesamiento de la señal RSN1633\_MANJIL\_ABBAR\_NS\_MatchedTD*



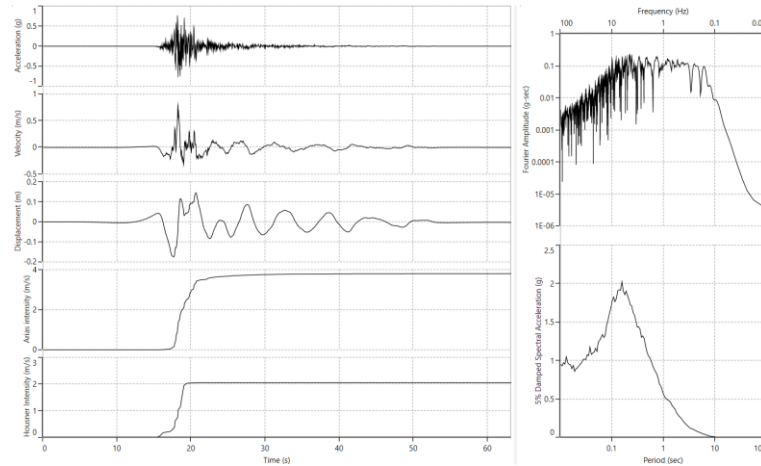
**Figura 161**

*Procesamiento de la señal RSN763\_LOMAP\_GIL\_EW\_MatchedTD*



**Figura 162**

*Procesamiento de la señal RSN763\_LOMAP\_GIL\_NS\_MatchedTD*



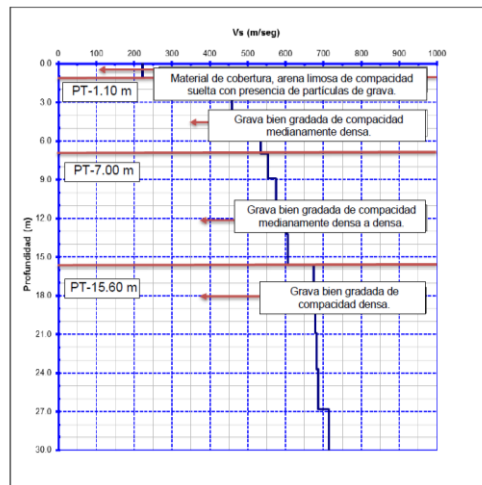
### **3.12.2.2. Análisis De Respuesta De Sitio.**

Como ya se ha descrito, dado que los espectros de peligro uniforme se han desarrollado para un medio rígido, fue necesario estimar la respuesta a nivel de superficie a través de un proceso de convolución de la señal sísmica. Afortunadamente se poseen datos asociados a las características dinámicas del suelo, lo cual permitió realizar el análisis de respuesta de sitio unidimensional en el dominio de frecuencias considerando el comportamiento del suelo lineal equivalente en uso del programa de cómputo DEEPSOIL7.0 (Hashash et al, 2020). Los perfiles de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) se obtuvieron mediante ensayos sísmicos tales como los ensayos MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) llevado a cabo por Alva et al. (2015),

mostrando a continuación algunos de sus resultados, los cuales pertenecen a la zona de interés:

**Figura 163**

*Perfiles de Vs obtenidos en la estación TAC001 - Sondaje MASW-25-UNJBG*



*Fuente: Alva et. al (2015)*

**Figura 164**

*Parámetros Dinámicos del Perfil del Sitio en Estudio*

Profundidad h(m)		Velocidad de Onda S (m/seg) Vsi	Módulo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> ) G	Módulo de Young (kg/cm <sup>2</sup> ) Es
Desde	Hasta			
0.00	1.10	227.02	894	224
1.10	2.30	241.41	1,011	253
2.30	3.70	441.63	3,582	931
3.70	5.30	459.51	3,878	1,008
5.30	7.00	522.50	5,014	1,304
7.00	8.90	534.53	5,248	1,364
8.90	11.00	580.62	6,536	1,699
11.00	13.20	592.07	6,796	1,767
13.20	15.60	643.40	8,026	2,087
15.60	18.10	700.27	10,508	2,732
18.10	20.90	731.40	11,463	2,980
20.90	23.70	735.77	11,601	3,016
23.70	26.80	742.34	11,809	3,070
26.80	30.00	753.89	12,179	3,167

*Fuente: Alva et. al (2015)*

La curva de reducción módulo y la curva de amortiguamiento se estimaron considerando las propiedades índices de los estratos y la presión de confinamiento a diferentes profundidades, tomando como curva de referencia la definida por Seed & Idriss (1991) al tratarse de suelos granulares.

La densidad como tal, fue calculada a partir de la siguiente expresión  $G = \rho * V_s^2$  donde  $G$  es el Módulo de corte (en Pa),  $V_s$  es la velocidad de onda de corte (en m/s), y  $\rho$  es la densidad del depósito (en kg/m<sup>3</sup>). Cada acelerograma fue ingresado en la base del depósito del suelo conforme al modelo compuesto por la estratigrafía del sitio y se configuró el software para generar los espectros elásticos de respuesta, estableciéndose un 5% de amortiguamiento.

Vale destacar que el peso unitario y la velocidad de la onda de corte para el lecho de roca subyacente se consideraron iguales a 22kN/m<sup>3</sup> y 760m/s para todos los escenarios, tomando el basamento como un semi-espacio elástico o semirrígido, con un 2% de amortiguamiento. Siendo así, se ejecutó el análisis estableciendo que las propiedades de los suelos estarían basadas en velocidad de onda de corte.

**Tabla 59***Agrupación de Estratos y Cálculo de Densidad*

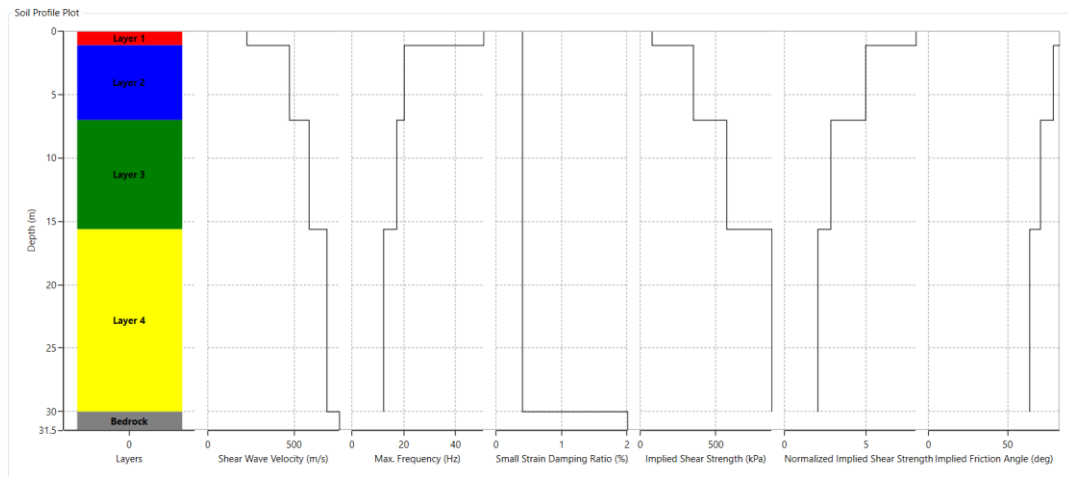
Profundidad		Vs	G	E	$\rho$
Desde	Hasta	(m/s)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )
0.00	1.10	222.41	858	215	1,700.98
1.10	2.30	375.97	2,596	675	1,801.02
2.30	3.70	459.14	3,872	1,007	1,801.22
3.70	5.30	507.66	4,734	1,231	1,801.37
5.30	7.00	535.14	5,260	1,368	1,801.24
7.00	8.90	553.41	5,938	1,544	1,901.37
8.90	11.00	575.02	6,411	1,667	1,901.43
11.00	13.20	601.59	7,017	1,824	1,901.39
13.20	15.60	605.88	7,117	1,850	1,901.27
15.60	18.10	673.56	9,722	2,528	2,101.47
18.10	20.90	678.53	9,866	2,565	2,101.47
20.90	23.70	682.01	9,967	2,591	2,101.38
23.70	26.80	686.72	10,105	2,627	2,101.35
26.80	30.00	713.79	10,918	2,839	2,101.47

**Tabla 60***Parámetros Estratigráficos*

Capas	Hi	Vsi	$\gamma_i$
	m	(m/s)	(kN/m <sup>3</sup> )
<b>Soil 01</b>	1.10	222.41	16.68
<b>Soil 02</b>	5.90	469.48	17.66
<b>Soil 03</b>	8.60	583.98	18.65
<b>Soil 04</b>	14.40	686.92	20.61
<b>Elastic Half Space</b>	$\infty$	760.00	22.00

**Figura 165**

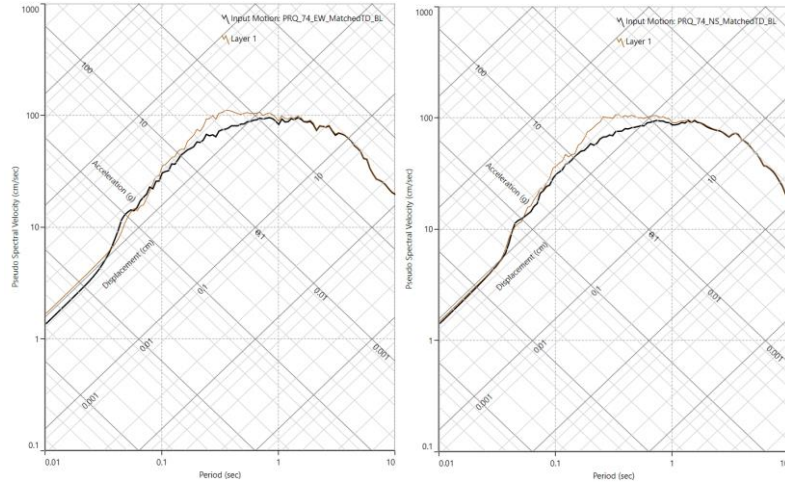
*Definición de los Estratos en DeepSoil v7.*



Es muy sabido en el marco ingenieril que en general se observa un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones locales del suelo corresponden a suelo blando y una mayor concentración de daño en estructuras rígidas en condiciones de suelo firme (Bozzo & Barbat, 2000), en razón de ello es que se efectuó este estudio para identificar registros con estas características para finalmente poner a prueba el diseño de los SLB. A continuación, se muestran los resultados asociados a la generación de los espectros elásticos de respuesta a nivel de la superficie, así como una visualización directa de la amplificación de cada acelerograma mostrado desde la interfaz de usuario del programa:

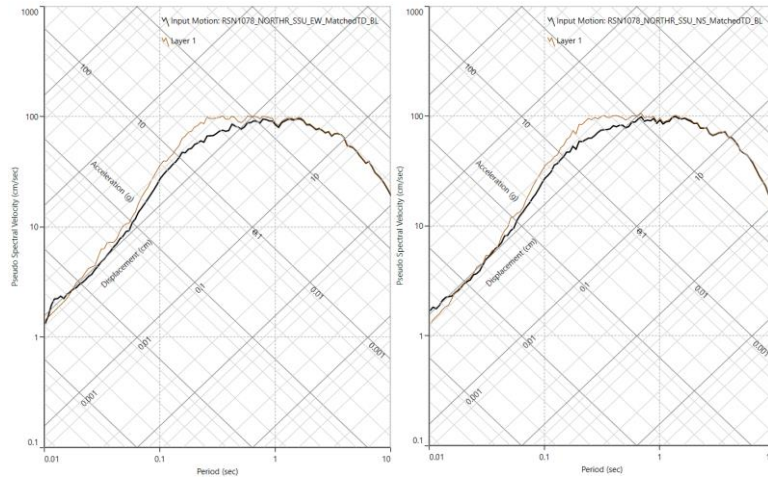
**Figura 166**

*Amplificación sísmica del registro compatibilizado: PRQ\_74*



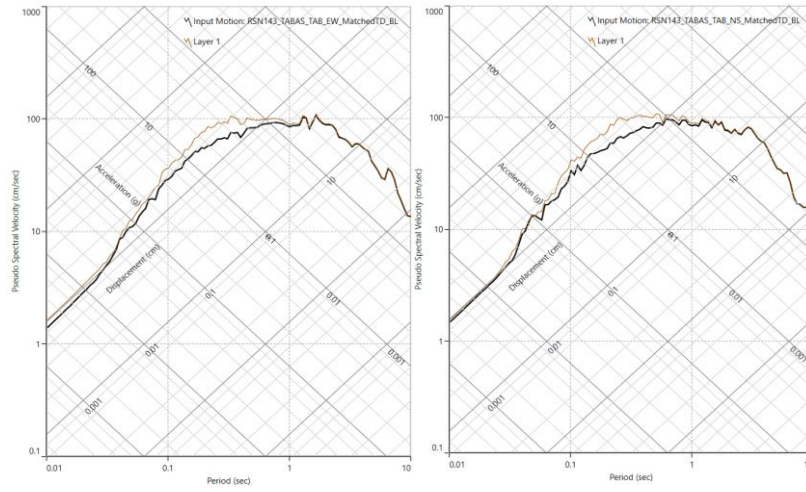
**Figura 167**

*Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN1078\_NORTHR\_SSU*



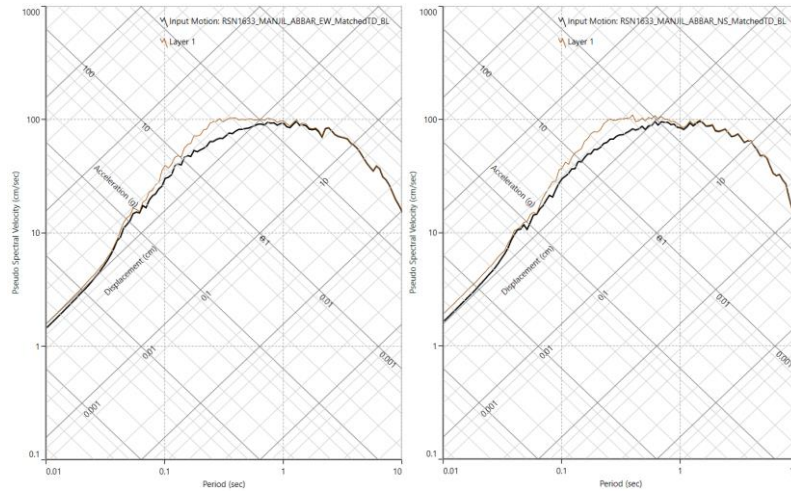
**Figura 168**

*Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN143\_TABAS\_TAB*



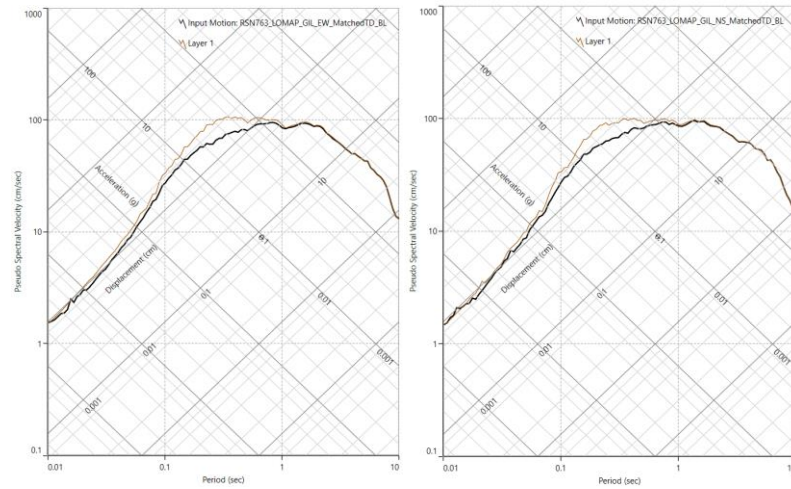
**Figura 169**

*Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN1633\_MANJIL\_ABBAR*



**Figura 170**

*Amplificación sísmica del registro compatibilizado: RSN763\_LOMAP\_GIL*



Habiéndose obtenido los registros tiempo historia de aceleraciones sobre la base de un análisis de peligro sísmico probabilístico y de respuesta sísmica por efectos de sitio, se ha ejecutado finalmente el análisis dinámico de la estructura reforzada con los SLB, incluyendo además los registros escalados por amplitud identificados anteriormente con su respectivo factor.

### ***3.12.3. Evaluación Final Del Diseño De Los Disipadores SLB***

A continuación, se muestran solo los resultados asociados al cálculo de derivas máximas y aceleraciones de entrepiso, esto con base en los criterios de aceptabilidad global del PBEE, y a nivel de evaluación del diseño de los dispositivos SLB se presenta el control de fuerzas y desplazamientos en elementos Links (SLB). No se hacen más

comentarios al respecto dado que el procedimiento es análogo al ya ejecutado anteriormente.

### 3.12.3.1. Resultados Producto De Los Registros De Sitio Escalados Por Amplitud.

**Tabla 61**

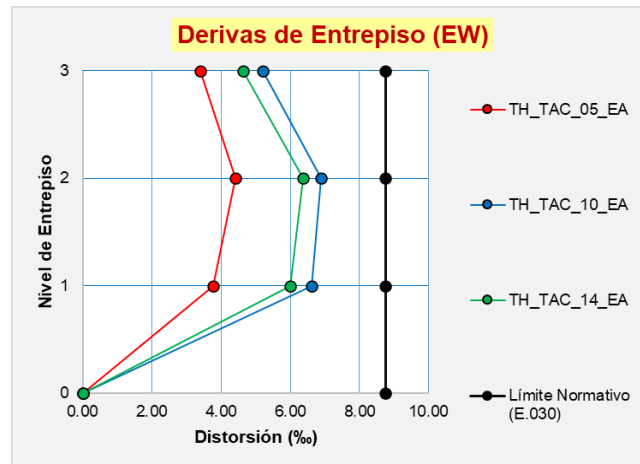
*Resumen de derivas máximas obtenidas del ADNL con registros escalados por amplitud*

PISO	TH_TAC_05_EA		TH_TAC_10_EA		TH_TAC_14_EA	
	Máx. Drift. (‰)	Máx. Drift. (‰)	Máx. Drift. (‰)	Máx. Drift. (‰)	Máx. Drift. (‰)	Máx. Drift. (‰)
3	3.41	2.87	5.22	6.49	4.63	3.27
2	4.42	4.53	6.90	9.10	6.37	4.63
1	3.77	4.11	6.63	9.27	6.00	5.19

*NOTA: El sufijo EA en cada registro indica que proviene de un escalamiento por amplitud.*

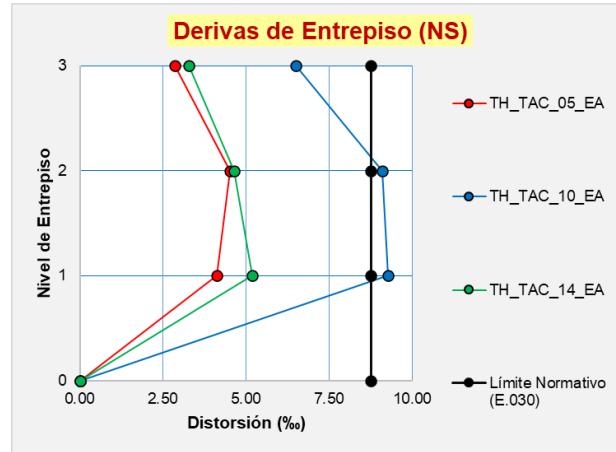
**Figura 171**

*Máximas derivas - ADNL con registros escalados por amplitud (EW)*



**Figura 172**

*Máximas derivas – ADNL con registros escalados por amplitud (NS)*



**Tabla 62**

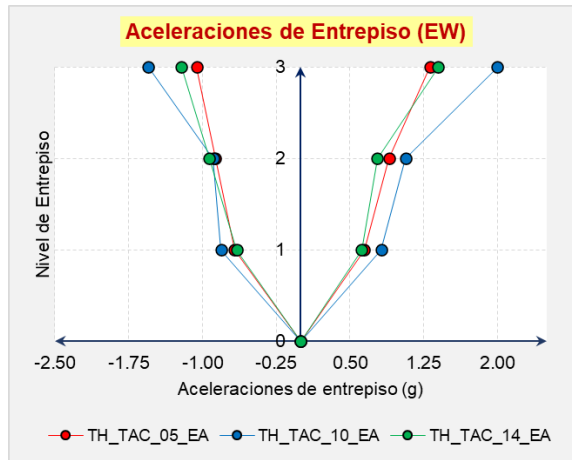
*Verificación de Drift Máximo – ADNL con registros escalados por amplitud*

Nivel de Entrepiso	PROMEDIO (ADNL)		E.030 Distorsión Límite	Control de Deriva
	Máx. Drift. EW	Máx. Drift. NS		
<b>Nivel 3</b>	4.42‰	4.21‰	8.75‰	<b>Ok</b>
<b>Nivel 2</b>	5.89‰	6.08‰	8.75‰	<b>Ok</b>
<b>Nivel 1</b>	5.47‰	6.19‰	8.75‰	<b>Ok</b>

Los resultados a nivel de control de distorsiones angulares de entrepiso son óptimos ante los registros escalados por amplitud de acuerdo a la E.030.

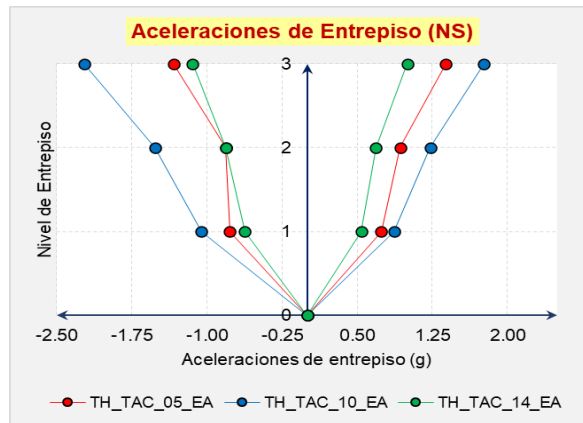
**Figura 173**

*Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros escalados por amplitud (EW)*



**Figura 174**

*Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros escalados por amplitud (NS)*



El registro TH\_TAC\_05\_EA produce las mayores aceleraciones en ambas componentes.

**Tabla 63**

*Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) – ADNL con registros escalados por Amplitud*

		INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB					TH_TAC_05_EA		TH_TAC_10_EA		TH_TAC_14_EA		
		UBICACIÓN		LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx
EJE	TRAMO	NIVEL	(KN)			(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	
<b>DIRECCIÓN XX</b>	<b>A</b>	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	319.00	592.39	420.84	11.78	546.88	25.72	530.67	23.90
			2do	K29	SLB3 25_3	238.20	457.15	297.04	8.90	380.76	20.74	352.47	16.75
		6-7	1er	K28	SLB3 25_5	319.00	592.39	419.75	11.66	549.64	26.00	525.45	23.29
			2do	K27	SLB2 20_5	218.40	395.71	279.56	11.05	344.55	22.12	320.78	18.08
		4-5	3er	K36	SLB2 10_5	112.20	182.26	124.31	9.06	139.40	19.13	130.95	13.44
	5-6	3er	K34	SLB2 10_5	112.20	182.26	124.75	9.36	139.72	19.31	131.00	13.48	
	<b>B</b>	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	279.60	526.49	371.18	11.88	443.75	20.82	463.06	23.20
			2do	K26	SLB2 20_4	188.30	348.53	245.29	11.34	297.48	21.18	285.36	18.89
	<b>C</b>	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	279.60	526.49	372.98	12.11	426.18	18.65	455.86	22.32
			2do	K39	SLB2 20_3	156.90	298.30	208.41	11.71	241.40	18.84	243.18	19.23
		6-7	1er	K41	SLB3 25_3	238.20	457.15	322.84	12.55	363.56	18.31	390.68	22.14
			2do	K37	SLB2 20_4	188.30	348.53	252.13	12.63	304.92	22.58	295.89	20.89
		3-4	3er	K40	SLB2 15_3	126.10	240.45	158.63	9.41	180.22	15.12	173.81	13.42
	5-6	3er	K38	SLB2 15_3	126.10	240.45	163.47	10.69	185.81	16.61	176.43	14.11	
	<b>D</b>	4-5	1er	K32	SLB3 25_4	279.60	526.49	380.47	13.06	419.02	17.78	453.72	22.07
		2-3	2do	K35	SLB2 20_3	156.90	298.30	212.67	12.71	233.79	17.20	241.79	18.93
	<b>E</b>	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	238.20	457.15	335.07	14.32	351.11	16.56	388.80	21.88
			2do	K21	SLB2 20_4	188.30	348.53	256.72	13.54	273.12	16.58	288.99	19.57
		7-8	1er	K24	SLB3 25_3	238.20	457.15	335.58	14.37	352.29	16.71	392.06	22.36
			2do	K23	SLB2 20_4	188.30	348.53	258.61	13.94	272.77	16.53	287.50	19.30
5-6		3er	K33	SLB2 10_4	93.00	166.26	121.54	13.24	120.24	12.66	124.24	14.42	
6-7	3er	K31	SLB2 10_4	93.00	166.26	121.96	13.45	120.23	12.65	123.02	13.90		
<b>DIRECCIÓN YY</b>	<b>8</b>	B-C	1er*	K44	SLB2 15_2	101.80	199.61	114.27	4.64	129.26	9.44	115.75	5.11
			1er**	K43	SLB2 20_3	156.90	298.30	227.56	15.85	304.94	32.57	224.25	15.14
		D-E	1er	K3	SLB3 25_4	279.60	526.49	396.67	15.07	527.13	31.13	390.85	14.30
				K4	SLB3 25_4	279.60	526.49	397.06	15.12	528.75	31.32	391.38	14.36
			2do	K1	SLB2 20_4	188.30	348.53	252.89	12.77	329.91	27.32	252.52	12.73
	<b>4</b>	D-E	1er	K5	SLB3 25_4	279.60	526.49	331.11	13.75	503.04	38.03	370.13	19.24
				K6	SLB3 25_4	279.60	526.49	331.09	13.75	504.02	38.17	370.63	19.31
			2do	K7	SLB2 15_4	149.70	276.57	191.90	10.68	259.70	26.80	196.22	11.70
				K8	SLB2 15_4	149.70	276.57	192.20	10.75	260.15	26.91	196.65	11.81
				K8	SLB2 15_4	149.70	276.57	192.20	10.75	260.15	26.91	196.65	11.81
	<b>3</b>	A-B	1er	K14	SLB3 25_4	279.60	526.49	329.46	13.48	517.89	40.20	378.90	20.48
			2do	K11	SLB2 15_4	149.70	276.57	188.94	10.02	265.94	28.29	197.46	12.01
		B-C	1er	K12	SLB3 25_4	279.60	526.49	329.10	13.43	517.14	40.09	378.33	20.40
				K13	SLB3 25_4	279.60	526.49	329.12	13.44	517.33	40.12	378.48	20.43
			2do	K9	SLB2 15_4	149.70	276.57	189.80	10.18	261.64	27.26	195.54	11.54
	<b>1</b>	B-C	1er	K19	SLB3 25_4	279.60	526.49	276.95	14.52	441.42	42.39	325.31	22.71
				K20	SLB3 25_4	279.60	526.49	297.89	14.16	461.29	42.02	346.10	22.38
			2do	K17	SLB2 10_4	93.00	166.26	114.97	10.36	162.66	31.13	123.53	14.09
				K18	SLB2 10_4	93.00	166.26	114.96	10.36	162.41	31.02	123.42	14.04
				K15	SLB2 10_3	81.10	148.63	100.60	9.82	144.41	30.11	108.49	13.46
C-D	2do	K16	SLB2 10_3	81.10	148.63	100.64	9.83	144.41	30.11	108.50	13.47		

**Tabla 64**

*Control de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) – ADNL con registros escalados por Amplitud*

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB					TH_TAC_05_EA		TH_TAC_10_EA		TH_TAC_14_EA	
UBICACIÓN		LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	Fmáx	Dmáx	
EJE	TRAMO			(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	
DIRECCIÓN XX	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K29	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	6-7	1er	K28	SLB3 25_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K27	SLB2 20_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	3er	K36	SLB2 10_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	5-6	3er	K34	SLB2 10_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K26	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K39	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	6-7	1er	K41	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K37	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3-4	3er	K40	SLB2 15_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		5-6	3er	K38	SLB2 15_3	✓	✓	✓	✓	✓
		4-5	1er	K32	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓
	2-3	2do	K35	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K21	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	7-8	1er	K24	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2do	K23	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
5-6	3er	K33	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
6-7	3er	K31	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
DIRECCIÓN YY	B-C	1er*	K44	SLB2 15_2	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		1er**	K43	SLB2 20_3	✓	✓	✗	△	✓	✓
	1er	K3	SLB3 25_4	✓	✓	✗	△	✓	✓	
		K4	SLB3 25_4	✓	✓	✗	△	✓	✓	
	2do	K1	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		K2	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	1er	K5	SLB3 25_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
		K6	SLB3 25_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
		K7	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	2do	K8	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		K9	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	1er	K14	SLB3 25_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
		K11	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	2do	K12	SLB3 25_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
		K13	SLB3 25_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
	2do	K10	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		K19	SLB3 25_4	✗	✓	✓	△	✓	✓	
	1er	K20	SLB3 25_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
		K17	SLB2 10_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
	2do	K18	SLB2 10_4	✓	✓	✓	△	✓	✓	
K15		SLB2 10_3	✓	✓	✓	△	✓	✓		
2do	K16	SLB2 10_3	✓	✓	✓	△	✓	✓		

Según los resultados de la Tabla 63 y 64, las fuerzas actuantes de acuerdo al registro TH\_TAC\_10\_EA en los elementos Link K43, K3 y K4 del primer nivel superan, por

una mínima, la fuerza de rotura, no obstante, el link K19, a diferencia de estos, no se marca porque excede la fuerza máxima, sino porque este elemento no llega a fluir.

**Tabla 65**

*Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos – ADNL con registros escalados por amplitud*

	LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Du	Fmáx prom.	Dmáx prom.	Verificación	
			(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	Fuerza	Desplaz.
PRIMER NIVEL	K43	SLB2 20_3	156.9	298.3	30	252.25	21.19	✓	✓
	K3	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	438.21	20.17	✓	✓
	K4	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	439.06	20.27	✓	✓
	K5	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	401.43	23.67	✓	✓
	K6	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	401.91	23.74	✓	✓
	K14	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	408.75	24.72	✓	✓
	K12	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	408.19	24.64	✓	✓
	K13	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	408.31	24.66	✓	✓
	K19	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	347.89	26.54	✓	✓
	K20	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	368.43	26.19	✓	✓
SEGUNDO NIVEL	K17	SLB2 10_4	93	166.26	30	133.72	18.52	✓	✓
	K18	SLB2 10_4	93	166.26	30	133.60	18.47	✓	✓
	K15	SLB2 10_3	81.1	148.63	30	117.83	17.80	✓	✓
	K16	SLB2 10_3	81.1	148.63	30	117.85	17.80	✓	✓

Aún con ello, se puede afirmar que el desempeño de cada disipador SLB es óptimo ante los registros escalados por amplitud de acuerdo a la E.030.

### 3.12.3.2. Resultados Producto De Registros Del Análisis De Respuesta De Sitio.

**Tabla 66**

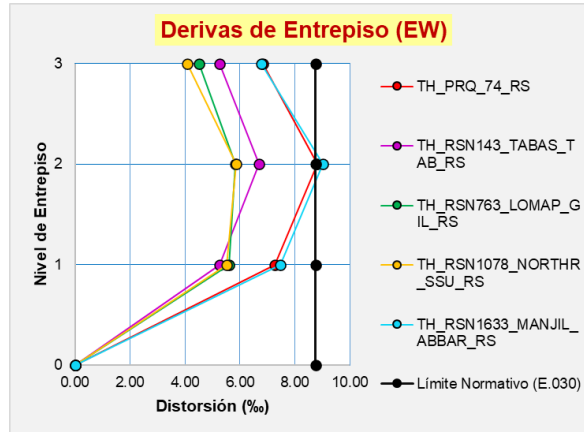
*Resumen de derivas máximas obtenidas del ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio*

PISO	TH_PRQ_74_RS		TH_RSN143_TABAS_TAB_RS		TH_RSN763_LOMAP_GIL_RS		TH_RSN1078_NORTHRSU_RS		TH_RSN1633_MANJIL_ABBAR_RS	
	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
3	6.84	4.13	5.26	3.66	4.51	5.12	4.09	4.35	6.79	4.43
2	8.82	6.61	6.68	6.13	5.84	8.03	5.87	6.59	9.03	6.09
1	7.26	6.87	5.27	6.28	5.61	9.90	5.51	5.78	7.47	6.52

El sufijo RS referenciado en cada registro de la Tabla 66 indica que los mismos provienen de un análisis de respuesta de sitio.

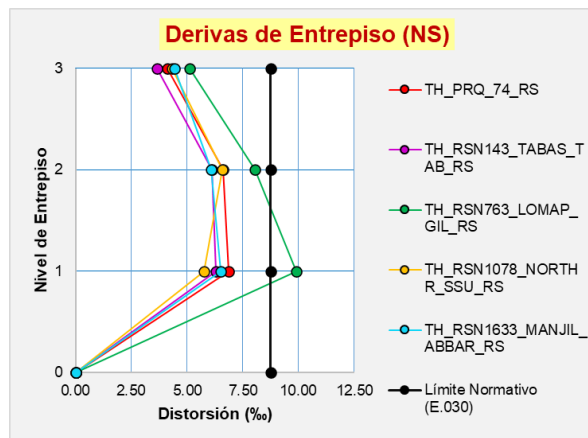
**Figura 175**

Máximas derivas - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (EW)



**Figura 176**

Máximas derivas - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (NS)



**Tabla 67**

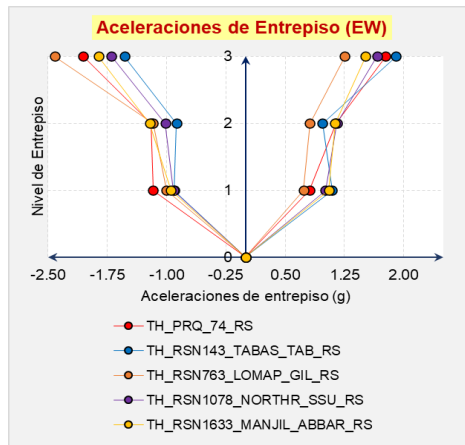
Verificación de Drift Máximo - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio

Nivel de Entrepiso	PROMEDIO (ADNL)		E.030 Distorsión Límite	Control de Deriva
	Máx. Drift. EW	Máx. Drift. NS		
Nivel 3	5.50‰	4.34‰	8.75‰	Ok
Nivel 2	7.25‰	6.69‰	8.75‰	Ok
Nivel 1	6.22‰	7.07‰	8.75‰	Ok

Acorde a la tabla 67, las distorsiones de entrepiso determinadas tras el análisis con los registros provenientes de un análisis de respuesta de sitio cumplen satisfactoriamente al no exceder el máximo prescriptivo.

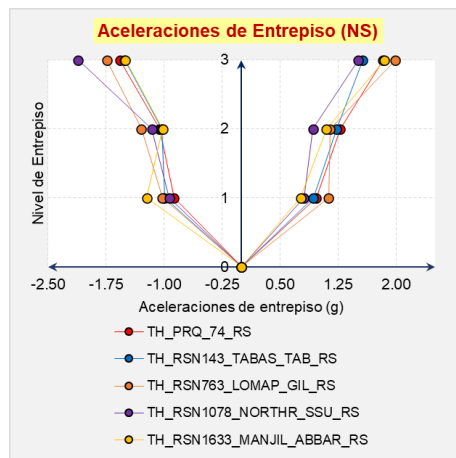
**Figura 177**

*Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (EW)*



**Figura 178**

*Aceleraciones de entrepiso - ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio (NS)*



**Tabla 68**

*Resumen de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) – ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio*

		INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_PRQ_74_RS		TH_RSN143_TABAS_TAB_RS		TH_RSN763_LOMAP_GL_RS		TH_RSN1078_NORTH_S5U_RS		TH_RSN1633_MANJL_ABBAR_RS			
UBICACIÓN	TRAMO	NIVEL	LINK (Uniq. Name)	DISIPADOR	Fy (kN)	Fu (kN)	Fmáx (kN)	Dmáx (mm)	Fmáx (kN)	Dmáx (mm)	Fmáx (kN)	Dmáx (mm)	Fmáx (kN)	Dmáx (mm)	Fmáx (kN)	Dmáx (mm)	
DIRECCIÓN XX	A	1er	K30	SLB2 25 5	319.00	592.39	578.32	29.35	484.92	19.11	514.29	22.08	515.46	22.19	588.67	30.65	
		2do	K29	SLB2 25 3	238.20	457.15	406.19	24.74	345.25	16.24	359.25	17.71	328.74	13.38	407.19	24.47	
	6-7	1er	K28	SLB2 25 5	319.00	592.39	576.17	29.01	483.73	18.91	510.05	21.69	508.09	21.43	583.20	29.65	
		2do	K27	SLB2 20 5	218.40	395.71	365.26	25.94	317.79	17.87	324.40	18.69	304.76	15.38	366.56	25.87	
	4-5	3er	K36	SLB2 10 5	112.20	182.26	144.77	23.84	138.78	18.68	140.57	19.88	129.27	12.32	145.06	22.89	
		5-6	3er	K34	SLB2 10 5	112.20	182.26	144.54	23.75	139.39	19.09	140.32	19.71	129.59	12.53	144.91	22.79
	B	1-2	1er	K25	SLB2 25 4	279.60	526.49	504.78	28.48	429.53	19.07	453.58	22.09	445.96	21.09	512.18	29.26
		2do	K26	SLB2 20 4	188.30	348.53	326.13	27.04	284.89	19.01	287.12	19.33	284.83	15.02	327.65	26.86	
	C	4-5	1er	K42	SLB2 25 4	279.60	526.49	503.37	28.35	432.83	19.47	452.11	21.90	421.98	18.18	507.16	28.75
		2do	K39	SLB2 20 3	156.90	298.30	281.57	28.09	246.93	20.04	247.71	20.29	224.46	15.22	284.57	28.17	
	6-7	1er	K41	SLB2 25 3	238.20	457.15	431.32	28.05	372.16	19.52	387.08	21.68	383.19	18.29	434.84	28.43	
		2do	K37	SLB2 20 4	188.30	348.53	345.15	30.66	304.80	22.56	298.77	21.42	272.12	16.47	348.40	30.77	
D	3-4	3er	K40	SLB2 15 3	126.10	240.45	209.04	22.83	185.92	17.01	193.16	18.61	168.02	11.85	203.53	21.72	
	5-6	3er	K38	SLB2 15 3	126.10	240.45	214.36	24.25	190.51	19.08	195.37	19.17	169.67	12.29	209.42	23.24	
4-5	1er	K32	SLB2 25 4	279.60	526.49	503.77	28.38	432.58	20.16	455.74	22.33	424.16	18.41	505.44	28.63		
	2do	K35	SLB2 20 3	156.90	298.30	281.63	28.10	253.01	21.35	249.31	20.65	227.36	15.81	285.25	28.32		
E	4-5	1er	K22	SLB2 25 3	238.20	457.15	432.76	28.27	380.78	20.99	394.75	22.73	391.22	22.27	432.54	28.49	
	2do	K21	SLB2 20 4	188.30	348.53	322.83	28.79	302.53	22.09	293.02	20.43	284.08	18.73	326.14	30.03		
7-8	1er	K24	SLB2 25 3	238.20	457.15	434.16	28.46	380.04	20.89	396.93	23.05	391.32	22.23	434.01	28.77		
	2do	K23	SLB2 20 4	188.30	348.53	334.51	29.10	305.38	22.66	294.48	20.67	285.77	19.05	340.19	29.23		
5-6	3er	K33	SLB2 10 4	93.00	166.26	146.39	24.04	131.47	18.05	136.15	19.59	125.73	15.05	144.06	23.06		
	6-7	3er	K31	SLB2 10 4	93.00	166.26	145.46	23.64	131.87	18.26	135.46	19.32	126.12	15.22	143.32	22.71	
DIRECCIÓN YY	8	1er*	K44	SLB2 15 2	101.80	199.61	121.68	7.01	122.10	7.50	122.82	7.38	122.36	7.23	119.22	6.55	
		1er**	K43	SLB2 20 3	156.90	298.30	271.68	25.70	261.96	23.28	253.39	21.43	251.82	21.15	251.57	21.14	
	D-E	1er	K3	SLB2 25 4	279.60	526.49	469.67	24.02	464.17	23.24	464.46	23.44	432.68	19.47	443.46	20.79	
		2do	K4	SLB2 25 4	279.60	526.49	470.29	24.10	464.76	23.41	464.94	23.49	432.81	19.49	443.93	20.84	
	4	1er	K1	SLB2 20 4	188.30	348.53	295.18	20.74	290.79	18.03	285.84	15.21	291.06	20.07	274.03	17.46	
		2do	K2	SLB2 20 4	188.30	348.53	295.76	20.85	281.22	18.11	286.70	15.37	291.92	20.22	275.02	17.60	
	D-E	1er	K5	SLB2 25 4	279.60	526.49	438.14	29.34	404.84	24.14	445.44	29.89	375.58	20.03	401.49	23.67	
		2do	K6	SLB2 25 4	279.60	526.49	438.66	29.38	405.19	24.19	445.92	29.95	375.78	20.06	402.19	23.77	
	3	1er	K7	SLB2 15 4	149.70	276.57	223.00	18.44	207.90	14.79	220.19	17.49	205.84	14.00	215.46	16.28	
		2do	K8	SLB2 15 4	149.70	276.57	223.76	18.58	208.29	14.86	220.46	17.55	205.89	14.03	215.95	16.40	
	A-B	1er	K14	SLB2 25 4	279.60	526.49	441.43	30.12	412.07	25.17	483.43	35.26	386.70	21.58	409.28	24.77	
		2do	K11	SLB2 15 4	149.70	276.57	219.01	17.13	201.55	13.29	231.26	20.05	202.82	13.34	220.89	17.57	
B-C	1er	K12	SLB2 25 4	279.60	526.49	441.06	30.05	411.79	25.14	482.80	35.17	386.47	21.55	408.57	24.67		
	2do	K13	SLB2 25 4	279.60	526.49	441.02	30.06	411.72	25.13	482.93	35.19	386.40	21.54	408.77	24.70		
1	1er	K9	SLB2 15 4	149.70	276.57	218.85	17.75	206.95	14.26	230.17	19.78	209.63	14.90	217.12	16.67		
	2do	K10	SLB2 15 4	149.70	276.57	218.77	17.76	206.67	14.19	230.13	19.77	209.44	14.87	217.23	16.70		
B-C	1er	K19	SLB2 25 4	279.60	526.49	366.42	30.50	357.62	28.36	460.98	45.71	340.11	25.22	363.30	29.15		
	2do	K20	SLB2 25 4	279.60	526.49	366.53	30.09	377.89	28.05	480.73	45.33	360.56	24.85	383.61	28.78		
C-D	1er	K17	SLB2 10 4	93.00	166.26	134.34	18.80	127.44	18.61	154.51	27.62	132.21	17.87	139.03	20.84		
	2do	K18	SLB2 10 4	93.00	166.26	134.28	18.77	127.24	18.51	154.33	27.54	132.00	17.88	138.91	20.79		
1	1er	K15	SLB2 10 3	81.10	148.63	118.79	18.24	113.58	16.52	137.12	26.78	118.04	17.89	122.77	20.08		
	2do	K16	SLB2 10 3	81.10	148.63	118.84	18.26	113.56	16.50	137.16	26.79	118.04	17.89	122.79	20.09		

**Tabla 69**

Control de Fuerzas y Desplazamientos en Elementos Links (SLB) – ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_PRQ_74_RS		TH_RSN143.TABAS.TAB_RS		TH_RSN763.LOMAP.GIL_RS		TH_RSN1078.NORTH.RSU_RS		TH_RSN1633.MANJIL.ABBAR_RS		
EJE	UBICACIÓN	TRAMO	NIVEL	LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	Fmáx (KN)	Dmáx (mm)	
DIRECCIÓN XX	A	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			2do	K28	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		6-7	1er	K28	SLB3 25_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K27	SLB2 20_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		4-5	3er	K36	SLB2 10_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			3er	K34	SLB2 10_5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	B	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K26	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	C	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K39	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		6-7	1er	K41	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K37	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	D	3-4	3er	K40	SLB2 15_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			3er	K38	SLB2 15_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		4-5	1er	K32	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K35	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
E	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		2do	K21	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	7-8	1er	K24	SLB3 25_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		2do	K23	SLB2 20_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
DIRECCIÓN YY	8	B-C	1er**	K44	SLB2 15_2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
			1er**	K43	SLB2 20_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		D-E	1er	K3	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K4	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4	D-E	1er	K5	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K6	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		A-B	1er	K7	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K8	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3	A-B	1er	K14	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K11	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		B-C	1er	K12	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K13	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	1	B-C	1er	K9	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K10	SLB2 15_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		C-D	1er	K19	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
			2do	K20	SLB3 25_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
C-D	2do	K17	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		K18	SLB2 10_4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
C-D	2do	K15	SLB2 10_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
		K16	SLB2 10_3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	

**Tabla 70**

Verificación Final de Fuerzas y Desplazamientos en Disipadores Críticos – ADNL con registros producto del análisis de respuesta de sitio

	LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Du	Fmáx prom.	Dmáx prom.	Verificación	
			(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	Fuerza	Desplaz.
PRIMER NIVEL	K30	SLB3 25_5	319	592.39	30	535.93	24.55	✓	✓
	K14	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	426.58	27.38	✓	✓
	K12	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	426.14	27.32	✓	✓
	K13	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	426.17	27.32	✓	✓
	K19	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	377.69	31.79	✓	⚠
SEGUNDO NIVEL	K20	SLB3 25_4	279.6	526.49	30	397.86	31.42	✓	⚠
	K37	SLB2 20_4	188.3	348.53	30	313.85	24.38	✓	✓

De los resultados hallados puede concluirse que el desplazamiento último de cada dispositivo depende directamente del espesor de los disipadores. Siendo así, se podría

afirmar que el valor de 30mm tomado como  $D_u$  es aplicable solo para dispositivos cuyas placas son de espesor delgado (19mm), pues se refleja claramente que el hecho que el desplazamiento del dispositivo supere los 30mm no implica necesariamente que el mismo falle. Siendo razonable, esto ocurre en los SLB3 ( $e_d=25\text{mm}$ ) que se han incorporado como parte del reforzamiento del edificio. En síntesis, ningún disipador SLB seleccionado llega a la rotura tras la aplicación del análisis dinámico no lineal con base en registros sísmicos provenientes de un EPU y análisis de respuesta de sitio.

## **CAPITULO 4**

### **DISCUSIÓN FINAL DE RESULTADOS**

#### **4.1. ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL**

Inicialmente, para el análisis sísmico lineal se han desarrollado dos modelos matemáticos del edificio, esto con el fin de ver la influencia de los tabiques adosados a la estructura en la respuesta sísmica de la edificación. En función del análisis modal, se obtuvo que los periodos fundamentales del modelo que no integraba la interacción tabique-pórtico (Modelo 1) eran visiblemente superiores al modelo que sí incluía este aporte de rigidez por medio de la incorporación de los elementos de tabiquería como bielas equivalentes a compresión articuladas en su extremo (Modelo 2), pasando de 0.717s a 0.576s como periodo fundamental en la dirección X, y 0.587s a 0.42s como periodo fundamental en la dirección Y. Asimismo, los resultados reflejaron que la masa efectiva rotacional tenía mayor incidencia en el modelo 1 a comparación del modelo 2, lo cual hacía suponer que el efecto de torsionalidad tenía preponderancia en la respuesta estructural. En adición a ello, en lo que al análisis dinámico de respuesta modal espectral se refiere, se alcanzó a definir de forma discreta que la disminución, en forma porcentual, de las derivas debido a este aporte aparente de rigidez se dio en mayor significancia ante la acción del sismo en la dirección Y, de acuerdo a los resultados de

las tablas 09 y 10. Siendo más precisos, se ha consolidado esta variación porcentual en la Tabla 71.

**Tabla 71**

*Influencia de los tabiques en las derivas de entepiso*

NIVELES	MODELO 1				MODELO 2				INFLUENCIA PORCENTUAL			
	SISMO XX		SISMO YY		SISMO XX		SISMO YY		SISMO XX		SISMO YY	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
Story3	6.66 ‰	1.95 ‰	3.01 ‰	6.32 ‰	7.36 ‰	0.64 ‰	1.34 ‰	3.85 ‰	10.50%	-67.21%	-55.45%	-39.04%
Story2	10.19 ‰	4.24 ‰	5.30 ‰	13.88 ‰	11.01 ‰	1.24 ‰	2.61 ‰	7.22 ‰	8.13%	-70.81%	-50.84%	-47.94%
Story1	13.14 ‰	8.50 ‰	8.45 ‰	22.80 ‰	13.52 ‰	1.70 ‰	3.43 ‰	10.12 ‰	2.87%	-79.98%	-59.42%	-55.64%

Acorde a estos últimos resultados, en caso los tabiques llegaran a fallar por acción sísmica resultaba evidente que se modificaría sustancialmente la respuesta estructural, por lo mismo es que posteriormente se efectuó un análisis de los elementos de tabiquería. Los resultados reflejaron que la falla de los tabiques ante cargas coplanares aparentemente sería por aplastamiento debido a la mala calidad del ladrillo (f'm), y que el 96.15% de los tabiques llegarían a la rotura ante un sismo severo. Respecto al análisis de estabilidad, se presume que ningún tabique del primer y segundo entepiso tendría estabilidad ante el sismo de diseño (U=1.5), solo algunos en la planta base, lo que representa el 30.76% del total. Entonces, se afirma que tal rigidez mostrada en el análisis anterior no es constante, por lo que en los posteriores análisis y cálculos ya no se incluyeron en el modelo estructural. Posteriormente, se desarrolló una verificación rápida de los criterios actuales prescriptivos de diseño (análisis de irregularidades, cálculo de relaciones demanda-capacidad en los miembros estructurales de acuerdo a las resistencias de las secciones y solicitaciones sísmicas, comparación del acero por

corte requerido en las columnas y vigas -de acuerdo al momento probable- con el acero real colocado según los planos, así como el cumplimiento de los criterios de columna fuerte-viga débil y verificación por corte en la junta), las cuales no se detallan más a continuación pues este solo sirvió como referencia para dejar notar que un análisis sísmico lineal presenta grandes deficiencias para tratar de entender realmente el desempeño de la estructura y los patrones de deformación inelástica, principalmente por el uso de un factor de reducción de fuerzas.

#### **4.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO**

Siendo así, se dio paso a la realización del análisis estático no lineal haciendo uso de los parámetros de modelamiento de cada uno de los componentes de la estructura de acuerdo al ASCE 41-17 y tomando en cuenta los criterios numéricos de aceptación para el procedimiento no lineal de dicho código. Al utilizarse distintos vectores de carga puede suponerse que el edificio, en su condición de sistema aporticado sin la inclusión de tabiques [Modelo 1], soportaría una cortante máxima en la base de aproximadamente 500Tn en la dirección Y, que corresponde a un desplazamiento de techo que oscila entre los 12 y 13cm. Realmente no se apreció una gran diferencia en las curvas pushover con distintos patrones de carga, de hecho, el modo de falla del edificio para los 3 casos resultaron ser muy similares en lo que a la secuencia y posición de formación de rótulas plásticas se refiere. Respecto al análisis estático no lineal con

el Modelo 2, se confirma que las columnas del primer nivel limitan el desempeño global de la estructura. Asimismo, los tabiques del tercer nivel serían los últimos en fallar, generando aparentemente el fenómeno de piso débil. En la dirección X la ocurrencia prematura de una falla frágil en las columnas cortas ocasiona que la curva pushover no muestre signos de ductilidad global. En general tras las comparaciones pertinentes respecto al Modelo 1 y Modelo 2, se validó la suposición, de que la inclusión de los tabiques interviene directamente en la respuesta estructural, imponiendo una rigidez adicional aparente y limitada, mas no se tiene mayor influencia en la resistencia global del edificio. Asimismo, la ductilidad se vio claramente reducida por presencia de estos elementos. En particular, los desplazamientos máximos hallados en ambos modelos corresponden al estado de colapso por inestabilidad dada una falla aparente en las columnas del primer nivel. Como parte de los conceptos de la PBEE (1° generación), se trabajó los siguientes objetivos de desempeño según el ASCE 7-16: para un sismo de 10%/50años (BSE-1N) la estructura debía alcanzar un estado de daño (1-A), para un sismo de 5%/50 años (BSE-2E) un estado de daño (1-B), y para un sismo de 2%/50 años (BSE-2N) un estado de daño (3-C), todo esto acorde a la filosofía de la E.030 la cual indica que las edificaciones esenciales deben permanecer en condiciones operativas luego de un sismo severo. Figuras como la 77, 78, 79 y 80 muestran que realmente el edificio está lejos de alcanzar los objetivos de desempeño planteados. Esto

porque el estado de daño de la estructura mostrado en los gráficos 62, 64, 66 y 68, correspondiente al desplazamiento máximo de la curva pushover, siendo prácticos, puede asociarse a la respuesta de la estructura para un sismo BSN-1N. En ese sentido, no debería permitirse que algún componente exceda el nivel de inmediata ocupación, objetivo que evidentemente no se llega a cumplir ni de cerca. En resumidas cuentas, podría acotarse que el edificio presenta una baja resistencia en ambas direcciones tras los resultados de Análisis Pushover. Si bien es cierto se había estimado tras el análisis lineal sísmico que una supuesta ductilidad de las vigas podía salir a flote debido a su baja resistencia nominal a flexión, pero buen confinamiento, realmente la deficiencia de las columnas ocasiona que la resistencia global de la estructura decaiga prontamente tras la aparición del mecanismo de columna débil – viga fuerte principalmente en el primer nivel del edificio. Los tabiques sí llegan a aportar rigidez a la estructura en la dirección Y, pero éste es limitado y reduce en general la ductilidad global. Asimismo, se ha validado que las rótulas controladas por la fuerza en las columnas cortas son activadas tras la acción sísmica en la dirección X. Es sabido que en sistemas de pórticos resistentes a momentos es preferible que la formación de rótulas plásticas se dé fundamentalmente en las vigas y no en las columnas, de modo tal que se promueva un mecanismo de colapso global progresivo. A la luz de esta consideración, se concluye que la estructura presentaría el fenómeno de piso blando para una acción sísmica en Y,

y una ocurrencia de fallas frágiles en las columnas cortas ante una acción sísmica en X, en todo caso ambas producen un colapso de naturaleza repentina, tal como se ha visado en las curvas pushover halladas.

#### **4.3. REFORZAMIENTO CON DISIPADORES SLB**

En la segunda parte se desarrolló el reforzamiento de la estructura mediante la incorporación de los dispositivos SLB. Al trabajarse sobre el Modelo 1, el cual poseía una condición crítica por torsión, y a su vez sumamente flexible, se buscó resaltar la potencialidad de la inclusión de estos disipadores. La definición final de la ubicación y disposición los mismos se efectuó luego de desarrollar varios modelos de prueba buscando cumplir con la máxima distorsión angular permisible indicado en la E.030, y tratando de minimizar los efectos por torsión; y para la selección de estos elementos se siguió el procedimiento de diseño directo iterativo. Con base en esto, el modelo matemático final del edificio reforzado con los SLB reflejó que fue posible pasar de 0.717s a 0.379s como periodo fundamental en la dirección “X, y de 0.587s a 0.376s como periodo fundamental en la dirección Y; adicionalmente se logró disminuir el porcentaje de masa efectiva rotacional en Z de 36.93% a 0.06%. Con esta prueba final se garantizó que tanto las derivas promedio como las máximas obtenidas con el análisis de respuesta modal espectral no superaran el límite prescriptivo. Asimismo, se determinó que, en general, las aceleraciones de entrepiso de todos los niveles del

edificio aumentaban respecto al modelo del edificio sin reforzamiento. Buscando entonces que los SLBs puedan desarrollar su máxima capacidad de disipación de energía, se efectuó una verificación por corte de los muros desacoplados, no teniendo mayores inconvenientes al definir un espesor de 25cm para todos los casos. Posteriormente fue necesario verificar el diseño iterativo directo desarrollado, con el fin de descubrir el desempeño de las conexiones SLB (curvas de histéresis, fuerzas y desplazamiento máximos) a partir de los análisis no lineales dinámicos del tipo FNA. Para conseguirlo se utilizaron inicialmente como funciones de entrada 8 pares de registros sísmicos de componente horizontal los cuales fueron ajustados (compatibilizados) en el dominio del tiempo hacia el espectro de diseño normativo, en uso de un factor de escala de 1.025 para todas las señales sísmicas (ambas componentes). Los resultados de las distorsiones promedio producto de este análisis dinámico se asemejaron bastante a los del análisis de respuesta modal espectral. Se comprendía entonces que el aceptar que el desempeño de estos dispositivos era óptimo consistía en asegurar que la fuerza actuante en cada elemento link no exceda la fuerza última del disipador y que al mismo tiempo no sea menor que su fuerza de fluencia. Estamos seguros que visualizar la curva histerética de cada elemento y validar esto no era algo práctico, por lo que se limitó a mostrar un resumen de fuerzas y desplazamientos en los elementos Links (SLB) para cada señal sísmica ingresada.

Producto de ello, pudo reformularse el diseño preliminar, hasta en 2 oportunidades, para finalmente concluir que bajo ningún registro sísmico compatibilizado espectralmente algún dispositivo SLB llegaría a la rotura, logrando así disipar toda la energía posible bajo cualquier evento en particular, esto puede visualizarse directamente mediante los gráficos de respuesta energética (de la Figura 126 a la 133). Al haberse empleado registros compatibilizados, cuya naturaleza apuntaba hacia un mismo acople espectral (espectro objetivo), se muestra que la respuesta sísmica en cada caso era totalmente diferente, por lo mismo es que usualmente se menciona que en un análisis dinámico no lineal los resultados son muy sensibles a la selección del registro sísmico a utilizar.

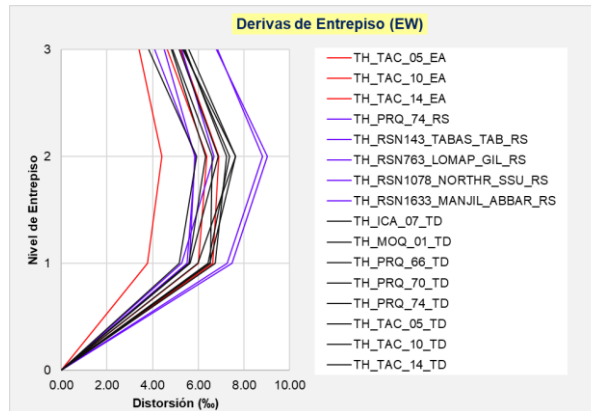
#### **4.4. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LOS SLB CON REGISTROS ADICIONALES**

El resto de la investigación consistió en verificaciones con fines de evaluar la respuesta sísmica del edificio tras este último diseño realizado. Para lograrlo se hizo uso de registros de distinta naturaleza: escalados por amplitud, y producto de un análisis de respuesta sísmica de sitio. Si bien es cierto, a esas alturas se había afirmado que el desempeño sísmico estructural mediante la incorporación de los disipadores SLB era óptimo, justamente porque se habían controlado las derivas y junto a ello minimizado el nivel de daño estructural mediante la disipación de energía histerética, no se pudo pasar por alto la influencia de la inclusión de estos disipadores en la respuesta no

estructural del edificio, pues también es uno de los conceptos más importantes de la PBEE para asegurar la funcionalidad u operación inmediata de una edificación. La Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2012), buscando dar pautas para la reducción del riesgo sísmico de daño no estructural, describe que limitando las distorsiones de entrepiso a 0.005 se reduce el daño hacia los componentes no estructurales, y al controlar las aceleraciones de entrepiso a valores menores que 0.3g, se estaría protegiendo los contenidos, además de los componentes no estructurales. Con esta información adicional se puede afirmar si estamos o no alcanzando el nivel de desempeño de ocupación inmediata. Por todo esto, a continuación se presenta un resumen de los resultados asociados al cálculo de derivas máximas y aceleraciones de entrepiso tras desarrollar el análisis dinámico no lineal, para efectuar unos comentarios finales.

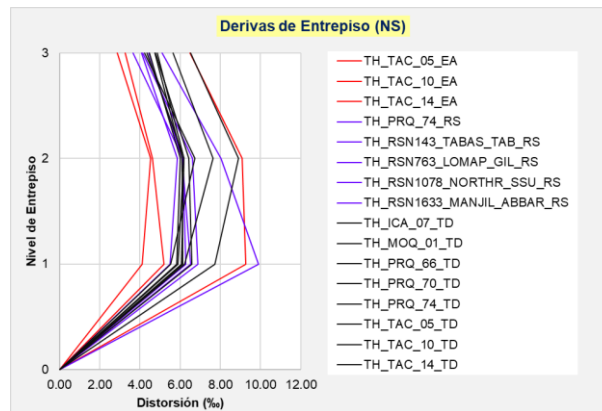
**Figura 179**

*Variabilidad de la respuesta estructural: Derivas Máximas de Entrepiso (EW)*



**Figura 180**

*Variabilidad de la respuesta estructural: Derivas Máximas de Entrepiso (NS)*

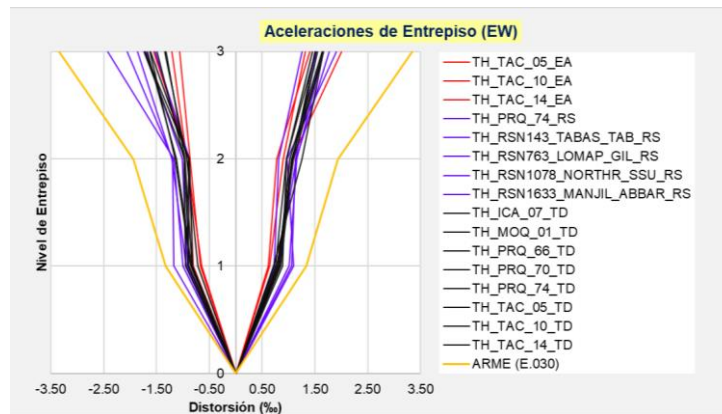


En general, la Figura 179 y 180 muestran que las menores distorsiones angulares de entrepiso ocurren ante acción de los registros escalados por amplitud, y la mayor respuesta proviene de los registros producto del análisis de respuesta sísmica de sitio. La acción de los registros compatibilizados al espectro normativo no es nada despreciable, y el patrón de deformación de cada entrepiso es similar en todos los casos

para EW, con una ligera variación en la dirección NS. Lógicamente, se hubiera podido limitar las derivas a valores menores a 0.005 incorporando más dispositivos SLB, o mejorando las secciones, pero se siguió el procedimiento general de diseño de estos dispositivos.

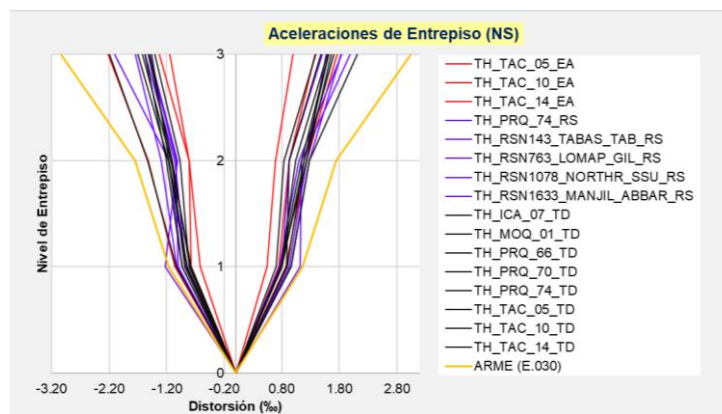
**Figura 181**

*Variabilidad de la respuesta estructural: Aceleraciones de Entrepiso (EW)*



**Figura 182**

*Variabilidad de la respuesta estructural: Aceleraciones de Entrepiso (NS)*



Respecto a las aceleraciones, en todos los casos de carga dinámicos se excede el valor de 0.3g, lo que indica que no se está protegiendo a los contenidos ni tampoco a los componentes no estructurales del edificio, en síntesis, no se alcanza el objetivo de desempeño de ocupación inmediata. Vale precisar que al parecer, determinar dichas aceleraciones con el análisis de respuesta modal espectral, sobreestima los valores reales a esperar, pues el ADNL presenta valores muy por debajo de lo obtenido en el ARME, acrecentándose más esta variación a mayor altura de entrepiso.

Si habría que adicionar algo más respecto a la evaluación del diseño de los dispositivos SLB, es que a pesar de haberse utilizado registros cuya forma espectral excedía notablemente al espectro normativo de la E.030, los disipadores SLB seleccionados no han resultado afectados por esta mayor demanda sísmica con PGAs muy altos, es más, se podría decir que en tales casos trabajarían con mayor eficiencia sin llegar a la rotura. De los registros escalados por amplitud, se podría suponer que probablemente para una componente de cualquier señal sísmica en particular, los resultados asociados a fuerzas y desplazamientos en los elementos Links no mostrarían signos que el disipador trabajase al nivel de su máxima capacidad, esto por el uso de un mismo factor de escala para ambas componentes, hecho que es más notable cuando la acción sísmica en una componente de la señal difiere mucho de la otra. Con el fin de mostrar el porcentaje de disipación de energía dependiendo de la naturaleza del registro sísmico a utilizar, se

presenta la tabla 72, de donde se podría concluir que el % promedio de disipación de energía histerética de los dispositivos SLBs, es mayor para los registros sísmicos producto del análisis de respuesta de sitio con un 58.78%, siguiéndole los registros compatibilizados hacia el espectro de diseño normativo con un 58.13%, y con un 55.49% para los registros escalados por amplitud.

**Tabla 72**

*Componentes de Energía por cada Registro Sísmico*

Load Case	Energía de Entrada		Energía Cinética		Energía Potencial		Energía Amort.		Energía Histerética en Links (SLB)	
	tonf-m	%	tonf-m	%	tonf-m	%	tonf-m	%	tonf-m	%
TH_PRQ_74_RS	2,039.24	53.76	2.64%	54.77	2.69%	818.50	40.14%	1,219.35	59.79%	
TH_RSN143_TABAS_TAB_RS	870.40	47.07	5.41%	31.69	3.64%	338.18	38.85%	530.13	60.91%	
TH_RSN763_LOMAP_GIL_RS	429.49	43.89	10.22%	30.38	7.07%	185.51	43.19%	242.43	56.45%	
TH_RSN1078_NORTHR_SSU_RS	771.87	70.32	9.11%	36.35	4.71%	308.81	40.01%	461.72	59.82%	
TH_RSN1633_MANJIL_ABBAR_RS	913.34	68.26	7.47%	53.71	5.88%	391.83	42.90%	520.14	56.95%	
TH_TAC_05_EA	699.87	27.79	3.97%	23.11	3.30%	312.88	44.71%	385.69	55.11%	
TH_TAC_10_EA	290.38	96.99	33.40%	80.76	27.81%	142.82	49.19%	146.23	50.36%	
TH_TAC_14_EA	1,757.40	35.60	2.03%	33.73	1.92%	683.90	38.92%	1,072.08	61.00%	
TH_ICA_07_TD	2,029.91	64.51	3.18%	43.98	2.17%	845.72	41.66%	1,184.09	58.33%	
TH_MOQ_01_TD	2,410.56	72.54	3.01%	52.77	2.19%	968.29	40.17%	1,442.20	59.83%	
TH_PRQ_66_TD	748.31	70.23	9.39%	62.35	8.33%	326.30	43.60%	421.79	56.37%	
TH_PRQ_70_TD	1,197.73	41.45	3.46%	33.96	2.84%	494.62	41.30%	701.42	58.56%	
TH_PRQ_74_TD	1,617.02	78.38	4.85%	50.00	3.09%	676.56	41.84%	940.32	58.15%	
TH_TAC_05_TD	1,358.31	47.55	3.50%	38.10	2.80%	595.99	43.88%	762.27	56.12%	
TH_TAC_10_TD	525.06	71.52	13.62%	62.48	11.90%	221.32	42.15%	303.66	57.83%	
TH_TAC_14_TD	2,932.20	56.71	1.93%	43.80	1.49%	1,177.91	40.17%	1,753.94	59.82%	

#### 4.5. COMPARACIÓN RESPECTO A PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO ANTERIORES

Dado que, como parte de los objetivos de la presente investigación, se planteó realizar una comparación a nivel estructural y económico del reforzamiento desarrollado, con las propuestas de años anteriores, a continuación, se detalla lo siguiente.

**Tabla 73**

*Comparación de resultados con investigaciones pasadas (derivadas máximas)*

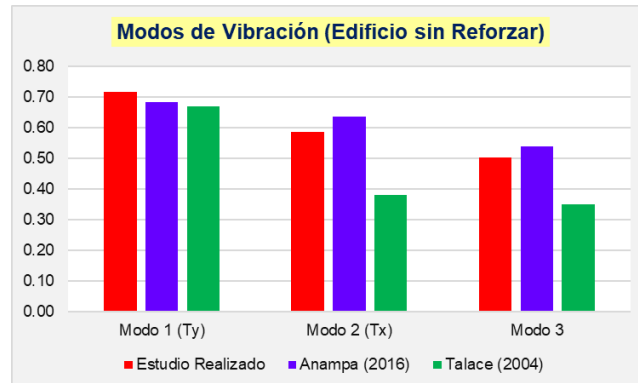
	Derivas Máximas	
	Dirección X	Dirección Y
Estudio desarrollado (2021)	22.30 ‰	15.80 ‰
Anampa (2016)	22.80 ‰	13.14 ‰
Talace (2004)	14.20 ‰	30.00 ‰

Las derivas obtenidas del análisis de respuesta modal espectral para el modelo del edificio de alta vulnerabilidad estructural de las 3 investigaciones realizadas (Tabla 73) muestran que los resultados de la respuesta sísmica del edificio con reforzamiento estructural SLB solo puede ser comparable con la de los disipadores de fluido viscoso, dado que ambos parten de un modelo matemático similar. La diferencia de resultados de Talace (2004) se debe a que define el tipo del suelo como S2, y considera el aporte de rigidez de los tabiques en la dirección X, por lo que trabajó con un  $R=4$ .

Esta diferencia de rigidez también puede ser mostrada a partir de los periodos fundamentales obtenidos del análisis modal, los cuales son presentados en la Figura 183.

**Figura 183**

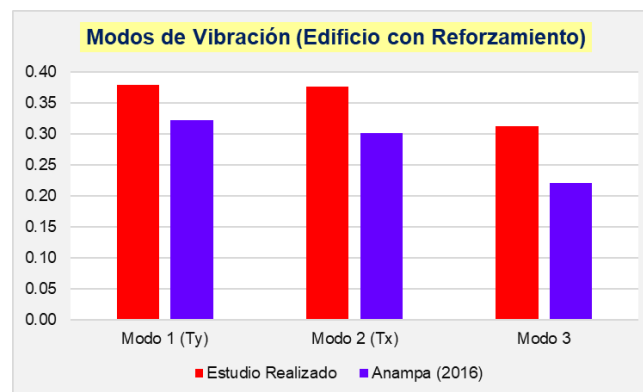
*Comparación de resultados: Periodos fundamentales de Modelo de Edificio sin Reforzar*



Al afirmar que el contraste es válido respecto a la propuesta de reforzamiento con disipadores de fluido viscoso (Anampa, 2016), se muestra en primera instancia la comparación de la respuesta modal con ambos modelos de reforzamiento.

**Figura 184**

*Comparación de resultados: Periodos fundamentales de Modelo de Edificio Reforzado*



Para el caso de reforzamiento con los SLBs, el primer modo posee un 84.68% de masa participativa en la dirección Y, y el segundo cuenta con un 86.97% en la dirección X;

en cambio, para el caso de reforzamiento con los DFV se obtuvieron 91.1% y 89%, respectivamente.

Asimismo, se podría acotar que Anampa (2016) limitó las derivas a valores menores a 5 por mil, tal como se muestra en la tabla de la Figura 185, los cuales son valores menores a los obtenidos en el presente trabajo de investigación.

**Figura 185**

*Distorsiones máximas de Entrepiso de Edificio Reforzado con DFV*

Entrepiso	Distorsión de entrepiso (‰)								Máximo valor (‰)
	Sismo TAC01		Sismo TAC02		Sismo TAC10		Sismo L74		
	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
1	2.2	3.7	3.5	3.7	4.6	3.6	2.8	2.8	4.6
2	1.6	2.7	2.6	2.9	3.6	2.6	2.2	2.2	3.6
3	1.2	2.1	1.9	2.4	3.1	2.1	1.8	1.8	3.1

*Fuente: Anampa (2016)*

No obstante, ya se ha comentado que no se habría tenido problema alguno en aumentar más la rigidez del edificio con la inclusión de más dispositivos SLBs. Además, es muy importante tener claro que los resultados de Anampa (2016) no corresponden esencialmente al uso de disipadores de fluido viscoso Taylor, sino que se tuvo que recurrir al empleo de arriostres metálicos adicionales, así como reforzar algunas columnas del edificio para alcanzar los resultados mostrados. Por otro lado, concluye que la energía disipada por los amortiguadores en su caso de estudio es del orden del 67% de la energía de entrada por sismo, en cambio, con el uso de los SLBs hemos

calculado que este valor oscila entre 58.78%, y 55.49%, dependiendo la naturaleza del registro sísmico a emplear.

En general, se puede concluir que los SLBs sí rigidizan la estructura, en cambio los DFV no lo hacen necesariamente, sino que necesitan de otro sistema para lograr mitigar los desplazamientos. La disipación de energía de los disipadores es por un amortiguamiento añadido que tiene su origen en la reacción a la velocidad de la estructura (Nonlinear Viscous Damping), en cambio los dispositivos SLB disipan la energía por su mecanismo fluencia (Nonlinear Histeretic Damping), tal como se visualizaron en los diagramas energéticos, y en este caso de estudio en particular, se disipa más energía con los DFV, pero la diferencia no es notable.

Ya para finalizar, se comprende que el aspecto económico también juega un papel importante en la elección de un sistema de reforzamiento estructural, por lo mismo, es que a continuación se presenta la evaluación económica de la propuesta con los disipadores SLBs, y para ello se han trabajado con costos unitarios de cada dispositivo SLB detallados por Quispe & García (2019), las cuales se detallan a continuación.

**Tabla 74***Costo de Disipadores SLB de Tercera Generación*

ITEM	DISIPADOR	PRECIO UNITARIO (\$)	PRECIO UNITARIO (S/.)
1	SLB3-50-A	880.00	3,520.00
2	SLB3-40-A	700.00	2,800.00
3	SLB3-30-A	630.00	2,520.00
4	SLB3-25-A	530.00	2,120.00
5	SLB2-20-A	480.00	1,920.00
6	SLB2-15-A	420.00	1,680.00
7	SLB2-10-A	400.00	1,600.00
8	SLB2-08-A	350.00	1,400.00
9	SLB2-06-A	320.00	1,280.00

*Fuente: Quispe & García (2019)***Tabla 75***Presupuesto Total de Propuesta de Reforzamiento con Disipadores SLB*

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	PU (S/.)	PARCIAL (S/.)
<b>01</b>	<b>DISIPADORES DE ENERGÍA SLB</b>				<b>S/. 105,600.00</b>
01.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 10_3	UND	2.00	S/. 1,600.00	S/. 3,200.00
01.03	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 10_4	UND	4.00	S/. 1,600.00	S/. 6,400.00
01.04	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 10_5	UND	2.00	S/. 1,600.00	S/. 3,200.00
01.05	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 15_2	UND	1.00	S/. 1,680.00	S/. 1,680.00
01.06	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 15_3	UND	2.00	S/. 1,680.00	S/. 3,360.00
01.07	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 15_4	UND	5.00	S/. 1,680.00	S/. 8,400.00
01.08	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 20_3	UND	3.00	S/. 1,920.00	S/. 5,760.00
01.09	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 20_4	UND	6.00	S/. 1,920.00	S/. 11,520.00
01.10	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB2 20_5	UND	1.00	S/. 1,920.00	S/. 1,920.00
01.11	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB3 25_3	UND	4.00	S/. 2,120.00	S/. 8,480.00
01.12	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB3 25_4	UND	12.00	S/. 2,120.00	S/. 25,440.00
01.13	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB3 25_5	UND	2.00	S/. 2,120.00	S/. 4,240.00
01.14	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CONEXIONES METÁLICAS	UND	44.00	S/. 500.00	S/. 22,000.00
<b>02</b>	<b>MUROS DESACOPLADOS PARA SLB</b>				<b>S/. 97,394.06</b>
02.01	CONCRETO PARA MURO DESACOPLADOS DE SLB, F'C=210 KG/CM2	M3	76.19	S/. 336.70	S/. 25,654.52
02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN MUROS DESACOPLADOS PARA SLB	M2	761.94	S/. 48.33	S/. 36,824.56
02.03	ACERO FY=4200 KG/CM2, GRADO 60	KG	6,430.01	S/. 5.43	S/. 34,914.98
				<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>S/. 202,994.06</b>
				<b>IGV</b>	<b>S/. 36,538.93</b>
				<b>PRESUPUESTO</b>	<b>S/. 239,532.99</b>

De acuerdo a la tabla 75, en este caso de estudio el coste de los muros desacoplados es similar al de la adquisición de los dispositivos SLB, lo cual es curioso. Asimismo, es necesario añadir que, para el metrado de acero de los muros desacoplados,

referencialmente, se consideró una malla de acero de acero vertical de 5/8” a cada 0.15m. y acero horizontal de 1/2” a cada 0.15m.

Finalmente, se presenta la comparación económica de las propuestas, concluyendo que el uso de dispositivos SLB es más económico que emplear disipadores de fluido viscoso, llegando a representar el 33.50% del presupuesto de este último.

**Tabla 76**

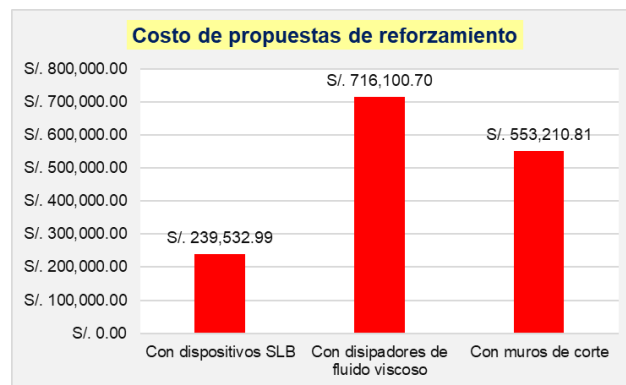
*Presupuesto de propuesta de reforzamiento con DFV*

Ítem	Cantidad	P.U. (US\$)	Parcial (US\$)
Disipador 165KIP	8	7000	56000.0
Conexiones	8	2000	16000.0
Arriostres metálicos	34	1014.40	34489.7
Otros complementarios	-	72000	72000.0
			Total (US\$)
			178489.703
			IGV US\$ (18%)
			32128.1466
			Total (S/.)
			716100.69
Área Techada (m2)=	1707.9		Costo US\$xm2
			123.32

*Fuente: Anampa (2016)*

**Figura 186**

*Comparación Económica de Propuestas de Reforzamiento*



Además, el costo exclusivo de los disipadores de energía Taylor exceden en más del 100% al de los dispositivos SLB, con \$ 56,000.00 = S/. 224,000.00, frente a los S/. 105,600.00 que corresponde a la compra de dispositivos SLB.

## CONCLUSIONES

- Se ha mejorado notablemente el desempeño sísmico estructural del edificio con la inclusión de SLBs, al haberse eliminado los problemas por torsión, reducido derivas de entrepiso, y asegurado que los dispositivos SLB disipen la mayor energía posible, logrando así que los componentes estructurales no se vean comprometidos.
- El nivel de desempeño discreto del edificio de alta vulnerabilidad ante un sismo severo corresponde a un estado de colapso. El modo de falla está asociado a un problema de piso blando, esperando una falla frágil en las columnas del primer nivel.
- El nivel de desempeño de la estructura reforzada con los dispositivos SLB y sometida a un análisis no lineal dinámico debe calcularse con la PBEE de segunda generación, tomando en cuenta la variabilidad de la respuesta estructural e incertidumbres a partir de metodologías probabilísticas. Sin embargo, respecto a los indicadores básicos de demanda ingenieril, tales como derivas y aceleraciones, podemos asegurar que con el reforzamiento con los SLBs se ha reducido el nivel de daño estructural esperado mitigando las derivas hasta en un 200%, y eliminando totalmente el problema por torsión. Al mismo tiempo, se ha asegurado que la disipación de energía se dé fundamentalmente en los dispositivos histeréticos

(Nonlinear Hysteretic Damping) y no en los elementos frame (Global Damping), mostrando en los gráficos energéticos la influencia de los disipadores. Respecto al nivel de daño no estructural esperado, al implementar los SLBs se han incrementado las aceleraciones de entrepiso, con ello la fuerza inercial. A mayor altura este efecto fue mayor, por lo mismo se afirma que no se ha alcanzado el nivel de ocupación inmediata puesto que se esperarían daños principalmente a los contenidos.

- La eficiencia estructural de los dispositivos SLB es muy buena frente al uso de los disipadores de fluido viscoso, dado que, en ambos casos, se han logrado disipar un alto porcentaje de la energía de entrada del sismo, obteniendo valores relativamente similares. La diferencia en la respuesta estructural a nivel de desplazamientos de entrepiso se debe al uso adicional de arriostres metálicos en el caso de los DFV, sin embargo, la mejora de la rigidez del edificio en la presente investigación se debe exclusivamente al uso de los dispositivos SLB. A nivel económico, la propuesta de reforzamiento con los SLB resulta ser mucho más asequible que la del uso de los DFV, tanto a nivel de presupuesto total, como a nivel de adquisición exclusiva de los disipadores. Por tanto, se concluye que en general los disipadores SLB son mucho más eficientes que los DFV, realizando además que el uso de muros desacoplados con los SLB supone una gran ventaja

frente a los arreglos Chevron empleados con los DFV, dado que prácticamente no se afectó la arquitectura del edificio.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda emplear los dispositivos SLB en edificios irregulares que posean problemas por torsionalidad, pues la mejora de la respuesta estructural es notable.
- En general, debe tratarse de incorporar los dispositivos en lugares estratégicos del edificio donde el análisis sísmico demuestre que se esperarían desplazamientos significativos.
- De ser posible, y con el fin de disminuir las fuerzas inerciales de entrepiso se podría optar por emplear diagonales metálicas puesto que así se minimizaría el peso sísmico que supone emplear los muros desacoplados. Esto solo si la arquitectura nos lo permite.
- Se recomienda profundizar sobre las metodologías de determinación del nivel de desempeño probabilístico de una estructura mediante la aplicación de la PBEE de segunda generación, y asimismo estudiar la diferencia de la respuesta con el análisis dinámico no lineal por integración directa, con los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico no lineal rápido (FNA).
- Para el diseño de los dispositivos SLB se recomienda emplear todos los registros sísmicos posibles, con el fin evaluar el desempeño de los dispositivos SLB. Se debe desarrollar tantas iteraciones sean necesarias para lograr un resultado óptimo.

Asegurar en todos los casos que los dispositivos trabajen eficientemente disipando energía.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2016). Reforzamiento de una estructura industrial con dos tipos de disipadores de energía. *Gaceta técnica*, 16(1), 61-81.
- Aguiar, R., Bozzo, L., Coyago, H., & Andino, C. (2016a). Seismic Analysis for Structural Block 4 of UFA-ESPE Building Using Shear Link Bozzo Energy Dissipators. *CIENCIA*, 18(2), 123-160.
- Aguiar, R., Bozzo, L., Mora, D., Silva, H., Caiza, P., & Coyago, H. (2016b). Protocol for Installing SLB40\_3 Shear Link Bozzo energy dissipation devices and Gusset Plates in the UFA-ESPE 4th structural block. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(2), 127-150.
- Aguiar, R., Llerena, E., & Jiménez, L. (2016c). Seismic Analysis for the Auditorium of UFA-ESPE with bracing Beams and Shear Link. *CIENCIA*, 18(2), 173-200.
- Aguiar, R., Zevallos, M., Palacios, J., García, L., & Menéndez, E. (2016d). *Reforzamiento de Estructuras con Disipadores de Energía. Terremoto de Ecuador del 16 de Abril De 2016*. Ecuador: IPGH
- Alva, J., Ortiz, C., & Huanacuni, D. (2015). Caracterización Dinámica de los Suelos en la Ciudad de Tacna, *XIX Congreso Nacional De Ingeniería Civil*, Huaraz.
- American Concrete Institute [ACI]. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. ACI 318.
- American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2017). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-16.
- American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2018). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-17.
- Anampa, J. (2016). Reducción de daños estructurales frente a un sismo severo con dispositivos pasivos de disipación de energía de fluido viscoso para el edificio

de la Escuela de Ingeniería Metalúrgica de la Universidad Jorge Basadre Grohmann. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna.

Applied Technology Council [ATC]. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. ATC-40.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS]. (1998). *Normas colombianas de diseño y construcción sísmo resistente*. NSR-98.

Barbat, A., & Oller, S. (1998). *Monografías de Ingeniería Sísmica. Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sísmo resistente*. Barcelona, España: A.H. Barbat.

Bommer, J. & Ruggeri, C. (2002). The Specification of Acceleration Time-Histories in Seismic Design Codes. *European Earthquake Engineering*, 16(1), 3-17.

Bozzo, G. (2018). Simulación de un ensayo en mesa vibrante de una estructura con dispositivos de disipación sísmica para viviendas de bajo coste. (*Trabajo Final de Grado*). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). *Diseño sísmo resistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Reverte.

Bozzo, L., & Barbat, A. (2002). *Diseño Sísmo resistente de Estructuras*. Lima: Fondo Editorial ICG.

Bozzo, L., & Gaxiola, G. (2015). El Concepto "Rígido-Flexible-Dúctil" y las Conexiones SLB. *XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Acapulco.

Bozzo, L., & Hurtado, F. (2005). Un disipador Shear Link (SL) generalizado para diseño sísmo resistente. *Hormigón y Acero*, 56(235), 53-68. Obtenido de <http://hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/167>

- Bozzo, L., Gonzales, H., Pantoja, M., Herrera, G., & Bozzo, G. (2020). *Análisis y diseño utilizando disipadores sísmicos Tipo Shear Link Bozzo. Ejemplos de Aplicación*. Lima: Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L.
- Bozzo, L., Gonzales, H., Pantoja, M., Muñoz, E., & Ramirez, J. (2019). Modeling, Analysis and Seismic Design of Structures using Energy Dissipators SLB. *International Symposium on Earthquake Engineering*. Lima. doi:10.15460/Tecnia.21354
- Bracci, J., Kunnath, S., & Reinhorn, A. (1997). Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, 123 (1).
- Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología “Diseño Por Capacidad” en Edificaciones Aperticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño. (*Tesis de Maestría*). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Cahis, X., Bozzo, L., & Torres, Ll. (1998). Experimental studies of various innovative energy dissipation devices, *Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.
- Chopra, A., & Goel, R. (2001). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- Choque, J., & Luque, E. (2019). Análisis Estático No Lineal y Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de 8 Niveles Diseñado con la Norma E.030. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa.
- Ciliento, F. (2019). Development of Seismic Design Procedures for Building Structures Equipped with SLB Metallic Hysteretic Dampers. (*Tesis de Maestría*). Universidad de Nápoles Federico II, Italia.

- Computers and Structures, Inc [CSI]. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley: CSI, Computers and Structures.
- Cornell, C. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.
- Dávalos, H. (2020). Sesgo en la Probabilidad de Colapso por Factores de escala usando Registros Compatibles Espectralmente. *Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*, Blume Center Stanford.
- Enciso, F. (2018). Análisis comparativo del diseño sísmico de una estructura con muros continuos y con muros desacoplados incorporando disipadores SLB en la ciudad de Huancayo. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo.
- Esteva, L. (1967). Criteria for the Construction of Spectra for Seismic. *3rd Pan-American Symposium of Structures*. Caracas.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 273.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2000). *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. FEMA 440.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2007). *NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures: Training and Instructional Materials*. FEMA 451B.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. FEMA P440A.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. FEMA-P-58.

- Foti, D., Bozzo, L., & Lopez, F. (1998). Numerical efficiency assessment of energy dissipaters for seismic protection of buildings, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 27(6), 543-556.
- Franchioni, G. (2001). *Experimental investigations on semi-active and passive systems for seismic risk mitigation*. ISMES Report No. 7.
- Freeman, S. (1975). Development and Use of Capacity Spectrum Method. *6th US NCEE Conference on Earthquake Engineering*, Seattle.
- Gaxiola, G., Gonzales, H., & Bozzo, L. (2016). *Proceso de análisis y diseño utilizando disipadores sísmico tipo SLB, Ejemplos de aplicación, Versión 14-01-2016*. Lima.
- Giberson, M. (1969). Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility". *Journal of the Structural Division, ASCE*, 95(2), 137-157.
- Gonzales, H. (2014). Aplicación de Análisis No Lineal para la Evaluación Sísmica de Edificios (*Extracto de: Diseño Estructural Sismorresistente*). Lima: Fondo Editorial ICG.
- Hashash, Y., Musgrove, M., Harmon, J., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D., Phillips, C., & Park, D. (2020). DEEPSOIL 7.0, User Manual. Board of Trustees of University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Hurtado, F., & Bozzo, L. (2008). Numerical and experimental analysis of a shear-link energy dissipater for seismic protection of buildings. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. China.
- Iasevoli, R. (2019). The use and design of "Shear Link Bozzo" (SLB) energy dissipation devices for seismic protection of precast R.C. Buildings. (*Tesis de Grado*). Università Degli Studi Di Napoli Federico II, Nápoli.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. EEUU: Prentice Hall.

- Kurama, Y., & Farrow, K. (2003), Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 2425-2450.
- Lopez, F., & Bozzo, L. (24 de setiembre de 2019). Universidad Politécnica de Cataluña. Universidad de Girona. Obtenido de [ftp://ceres.udc.es/Doctorado/Estructuras2/analisis\\_no\\_lineal/proceso\\_constructivo\\_pushover\\_dinamico/varios/Disipadores\\_de\\_energia.pdf](ftp://ceres.udc.es/Doctorado/Estructuras2/analisis_no_lineal/proceso_constructivo_pushover_dinamico/varios/Disipadores_de_energia.pdf)
- Luco, N., & Bazzurro, P. (2007), Does amplitude scaling of ground motion records result in based nonlinear structural drift response?. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1813-1835.
- Martínez, E. (2003). La Disipación Pasiva de Energía y su Aplicación a la Rehabilitación Post-Sísmica de Edificios, *Seminario Sistema Innovativos de Protección*. Santiago de Chile.
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determination of the performance level of a residential building based on reinforced concrete walls and designed according to Chilean codes. *Obras y Proyectos*, 23, 63-77. doi:10.4067/s0718-28132018000100063
- Mena, A. (2019). Diseño estructural de un edificio de cinco plantas con estructura metálica, utilizando disipadores sísmicos SLB. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Politécnica Salesiana, Quito.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS]. (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.070-2006 «Albañilería». Norma E.060-2009 «Concreto Armado». Norma E.030-2018 «Diseño Sismorresistente». Norma E.020-2006 «Cargas»*. Lima: Megabyte.
- Muñoz, E. (2019). *Manual de Plugin DISSIPASLBv2019.2 para Diseño de Edificios con Disipadores SLB*. Lima: MHIA.
- National Institute of Standards and Technology [NIST]. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic*

*Design*. Gaithersburg, Maryland: Prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium for Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology.

National Institute of Standards and Technology [NIST]. (2013). *Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering* [Programa de Investi. Gaithersburg, Maryland: NEHRP Consultants Joint Venture.

Nuzzo, I., Losanno, D., Serino, G., & Bozzo, L. (2015a). A Seismic-resistant Precast r.c. System equipped with Shear Link Dissipators for Residential Buildings. *International Journal of Civil and Structural Engineering – IJCSE*, 2(1), 270-275. doi:10.15224/ 978-1-63248-030-9-52

Nuzzo, I., Losanno, D., Serino, G., & Bozzo, L. (2015b). Simplified Nonlinear Analysis: Application to damper-braced structures. *Proceedings of the 15th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*. UK: Civil-Comp Press. doi:10.4203/ccp.108.123

Nuzzo, I., Losanno, D., & Caterino, N. (2019). Seismic design and retrofit of frame structures with hysteretic dampers: A simplified displacement-based procedure. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(5), 2787-2819. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00558-8>

Nuzzo, I., Losanno, D., Caterino, N., Serino, G., & Bozzo, L. (2018). Experimental and analytical characterization of steel shear links for seismic energy dissipation. *Engineering Structures*, 172, 405-418. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.005>

Ordaz M., Aguilar, A., & Arboleda, J. (2015). *Program for computing seismic hazard: CRISIS 2015V2.2.*, Institute of Engineering, UNAM, México.

Oviedo, J., & Duque, M. (2006). Sistemas de control de Respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 3(6), 105-120. doi:10.24050/reia.v3i6.163

- Pacific Earthquake Engineering Research Center [PEER]. (20 de Setiembre de 2020). PEER Ground Motion Database (PGMD). Obtenido de <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Paz, M., & Kim, Y. (2019). *Structural Dynamics. Theory and Computation*. USA: Springer.
- Pittí, R. (2013). Estado del arte de los sistemas de protección sísmica para edificios. *Mente & Materia*, 4(1), 26-27. Obtenido de <https://revistas.utp.ac.pa/index.php/mente-y-materia/article/view/341>
- Poma, J. (2018). Software Educativo para la Automatización del Análisis No Lineal Estático Pushover en Estructuras de Concreto Armado. (*Tesis de Maestría*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Quispe, C., & García, P. (2019). Reforzamiento sísmico mediante el uso de disipadores histeréticos tipo Shear Link Bozzo en un edificio de 14 niveles en la ciudad de Lima. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Reinoso, E. & Jaimes, M. (2009). Criterios para Obtener Acelerogramas de Diseño en Sitios Afectados por Varias Fuentes Sísmicas Usando como Ejemplo el Caso de Terreno Firme de la Ciudad de Mexico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 81, 1-18.
- Riaño, A. (2013). Selección y Modificación de Registros Sísmicos para el Análisis Dinámico No Lineal de Edificaciones Irregulares en Planta de Varios Pisos - FASE 1. (*Tesis de Maestría en Ingeniería Civil*). Universidad de los Andes, Bogotá.
- Rodríguez, M. (2005). Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la Ciudad de Barcelona. (*Tesis*). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

- Roncal, M. (2017). Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional y Elaboración de Aplicativo Web Selección. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Sadigh, K., Chang, C., Egan, J., Makdisi, F., & Youngs, R. (1997). Attenuation Relationship for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data. *Seismological Research Letters*, 68(1).
- San Bartolomé, A., Quiun, D., & Silva, W. (2018). *Diseño Y Construcción De Estructuras Sismorresistentes De Albañilería. 2da Edición*. Lima: Fondo Editorial PUCP
- Seed, H., & Idriss, I. (1991). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Report No. EERC 70-10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Soto, J., Alva, J., & Ortiz, C. (2018). Evaluación de Espectros de Respuesta mediante el Análisis Unidimensional de Respuesta de Sitio en la Ciudad de Lima, *XIX Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos e Ingeniería*, Salvador.
- Structural Engineering Association of California [SEAOC]. (1995). *Performance based seismic engineering of building*. Vision 2000 Report.
- Symans, M., Charney, F., Whittaker, A., Constantinou, M., Kircher, C., Johnson, M., & McNamara, R. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 3-21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(3))
- Talace, M. (2004). Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural y Reforzamiento de la Facultad de Metalurgia. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna.
- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). *Reevaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*. Lima, Perú: IGP.

- Toledo, V. (2017). Evaluación del Desempeño de un Edificio con Base Fija Convencional y con Aisladores Sísmicos en la Base. (*Trabajo Final de Maestría*). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Toledo, V. (2020). Evaluación Del Desempeño Sísmico y Resiliencia de Edificios con Muros de Concreto Armado. *I Congreso CCIP*. Ica. Obtenido de <https://docplayer.es/186340930-21-05-2020-evaluacion-del-desempeno-sismico-y-resiliencia-de-edificios-con-muros-de-concreto-armado.html>
- Torres, P., & Matango, A. (2017). Evaluación y comparación del reforzamiento de la PUCE Sede Bahía, mediante la utilización de disipadores de energía Tipo Shear Link respecto a un reforzamiento con muros de corte. (*Tesis de Pregado*). Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Vera, L. (2019). Microzonificación sísmica de la Ciudad de Tacna. *Ciencia & Desarrollo*, (3), 7-14. doi:10.33326/26176033.1996.3.58
- Villaverde, R. (2009). *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press.
- Wen, Y. (1976). Method for Random Vibration of Hysteretic Systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 102(2), 249-263.
- Wilson, E. (1993). An Efficient Computational Method for the Base Isolation and Energy Dissipation Analysis of Structural Systems. ATC17-1. *Proceedings of the Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, Applied Technology Council. San Francisco.
- Wilson, E. (2002). *Three-dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures (3ra ed.)*. Berkeley: CSI, Computers and Structures.
- Youngs, R., Chiou S., Silva, W., & Humphrey, J. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationship for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68(1).

Zabala, A. (2017). Modelado y Análisis Pushover de la respuesta sísmica de Estructuras de Acero. (*Trabajo Final de Máster*). Universidad Politécnica de Cartagena, Murcia.

## **ANEXOS**

**ANEXO A:** MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA INVESTIGACIÓN

**ANEXO B:** PLANOS DEL PROYECTO EXISTENTE

**ANEXO C:** FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS DE LOS  
DISPOSITIVOS SLB

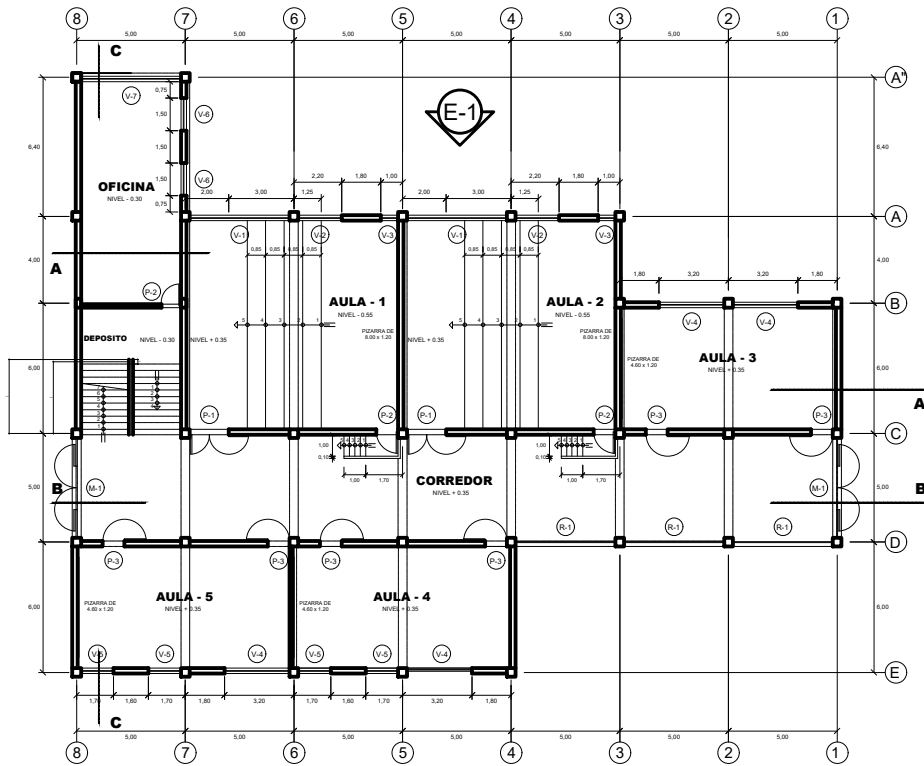
**ANEXO A.**

**MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

## MATRIZ DE CONSISTENCIA

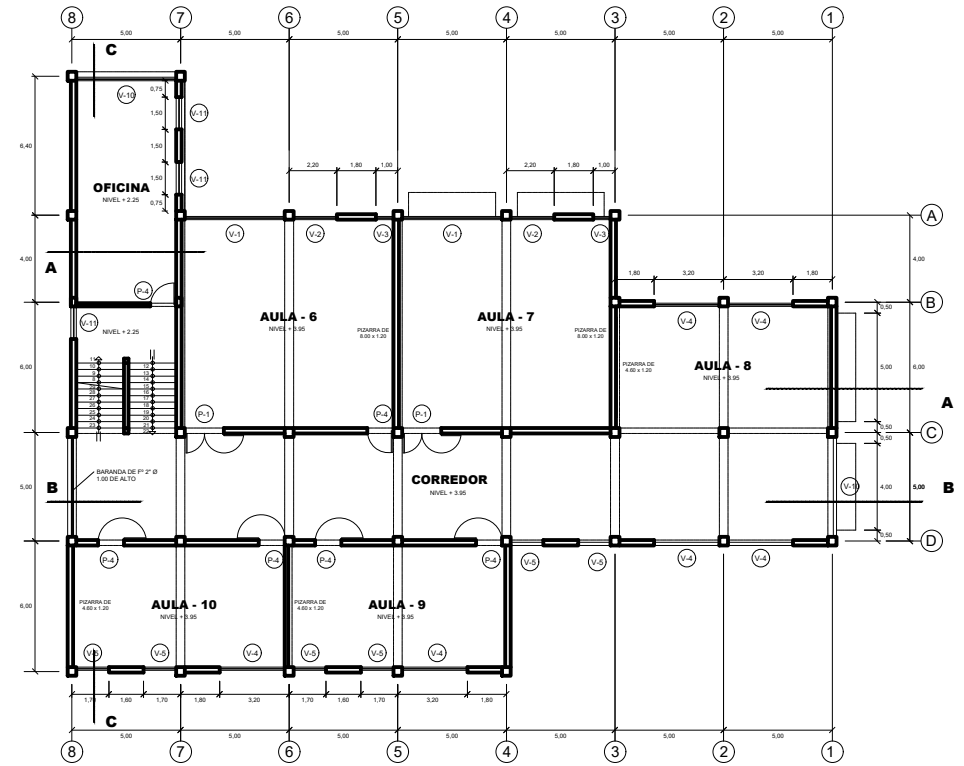
<b>“Evaluación de la mejora del desempeño sísmico de un edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con dispositivos de disipación de energía Shear Link Bozzo (SLB), mediante la aplicación del Análisis Dinámico No Lineal, Tacna”</b>						
<b>PROBLEMA GENERAL</b>	<b>OBJETIVO GENERAL</b>	<b>HIPÓTESIS GENERAL</b>	<b>VARIABLES</b>		<b>INDICADORES</b>	<b>DISEÑO METODOLÓGICO</b>
¿En qué medida el reforzamiento estructural incorporando dispositivos de disipación de energía SLB en el edificio de alta vulnerabilidad estructural mejorará su desempeño sísmico?	Determinar en qué medida mejora el desempeño sísmico de un edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con dispositivos de disipación de energía SLB.	El reforzamiento estructural incorporando dispositivos de disipación de energía SLB en el edificio de alta vulnerabilidad estructural mejorará su desempeño sísmico aportando rigidez y ductilidad a la edificación.	<b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b>	Disipación de energía sísmica de los dispositivos SLB	-Curvas Histeréticas	<p style="text-align: center;"><b>Enfoque de la investigación:</b> Cuantitativo</p> <p style="text-align: center;"><b>Tipo de investigación:</b> Aplicada</p> <p style="text-align: center;"><b>Nivel o alcance de la investigación:</b> Descriptiva</p>
<b>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</b>	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b>	<b>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</b>				
<ul style="list-style-type: none"> <li>- ¿Cuál es el nivel de desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural ante la acción de un sismo severo?</li> <li>- ¿Cuál es el nivel desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con los disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo?</li> <li>- ¿Qué diferencias existen en relación al mecanismo de falla y desempeño sísmico del edificio con y sin disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo?</li> <li>- ¿El reforzamiento del edificio incorporando disipadores SLB, presenta ventajas de aspecto estructural y económico respecto a otras técnicas anteriormente planteadas en estudios pasados como la incorporación de disipadores de fluido viscoso Tipo Taylor y la adición de muros de corte?</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Determinar el nivel de desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural, ante la acción de un sismo severo.</li> <li>- Determinar el nivel desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con los disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo.</li> <li>- Realizar un análisis comparativo del mecanismo de falla y desempeño sísmico del edificio con y sin disipadores SLB, ante la acción de un sismo severo.</li> <li>- Comparar la eficiencia estructural y costos del reforzamiento del edificio con disipadores SLB, respecto a otras técnicas anteriormente planteadas en estudios pasados como la incorporación de fluido viscoso Tipo Taylor y la adición de muros de corte.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El nivel de desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural ante la acción de un sismo severo es de colapso.</li> <li>- El nivel desempeño del edificio de alta vulnerabilidad estructural reforzado con los disipadores SLB ante la acción de un sismo severo es de inmediata ocupación.</li> <li>- El mecanismo de falla en el edificio de alta vulnerabilidad es de piso blando, fallando primero las columnas y luego las vigas. Con la inclusión de disipadores, se redistribuyen los elementos mecánicos de los componentes estructurales, de modo tal que se disminuye la energía de entrada del sismo disipando energía por principio de fluencia de los SLBs, y mejorando así el desempeño sísmico del edificio.</li> <li>- El reforzamiento del edificio incorporando disipadores SLB es más ventajoso de aspecto estructural y económico respecto a otras técnicas anteriormente planteadas en estudios pasados como la incorporación de disipadores de fluido viscoso Tipo Taylor y la adición de muros de corte.</li> </ul>				

**ANEXO B.**  
**PLANOS DEL PROYECTO EXISTENTE**



**PLANTA : PRIMER NIVEL**

ESCALA : 1/125



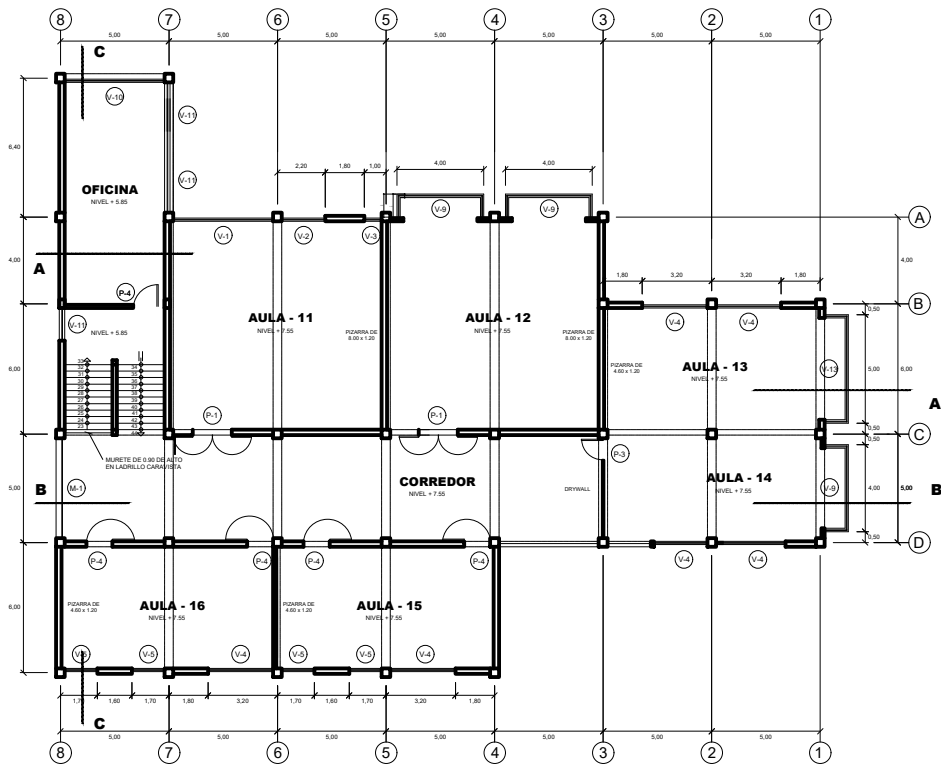
**PLANTA : SEGUNDO NIVEL**

ESCALA : 1/125

**CUADRO DE VANOS**

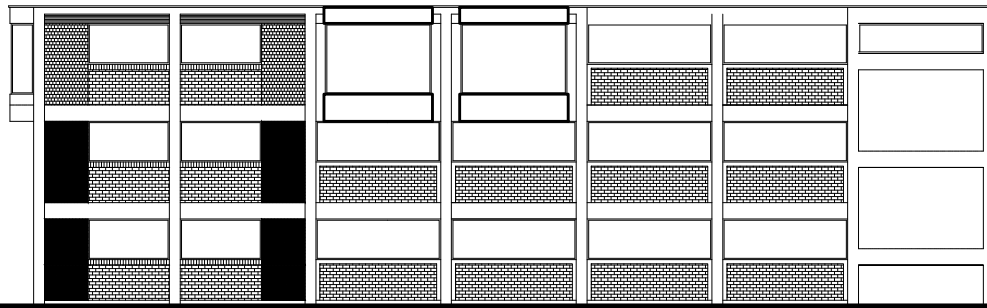
PUERTAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	----
P-1	1.80	2.10	----
P-2	0.90	2.10	----
P-3	1.00	2.10	----
P-4	1.20	2.10	----
MAMPARAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	----
M-1	4.60	3.00	----
REJA			
TIPO	ANCHO	ALTO	----
R-1	4.60	3.00	----

VENTANAS			
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR
V-1	4.60	1.80	1.20
V-2	2.00	1.80	1.20
V-3	0.80	1.80	2.10
V-4	3.00	1.80	1.20
V-5	1.50	1.80	1.20
V-6	1.50	1.05	1.25
V-7	4.60	1.00	0.85
V-8	2.15	0.65	1.65
V-9	6.20	2.60	0.40
V-10	4.60	1.95	0.90
V-11	1.50	1.95	1.25
V-12	2.25	0.75	2.60
V-13	7.20	2.60	0.40
V-14	2.45	1.80	1.20



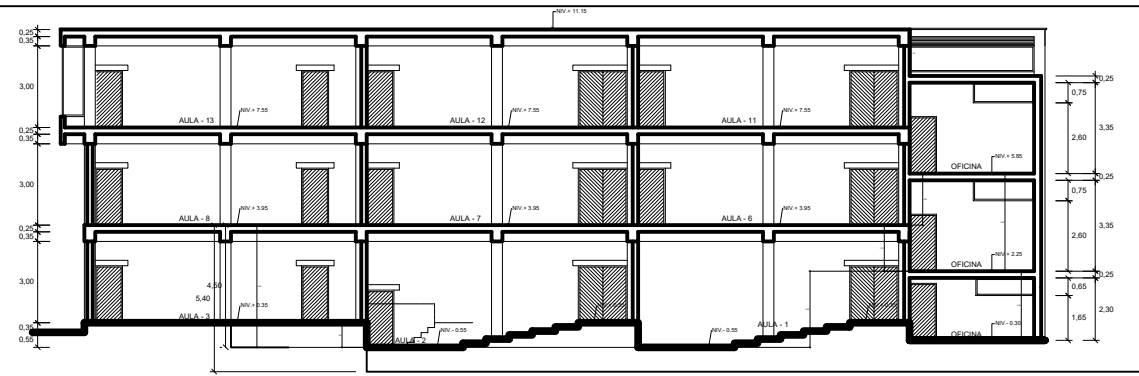
**PLANTA : TERCER NIVEL**

ESCALA : 1/125



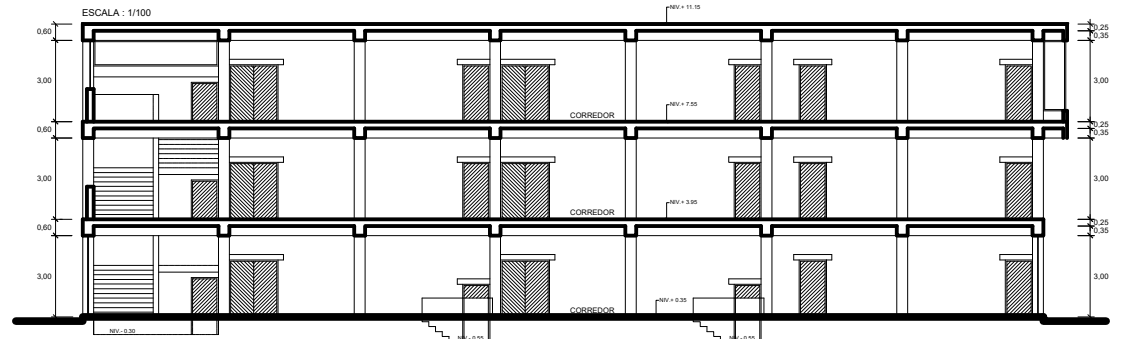
**ELEVACION - 1**

ESCALA : 1/100



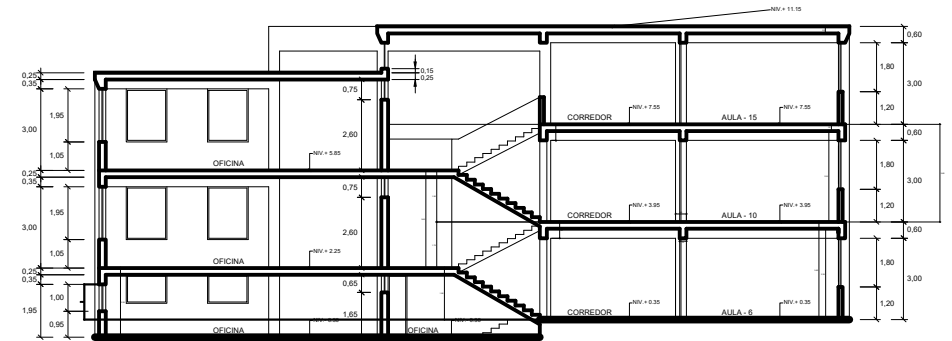
**CORTE : A - A**

ESCALA : 1/100



**CORTE : B - B**

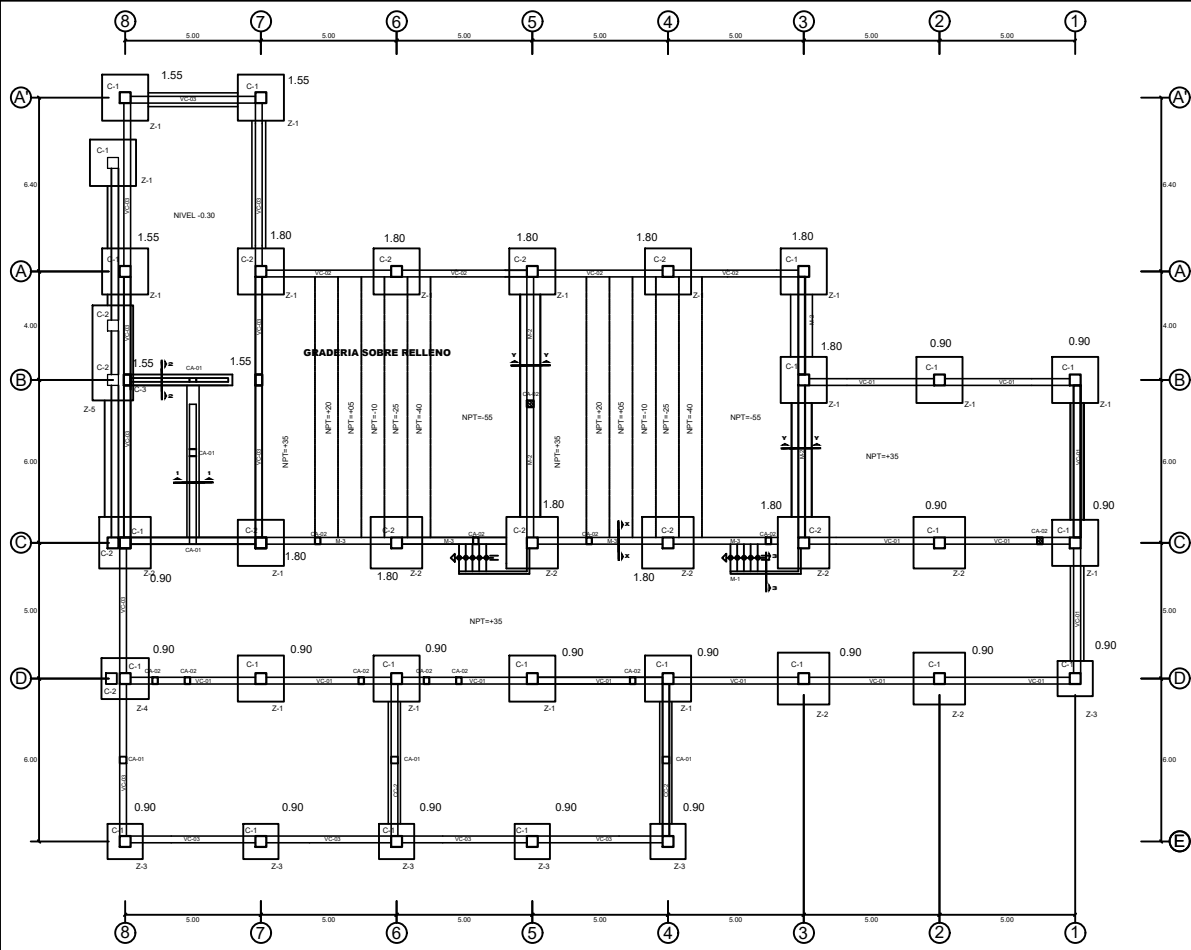
ESCALA : 1/100



**CORTE : C - C**

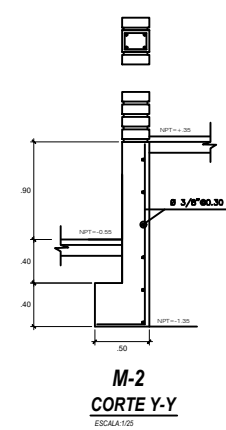
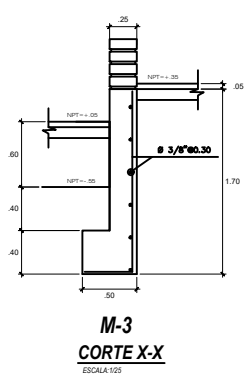
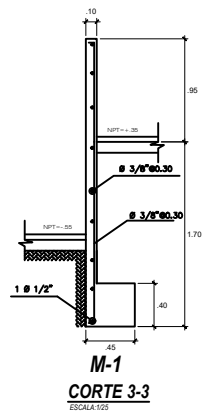
ESCALA : 1/100

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN-TACNA			
FACULTAD DE INGENIERIA, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA			
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
TESIS: "Evaluación de la Mejora del Desempeño Sísmico de un Edificio de Alta Vulnerabilidad Estructural Reforzado con Dispositivos de Disipación de Energía Shear Link Bozzo (SLB), mediante la Aplicación del Análisis Dinámico no Lineal, Tacna"			
PLANO:	ARQUITECTURA EXISTENTE (3° nivel)		
DISEÑO:	DIBUJADO CAD:	ESC: 1/125	TACNA, DICIEMBRE 2021 LAMINA: A-02



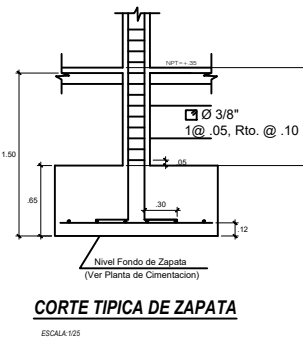
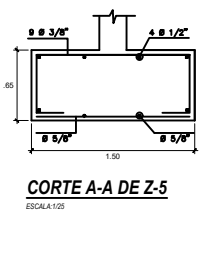
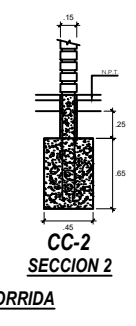
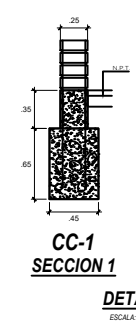
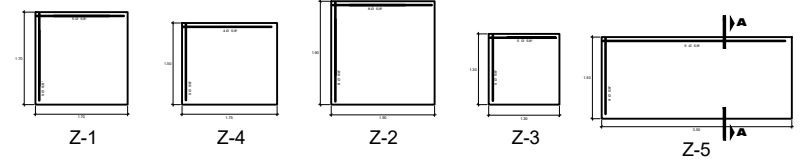
**PLANTA DE CIMENTACION**

ESCALA : 1/100



TIPO	CUADRO DE COLUMNAS		
CARACT.	C-1	C-2	C-3
SECCION			
ACERO	2 Ø 1" + 2 Ø 3/8"	4 Ø 1"	4 Ø 3/8"
ESTRIBOS	Ø 3/8" @ 3"	Ø 3/8" @ 3"	Ø 3/8" @ 3"
	1Ø .05 .60 10 .20 15 .70 @ .25	1Ø .05 .100 10 .40 15 .70 @ .25	1Ø .05 .60 10 .20 15 .70 @ .25

TIPO	COLUMNAS DE ARRIOSTRE	
CARACT.	C-1	C-2
SECCION		
ACERO	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"
ESTRIBOS	Ø 1/4" @ 25	Ø 1/4" @ 25



**SOBRECARGAS:**  
CEMENTO HORMIGON 1 : 8 CON 25% DE PIEDRA MEDIANA DE 3" MAXIMO

**CIMENTO:**  
CEMENTO HORMIGON 1 : 10 CON 30% DE PIEDRA GRANDE DE 6" MAXIMO

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

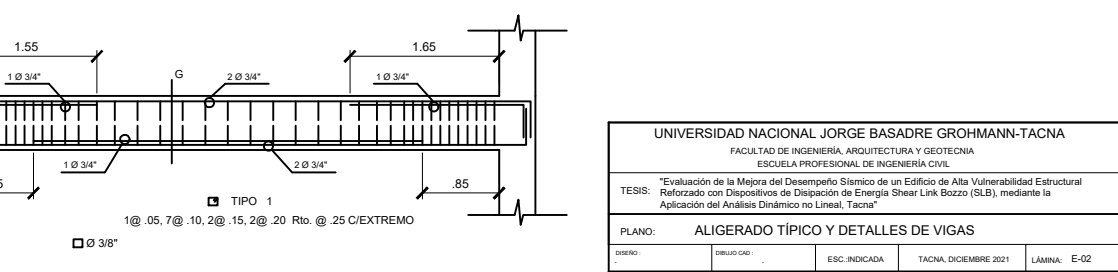
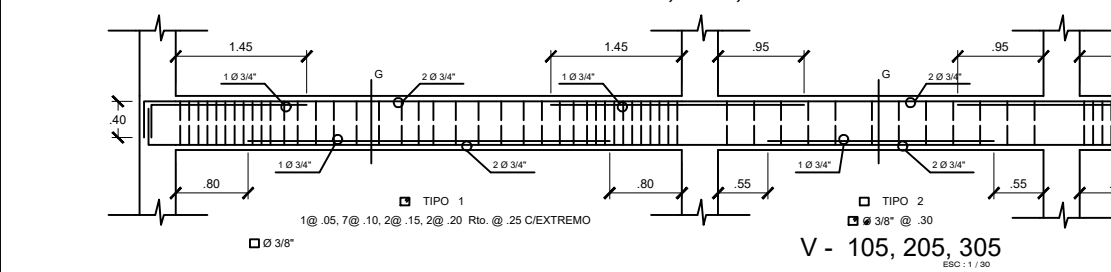
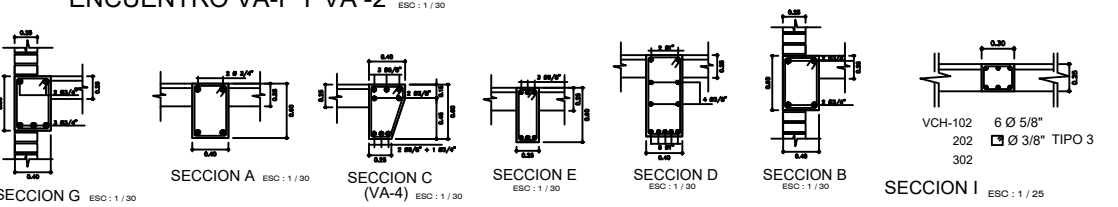
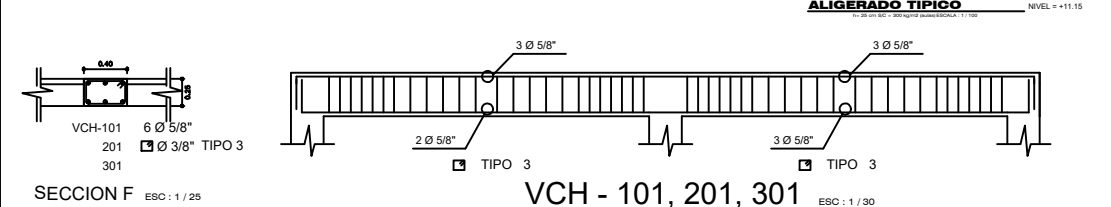
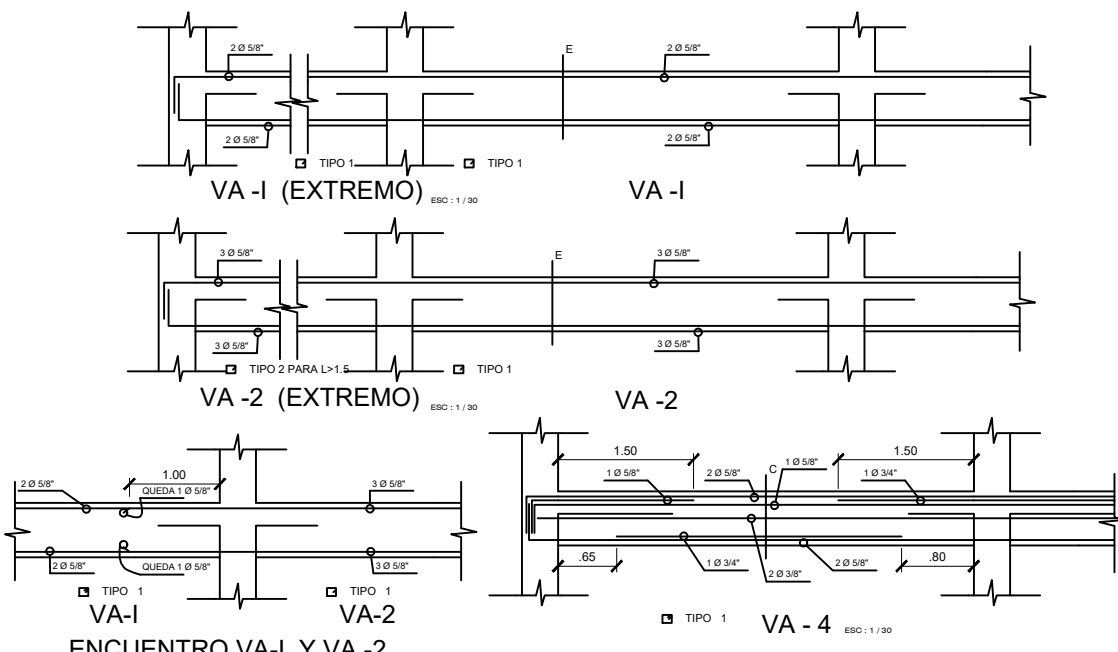
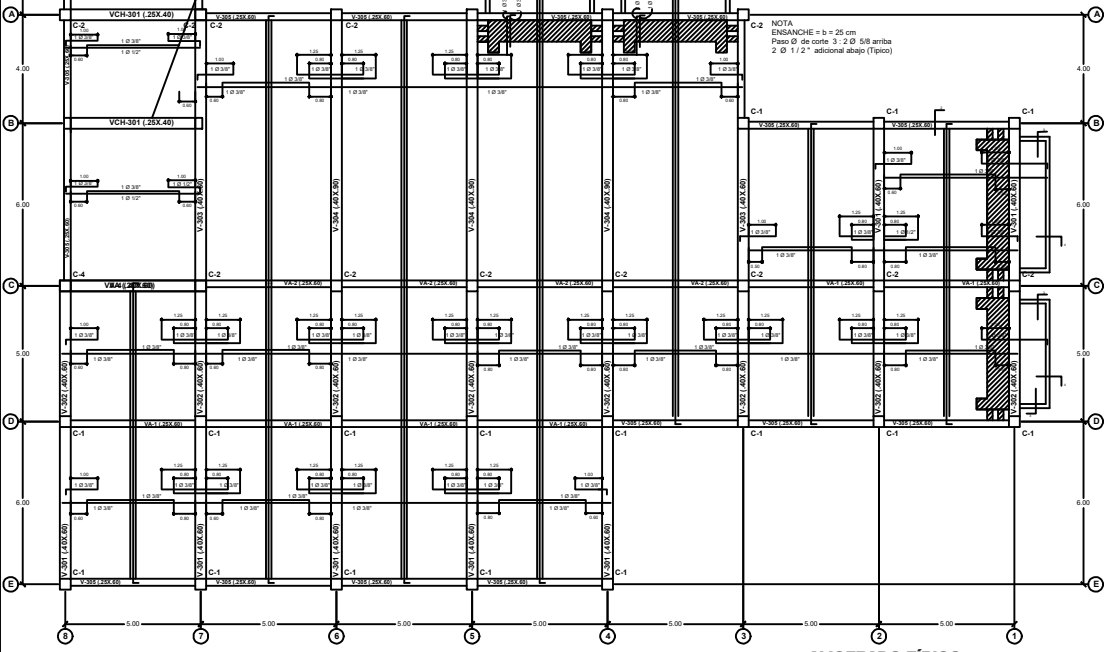
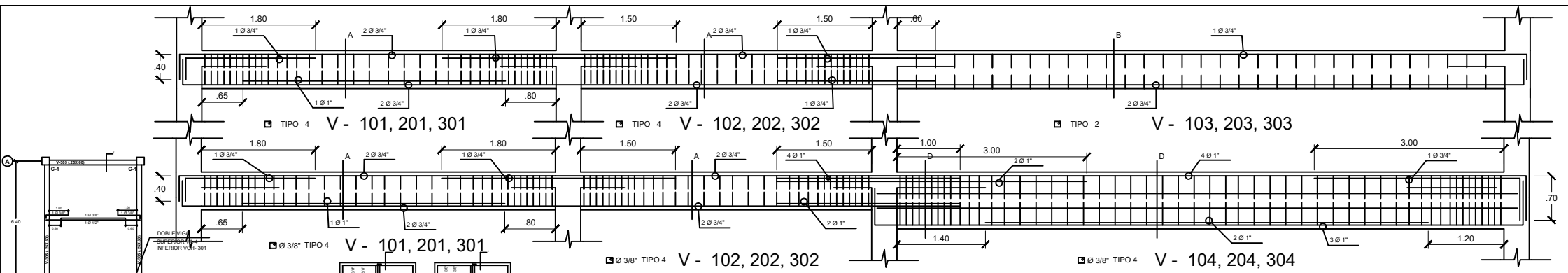
CONCRETO	f <sub>c</sub> : 175 Kg/cm <sup>2</sup> Muros y Falsos Pisos f <sub>c</sub> : 210 Kg/cm <sup>2</sup> Zapatas, Vigas de Cimentacion, Columnas, Losas y Vigas
ACERO	f <sub>y</sub> : 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
ACERO ESTRUCTURAL ASTM	f <sub>y</sub> : 36000 Lb/pulg <sup>2</sup> (Ver Especificaciones Estructurales de Acero)
TERRENO	6'1 : 2.0 Kg/cm <sup>2</sup>
TERRENO	Indicado en las plantas de cimentacion. En caso de encontrarse en el nivel especifico, terreno suelto o con materia organica, se profundizara la excavacion y se construira una subzapata de concreto ciclopeo de f'c= 100 Kg/cm <sup>2</sup> con 25% de piedra grande maximo 8". La altura minima de la subzapata sera de 30 cm. Indicadas en encofrados
SOBRECARGAS	
RECUBRIMIENTOS LIBRES	
-ZAPATAS	7.5 cm
-VIGAS DE CIMENTACION	4.0 cm
-MURO	4.0 cm caras en contacto con agua o terreno 2.5 cm , caras secas 1.5 cm
- COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	3.5 cm
- RESTOS DE ELEMENTOS	2.5 cm
UNIDAD DE ALBAÑILERIA	Todas las unidades de Albañileria de muros y Tabiques seran hechas a maquinas y podran tener alveolos que no excedan el 30% de su volumen
ALBAÑILERIA	f' m = 35 Kg/cm <sup>2</sup>
MORTERO	Cemento - Cal Normalizada - Arena

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN-TACNA**  
FACULTAD DE INGENIERIA, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: "Evaluación de la Mejora del Desempeño Sísmico de un Edificio de Alta Vulnerabilidad Estructural Reforzado con Dispositivos de Disipación de Energía Shear Link Bozzo (SLB), mediante la Aplicación del Análisis Dinámico no Lineal, Tacna"

PLANO: CIMENTACIÓN EXISTENTE DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA METALÚRGICA

DISEÑO : \_\_\_\_\_ DIBUJO CAD : \_\_\_\_\_ ESC. : INDICADA TACNA, DICIEMBRE 2021 LÁMINA : E-01



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN-TACNA				
FACULTAD DE INGENIERIA, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA				
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL				
TESIS: "Evaluación de la Mejora del Desempeño Sísmico de un Edificio de Alta Vulnerabilidad Estructural Reforzado con Dispositivos de Disipación de Energía Shear Link Bozzo (SLB), mediante la Aplicación del Análisis Dinámico no Lineal, Tacna"				
PLANO:	ALIGERADO TÍPICO Y DETALLES DE VIGAS			
DISEÑO:	DIBUJADO:	ESC. INDICADA:	TACNA, DICIEMBRE 2021	LÁMINA: E-02

**ANEXO C.**

**FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN LOS DISPOSITIVOS SLB**

**DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN DISPOSITIVOS SLB TRAS DISEÑO FINAL CON REGISTROS COMPATIBILIZADOS AL ESPECTRO NORMATIVO**

UBICACION		INFORMACION DE LOS DISPOSITIVOS SLB												TIL.FAC.07				TIL.MOR.01				TIL.PRO.06				TIL.PRO.70				TIL.PRO.74				TIL.FAC.05				TIL.FAC.10				TIL.FAC.14										
UBICACION	FRAMO	LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy (kN)	Fu (kN)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)	Fmax (+) (kN)	Dmax (+) (mm)	Fmax (-) (kN)	Dmax (-) (mm)											
A	3-4	1er	K30	SLB2 25.5	319	592.39	507.57	21.45	-508.53	-21.43	550.56	26.09	-505.85	-21.27	561.08	27.21	-545.44	-25.49	493.51	19.78	-507.51	-21.32	491.44	19.55	-548.54	-25.83	464.09	16.56	-473.96	-17.63	489.00	19.32	-506.07	-21.16	499.44	20.43	-544.21	-23.36														
			Zdo	K29	SLB2 25.3	238.20	457.15	351.30	16.57	-357.80	-17.49	360.70	17.90	-328.83	-13.40	367.42	19.19	-367.20	-19.48	334.52	14.20	-369.63	-19.16	351.64	16.62	-378.12	-20.51	317.55	11.81	-324.10	-12.73	360.21	17.83	-345.58	-15.81	338.84	14.81	-366.72	-18.75													
	6-7	1er	K28	SLB2 25.5	319.00	592.39	509.17	21.58	-504.47	-21.04	530.40	24.83	-496.81	-20.20	544.51	25.88	-543.07	-25.23	491.56	19.56	-505.64	-21.12	489.47	19.33	-541.15	-23.25	460.03	16.09	-464.20	-16.55	488.16	19.19	-500.54	-20.55	492.13	19.62	-534.12	-24.25														
			Zdo	K27	SLB2 20.5	218.40	395.71	318.09	17.61	-327.00	-19.12	335.28	20.76	-308.01	-15.89	340.50	21.95	-335.08	-21.14	305.29	15.42	-335.69	-20.67	317.14	17.44	-344.06	-22.41	287.58	12.40	-298.02	-14.23	328.83	19.44	-317.60	-17.55	313.13	16.82	-337.69	-20.95													
	4-5	3er	K36	SLB2 10.5	112.20	182.26	131.98	14.15	-134.24	-16.04	134.51	16.00	-128.21	-11.69	134.83	16.21	-135.55	-16.52	129.66	12.80	-136.93	-17.44	134.86	16.06	-137.58	-17.80	127.17	10.93	-130.85	-13.46	136.11	16.94	-134.06	-14.17	130.53	13.16	-136.60	-17.22														
																																							K34	SLB2 10.5	112.20	182.26	131.97	14.12	-134.59	-16.33	135.51	16.66	-128.38	-11.82	136.15	16.92
	5-6	1er	K25	SLB2 25.4	279.60	526.49	431.49	19.32	-435.77	-19.84	482.59	25.80	-433.41	-19.61	491.09	26.66	-470.34	-24.10	430.84	19.23	-445.76	-21.07	430.65	19.21	-480.87	-26.40	403.28	15.83	-421.93	-18.13	425.57	18.60	-450.65	-21.68	435.58	19.81	-471.74	-25.06														
																																							Zdo	K26	SLB2 20.4	188.30	348.53	277.54	17.45	-287.12	-19.35	294.44	20.60	-287.04	-15.44	301.94
	B	4-5	1er	K42	SLB2 25.4	279.60	526.49	426.39	18.68	-432.04	-19.54	464.76	23.41	-414.47	-17.24	472.95	24.42	-469.98	-24.06	432.80	19.47	-447.74	-21.33	431.47	19.31	-480.41	-26.36	396.55	15.00	-420.96	-18.01	419.80	17.87	-456.07	-22.35	428.72	18.98	-465.26	-23.49													
																																								Zdo	K39	SLB2 20.3	156.90	298.30	231.42	16.79	-239.10	-18.46	249.21	20.53	-244.07	-15.16
		6-7	1er	K41	SLB2 25.3	238.20	457.15	364.33	18.42	-369.73	-19.32	401.47	23.67	-355.73	-17.26	407.48	24.52	-402.29	-23.78	371.50	19.43	-384.33	-21.26	370.30	19.26	-412.49	-25.25	340.22	15.01	-360.74	-17.91	361.83	18.06	-391.99	-22.33	369.70	19.18	-401.26	-23.64													
																																								Zdo	K37	SLB2 20.4	188.30	348.53	287.88	19.37	-294.55	-20.62	298.94	21.43	-274.17	-16.84
3-4		3er	K40	SLB2 15.3	126.10	240.45	166.12	11.34	-174.28	-13.59	181.68	15.51	-168.42	-11.97	184.08	16.15	-182.52	-16.01	168.41	12.01	-187.58	-17.37	179.66	15.57	-181.92	-18.58	160.75	9.94	-168.84	-12.08	187.30	17.05	-181.50	-15.46	171.82	12.87	-186.30	-16.77														
																																							K38	SLB2 15.3	126.10	240.45	170.47	12.60	-177.84	-14.62	185.93	16.64	-171.62	-12.81	188.34	17.29
5-6		1er	K32	SLB2 25.4	279.60	526.49	422.28	18.20	-431.04	-19.26	458.17	22.72	-415.65	-17.46	465.50	23.51	-468.45	-23.87	435.11	19.76	-450.53	-21.76	434.00	19.64	-481.42	-25.61	404.44	16.01	-432.51	-19.48	419.24	17.80	-464.66	-23.42	432.47	19.43	-462.46	-23.13														
																																							Zdo	K35	SLB2 20.3	156.90	298.30	227.85	15.92	-236.27	-17.73	248.54	20.38	-226.80	-15.69	251.78
4-5		1er	K22	SLB2 25.3	238.20	457.15	371.14	19.38	-368.82	-19.05	391.65	22.35	-359.80	-17.79	392.99	22.57	-395.32	-23.38	375.74	20.03	-390.69	-22.24	374.45	19.91	-414.77	-25.74	356.65	13.77	-384.68	-21.29	358.60	17.62	-409.00	-24.77	374.64	20.01	-395.62	-22.84														
																																							Zdo	K21	SLB2 20.4	188.30	348.53	270.85	16.16	-276.88	-17.29	294.98	20.99	-272.61	-16.54	302.81
7-8		1er	K24	SLB2 25.3	238.20	457.15	373.58	19.72	-371.46	-19.42	395.48	22.87	-361.54	-18.11	396.65	23.09	-398.97	-23.70	376.45	20.13	-391.84	-22.31	375.55	20.08	-417.38	-25.95	354.79	17.07	-383.95	-21.19	361.31	18.00	-411.86	-25.14	375.06	19.93	-397.46	-23.14														
																																							Zdo	K23	SLB2 20.4	188.30	348.53	270.92	16.17	-275.54	-17.04	295.71	20.85	-274.48	-16.99	301.37
5-6	3er	K33	SLB2 10.4	93.00	166.26	120.57	12.80	-122.76	-13.75	130.49	17.27	-123.99	-14.53	130.84	17.27	-132.26	-18.04	121.63	13.45	-133.80	-19.25	131.02	17.35	-138.05	-20.99	119.65	12.46	-124.17	-14.39	134.74	18.97	-135.40	-19.26	123.59	14.11	-135.99	-19.51															
																																						K31	SLB2 10.4	93.00	166.26	120.03	12.57	-1								

## DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN DISPOSITIVOS SLB POR ACCIÓN SÍSMICA DE LOS REGISTROS ESCALADOS POR AMPLITUD

		INFORMACION DE LOS DISPOSITIVOS SLB					TH_TAC_05_EA				TH_TAC_10_EA				TH_TAC_14_EA				
		UBICACIÓN		LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)
		EJE	TRAMO			NIVEL	(KN)	(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)
<b>DIRECCIÓN XX</b>	A	3-4	1er	K30	SLB3 25_5	319	592.39	418.79	11.59	-420.84	-11.78	508.92	21.47	-546.88	-25.72	530.67	23.90	-468.78	-17.05
			2do	K29	SLB3 25_3	238.20	457.15	292.17	8.21	-297.04	-8.90	346.53	15.90	-380.76	-20.74	352.47	16.75	-317.45	-11.79
		6-7	1er	K28	SLB3 25_5	319.00	592.39	419.18	11.61	-419.75	-11.66	509.85	21.59	-549.64	-26.00	525.45	23.29	-464.74	-16.64
			2do	K27	SLB2 20_5	218.40	395.71	264.73	8.51	-279.56	-11.05	312.55	16.66	-344.55	-22.12	320.78	18.08	-296.35	-13.95
		4-5	3er	K36	SLB2 10_5	112.20	182.26	121.08	6.83	-124.31	-9.06	134.35	15.72	-139.40	-19.13	130.95	13.44	-127.59	-11.22
	5-6	3er	K34	SLB2 10_5	112.20	182.26	120.72	6.59	-124.75	-9.36	134.20	15.69	-139.72	-19.31	131.00	13.48	-128.52	-11.85	
	B	1-2	1er	K25	SLB3 25_4	279.60	526.49	364.46	11.07	-371.18	-11.88	431.30	19.29	-443.75	-20.82	463.06	23.20	-407.57	-16.40
			2do	K26	SLB2 20_4	188.30	348.53	234.46	9.30	-245.29	-11.34	276.71	17.26	-297.48	-21.18	285.36	18.89	-259.54	-14.08
	C	4-5	1er	K42	SLB3 25_4	279.60	526.49	364.51	11.05	-372.98	-12.11	426.18	18.65	-423.19	-18.29	455.86	22.32	-405.58	-16.11
			2do	K39	SLB2 20_3	156.90	298.30	199.98	9.90	-208.41	-11.71	234.92	17.45	-241.40	-18.84	243.18	19.23	-219.30	-14.07
		6-7	1er	K41	SLB3 25_3	238.20	457.15	311.82	11.02	-322.84	-12.55	363.56	18.31	-359.27	-17.70	390.68	22.14	-349.29	-16.29
			2do	K37	SLB2 20_4	188.30	348.53	242.77	10.86	-252.13	-12.63	287.48	19.32	-304.92	-22.58	295.89	20.89	-266.18	-15.30
		3-4	3er	K40	SLB2 15_3	126.10	240.45	149.80	6.97	-158.63	-9.41	174.28	13.54	-180.22	-15.12	173.81	13.42	-164.29	-10.85
	5-6	3er	K38	SLB2 15_3	126.10	240.45	150.52	7.17	-163.47	-10.69	176.64	14.20	-185.81	-16.61	176.43	14.11	-169.12	-12.14	
	D	4-5	1er	K32	SLB3 25_4	279.60	526.49	365.19	11.13	-380.47	-13.06	419.02	17.78	-400.99	-15.55	453.72	22.07	-410.12	-16.67
		2-3	2do	K35	SLB2 20_3	156.90	298.30	202.10	10.35	-212.67	-12.71	233.79	17.20	-233.16	-17.06	241.79	18.93	-221.13	-14.46
	E	4-5	1er	K22	SLB3 25_3	238.20	457.15	323.22	12.64	-335.07	-14.32	351.11	16.56	-321.25	-12.32	388.80	21.88	-357.86	-17.50
			2do	K21	SLB2 20_4	188.30	348.53	241.46	10.61	-256.72	-13.54	273.12	16.58	-262.42	-14.57	288.99	19.57	-263.74	-14.84
7-8		1er	K24	SLB3 25_3	238.20	457.15	323.37	12.67	-335.58	-14.37	352.29	16.71	-322.92	-12.58	392.06	22.36	-359.65	-17.75	
		2do	K23	SLB2 20_4	188.30	348.53	241.89	10.70	-258.61	-13.94	272.77	16.53	-263.49	-14.77	287.50	19.30	-265.37	-15.13	
5-6		3er	K33	SLB2 10_4	93.00	166.26	110.92	8.60	-121.54	-13.24	119.92	12.52	-120.24	-12.66	124.24	14.42	-118.74	-12.02	
6-7	3er	K31	SLB2 10_4	93.00	166.26	110.33	8.34	-121.96	-13.45	118.69	11.98	-120.23	-12.65	123.02	13.90	-118.60	-11.96		
<b>DIRECCIÓN YY</b>	8	B-C	1er*	K44	SLB2 15_2	101.80	199.61	114.27	4.64	-113.84	-4.50	129.26	9.44	-121.55	-6.97	115.75	5.11	-110.37	-3.39
			1er**	K43	SLB2 20_3	156.90	298.30	217.54	13.69	-227.56	-15.85	304.94	32.57	-263.24	-23.56	224.25	15.14	-201.36	-10.22
		D-E	1er	K3	SLB3 25_4	279.60	526.49	383.91	13.47	-396.67	-15.07	527.13	31.13	-457.06	-22.46	390.85	14.30	-359.55	-10.44
			2do	K4	SLB3 25_4	279.60	526.49	384.57	13.54	-397.06	-15.12	528.75	31.32	-457.61	-22.55	391.38	14.36	-359.78	-10.46
				K1	SLB2 20_4	188.30	348.53	245.96	11.47	-252.89	-12.77	329.91	27.32	-290.73	-19.90	252.52	12.73	-229.70	-8.40
	4	D-E	1er	K2	SLB2 20_4	188.30	348.53	246.88	11.64	-253.21	-12.87	331.24	27.57	-291.39	-20.03	253.46	12.90	-230.29	-8.51
				K5	SLB3 25_4	279.60	526.49	314.07	11.31	-331.11	-13.75	503.04	38.03	-371.23	-19.43	370.13	19.24	-320.14	-12.17
			2do	K6	SLB3 25_4	279.60	526.49	314.53	11.37	-331.09	-13.75	504.02	38.17	-371.45	-19.46	370.63	19.31	-320.24	-12.18
				K7	SLB2 15_4	149.70	276.57	189.25	10.05	-191.90	-10.68	259.70	26.80	-213.05	-15.74	196.22	11.70	-178.15	-7.41
				K8	SLB2 15_4	149.70	276.57	189.61	10.13	-192.20	-10.75	260.15	26.91	-213.17	-15.79	196.65	11.81	-178.31	-7.45
	3	A-B	1er	K14	SLB3 25_4	279.60	526.49	316.52	11.65	-329.46	-13.48	517.89	40.20	-378.75	-20.46	378.90	20.48	-328.71	-13.38
			2do	K11	SLB2 15_4	149.70	276.57	188.94	10.02	-183.22	-8.61	265.94	28.29	-213.17	-15.74	197.46	12.01	-176.40	-7.02
		B-C	1er	K12	SLB3 25_4	279.60	526.49	316.03	11.58	-329.10	-13.43	517.14	40.09	-378.54	-20.43	378.33	20.40	-329.01	-13.42
			2do	K13	SLB3 25_4	279.60	526.49	316.18	11.61	-329.12	-13.44	517.33	40.12	-378.47	-20.42	378.48	20.43	-328.73	-13.38
				K9	SLB2 15_4	149.70	276.57	189.80	10.18	-187.89	-9.74	261.64	27.26	-213.88	-15.91	195.54	11.54	-178.83	-7.58
	1	B-C	1er	K10	SLB2 15_4	149.70	276.57	189.90	10.20	-187.73	-9.71	261.66	27.27	-213.63	-15.85	195.69	11.58	-178.46	-7.49
				K19	SLB3 25_4	279.60	526.49	261.57	11.91	-276.95	-14.52	441.42	42.39	-354.45	-27.65	325.31	22.71	-291.10	-16.92
			2do	K20	SLB3 25_4	279.60	526.49	282.87	11.60	-297.89	-14.16	461.29	42.02	-374.75	-27.26	346.10	22.38	-311.92	-16.56
			2do	K17	SLB2 10_4	93.00	166.26	114.97	10.36	-110.39	-8.39	162.66	31.13	-135.99	-19.56	123.53	14.09	-115.75	-10.70
				K18	SLB2 10_4	93.00	166.26	114.96	10.36	-110.26	-8.34	162.41	31.02	-135.73	-19.45	123.42	14.04	-115.51	-10.60
		C-D	2do	K15	SLB2 10_3	81.10	148.63	100.60	9.82	-97.81	-8.55	144.41	30.11	-121.14	-19.39	108.49	13.46	-102.47	-10.67
				K16	SLB2 10_3	81.10	148.63	100.64	9.83	-97.81	-8.55	144.41	30.11	-121.09	-19.37	108.50	13.47	-102.42	-10.65

## DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN DISPOSITIVOS SLB POR ACCIÓN DE REGISTROS PRODUCTO DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

INFORMACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS SLB				TH_PRQ_74_RS						TH_RSN143_TABAS_TAB_RS				TH_RSN763_LOMAP_GIL_RS				TH_RSN1078_NORTHR_SSU_RS				TH_RSN1633_MANJIL_ABBAR_RS					
UBICACIÓN		LINK (Unique Name)	DISIPADOR	Fy	Fu	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)	Fmáx (+)	Dmáx (-)		
EJE	TRAMO			NIVEL	(KN)	(KN)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	
<b>DIRECCIÓN XX</b>	<b>A</b>	<b>3-4</b>	<b>1er</b>	<b>K30</b>	SLB3 25_5	319	592.39	578.32	29.35	-564.74	-28.38	461.01	16.25	-484.92	-19.11	514.29	22.06	-440.32	-13.94	482.39	18.56	-515.46	-22.19	586.67	30.05	-486.81	-19.78
			<b>2do</b>	<b>K29</b>	SLB3 25_3	238.20	457.15	406.19	24.74	-382.09	-21.35	327.94	13.28	-345.25	-16.24	359.25	17.71	-304.99	-10.02	328.74	13.38	-324.46	-12.78	407.18	24.47	-313.40	-11.62
		<b>6-7</b>	<b>1er</b>	<b>K28</b>	SLB3 25_5	319.00	592.39	576.17	29.01	-562.22	-27.93	455.50	15.59	-483.73	-18.91	510.05	21.69	-437.83	-13.66	474.96	17.74	-508.09	-21.43	583.20	29.65	-483.73	-19.78
			<b>2do</b>	<b>K27</b>	SLB2 20_5	218.40	395.71	365.26	25.94	-351.93	-23.72	300.51	14.61	-317.79	-17.87	324.40	18.69	-283.46	-11.73	304.05	15.23	-304.76	-15.38	366.56	25.87	-288.24	-13.24
		<b>4-5</b>	<b>3er</b>	<b>K36</b>	SLB2 10_5	112.20	182.26	144.77	23.84	-137.95	-18.13	128.57	11.87	-138.78	-18.68	140.57	19.88	-125.80	-9.99	129.27	12.32	-128.71	-11.94	145.06	22.89	-127.63	-12.40
			<b>3er</b>	<b>K34</b>	SLB2 10_5	112.20	182.26	144.54	23.75	-138.87	-18.74	128.71	11.94	-139.39	-19.09	140.32	19.71	-126.53	-10.48	129.49	12.46	-129.59	-12.53	144.91	22.79	-127.99	-12.69
	<b>5-6</b>	<b>3er</b>	<b>K34</b>	SLB2 10_5	112.20	182.26	144.54	23.75	-138.87	-18.74	128.71	11.94	-139.39	-19.09	140.32	19.71	-126.53	-10.48	129.49	12.46	-129.59	-12.53	144.91	22.79	-127.99	-12.69	
		<b>3er</b>	<b>K25</b>	SLB3 25_4	279.60	526.49	504.78	28.48	-491.72	-27.37	398.12	15.19	-429.53	-19.07	453.58	22.09	-388.00	-13.95	415.61	17.35	-445.96	-21.09	512.18	29.26	-424.35	-19.48	
	<b>1-2</b>	<b>2do</b>	<b>K26</b>	SLB2 20_4	188.30	348.53	326.13	27.04	-312.66	-24.63	252.08	12.76	-284.89	-19.01	287.12	19.33	-251.42	-12.49	262.45	14.58	-264.83	-15.02	327.65	26.86	-251.64	-13.65	
		<b>2do</b>	<b>K42</b>	SLB3 25_4	279.60	526.49	503.37	28.35	-486.79	-26.77	392.30	14.48	-432.83	-19.47	452.11	21.90	-389.76	-14.18	402.83	15.77	-421.98	-18.18	507.16	28.75	-423.41	-19.31	
	<b>4-5</b>	<b>2do</b>	<b>K39</b>	SLB2 20_3	156.90	298.30	281.57	28.09	-264.34	-24.58	214.88	13.11	-246.93	-20.04	247.71	20.29	-213.78	-12.87	220.14	14.25	-224.46	-15.22	284.57	28.17	-216.34	-13.99	
		<b>1er</b>	<b>K41</b>	SLB3 25_3	238.20	457.15	431.32	28.05	-417.74	-26.56	336.10	14.42	-372.16	-19.52	387.08	21.68	-334.89	-14.25	347.65	16.07	-363.19	-18.29	434.84	28.43	-362.25	-19.00	
	<b>6-7</b>	<b>2do</b>	<b>K37</b>	SLB2 20_4	188.30	348.53	345.15	30.66	-328.58	-27.59	261.67	14.59	-304.80	-22.56	298.77	21.42	-263.97	-14.87	263.62	14.79	-272.12	-16.47	348.40	30.77	-270.00	-16.08	
		<b>3er</b>	<b>K40</b>	SLB2 15_3	126.10	240.45	209.04	22.83	-191.91	-18.49	161.78	10.18	-185.92	-17.01	193.16	18.61	-158.56	-9.33	168.02	11.85	-164.48	-10.90	203.53	21.72	-164.99	-11.25	
	<b>5-6</b>	<b>3er</b>	<b>K38</b>	SLB2 15_3	126.10	240.45	214.36	24.25	-199.17	-20.28	161.55	10.60	-190.51	-19.08	195.37	19.17	-164.01	-10.81	169.67	12.29	-169.65	-12.28	209.42	23.24	-169.21	-12.56	
		<b>3er</b>	<b>K32</b>	SLB3 25_4	279.60	526.49	503.77	28.38	-484.32	-26.46	397.76	15.30	-432.58	-20.16	455.74	22.33	-393.53	-14.65	424.16	18.41	-413.47	-17.10	505.44	28.63	-424.60	-19.42	
<b>2-3</b>	<b>2do</b>	<b>K35</b>	SLB2 20_3	156.90	298.30	281.63	28.10	-263.13	-24.46	217.60	13.70	-253.01	-21.35	249.31	20.65	-217.22	-13.62	227.21	15.81	-227.36	-15.81	285.25	28.32	-219.72	-14.74		
	<b>1er</b>	<b>K22</b>	SLB3 25_3	238.20	457.15	432.76	28.27	-412.47	-25.89	374.74	20.03	-380.76	-20.99	394.75	22.73	-341.58	-15.25	391.22	22.27	-377.65	-20.30	432.54	28.49	-365.03	-19.54		
<b>4-5</b>	<b>2do</b>	<b>K21</b>	SLB2 20_4	188.30	348.53	332.83	28.79	-315.74	-25.39	267.50	15.53	-302.33	-22.09	293.02	20.43	-260.05	-14.12	284.08	18.73	-274.72	-16.89	339.14	29.03	-260.73	-14.73		
	<b>1er</b>	<b>K24</b>	SLB3 25_3	238.20	457.15	434.16	28.46	-413.48	-26.08	375.56	20.30	-380.04	-20.89	396.93	23.05	-342.62	-15.39	391.32	22.23	-376.96	-20.20	434.01	28.77	-365.81	-19.59		
<b>7-8</b>	<b>2do</b>	<b>K23</b>	SLB2 20_4	188.30	348.53	334.51	29.10	-317.71	-25.68	267.67	15.56	-305.38	-22.66	294.48	20.67	-261.22	-14.35	285.77	19.23	-276.69	-17.26	340.19	29.23	-261.99	-14.94		
	<b>3er</b>	<b>K33</b>	SLB2 10_4	93.00	166.26	146.39	24.04	-137.85	-20.99	118.32	11.82	-131.47	-18.05	136.15	19.59	-115.33	-10.52	122.04	13.44	-125.73	-15.05	144.06	23.06	-119.34	-12.34		
<b>6-7</b>	<b>3er</b>	<b>K31</b>	SLB2 10_4	93.00	166.26	145.46	23.64	-137.73	-20.97	117.79	11.59	-131.87	-18.26	135.46	19.32	-115.56	-10.62	121.67	13.28	-126.12	-15.22	143.32	22.71	-119.30	-12.36		
	<b>1er*</b>	<b>K44</b>	SLB2 15_2	101.80	199.61	120.44	6.73	-121.68	-7.01	118.46	5.99	-122.10	-7.50	122.50	7.28	-122.82	-7.38	122.36	7.23	-118.20	-5.90	119.22	6.39	-119.21	-6.55		
<b>8</b>	<b>B-C</b>	<b>1er**</b>	<b>K43</b>	SLB2 20_3	156.90	298.30	248.98	20.50	-271.68	-25.70	240.03	18.73															