



UNIVERSIDAD DE CHILE
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Departamento de Ingeniería Civil

*DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE MARCOS
DE ACERO CON CONEXIONES VIGA COLUMNA
SMA*

*MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL*

JIMMY HERNAN ASTORGA FAUNDEZ

Profesor guía:

RICARDO HERRERA MARDONES

Miembros de la comisión:

MARÍA OFELIA MORONI YADLIN

MAURICIO SARRAZÍN ARELLANO

Santiago de Chile

Enero 2009

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR

AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

Por: JIMMY ASTORGA FAUNDEZ

Fecha: 23/03/2009

Profesor Guía: Sr. Ricardo Herrera Mardones

DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE MARCOS DE ACERO CON CONEXIONES VIGA COLUMNA SMA

En este trabajo se presenta el diseño sísmico de un edificio de marcos de acero simétrico de 3 pisos, planta 20x20m con disipadores en la conexión viga-columna y la verificación de su comportamiento bajo la acción de un registro sísmico. Se supone que los marcos de fachada resisten la acción sísmica.

El diseño se realizó según la norma sísmica NCh 433 of. 96, usando el método estático.

Cada disipador sísmico consiste en barras de una aleación CuAlBe con comportamiento superelástico, las que se dimensionaron para cargas gravitacionales y con propiedades mecánicas obtenidas experimentalmente.

El análisis sísmico se realizó con el software DRAIN-2DX, aprovechando condiciones de simetría para usar un modelo plano.

En primera instancia, el marco se consideró empotrado en la base, pero las columnas inferiores fallaron al aplicar el registro de Lolleo N10E. Al modificar los apoyos a rotulados, las columnas fueron capaces de resistir el corte basal que se generó en el primer piso, las barras de SMA disiparon casi la totalidad de la energía y la estructura quedó sin deformaciones remanentes al finalizar el sismo. Sin embargo, estas conexiones no fueron efectivas cuando la estructura fue sometida a los registros sísmicos de Northridge y Sylmar. Además, se estudió el efecto de variar la cantidad de barras en la conexión, concluyéndose que el comportamiento se mantiene si el área varía entre 0.5 y 1.15 veces el área original.

Igualmente, se analizó la estructura con conexiones flexibles sólo en los vanos extremos produciéndose plastificación en las vigas interiores y deformaciones remanentes al finalizar el sismo.

AGRADECIMIENTOS

Comienzo agradeciendo a mis padres por darme la posibilidad de estudiar y por apoyarme en el largo proceso de realizar el sueño de convertirme en ingeniero de la Universidad de Chile. También agradezco a mi familia y en especial a mi hermano Guillermo, con quien compartí este proceso universitario.

Agradezco a mi polola, por permanecer a mi lado, y comprender las constantes postergaciones que tuve para con ella debido a mis estudio.

Agradezco a la profesora Maria Ofelia Moroni y al profesor Ricardo Herrera, por el constante apoyo al momento de resolver mis dudas y guiarme en la realización del presente trabajo de título.

Agradezco a mis amigos de la universidad y a la rama de fútbol de la escuela por acogerme y ser parte de mi vida universitaria; sin duda alguna me han ayudado a forjarme como persona.

A los amigos de la vida, gracias por armarse de paciencia frente a mis reiteradas en múltiples actividades, en las cuales no pude participar por estar estudiando.

INDICE

RESUMEN	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
AGRADECIMIENTOS	3
INDICE	2
INDICE DE FIGURAS	4
INDICE DE TABLAS	6
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	7
1.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	7
1.2. OBJETIVOS.....	7
1.3. CONTENIDOS.....	8
1.4. ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA.....	9
1.4.1. <i>Generalidades</i>	9
1.4.2. <i>Efecto de memoria de forma</i>	10
1.4.3. <i>Superelasticidad</i>	11
CAPÍTULO 2 ESTUDIOS DE CONEXIONES CON SMA	13
2.1. SEPÚLVEDA (2006) [1]:.....	13
2.2. ARELLANO (2002) [2]:.....	17
2.3. SYLVAIN GARRAU [5].....	19
2.4. DE LA LLERA J. C. [3].....	21
2.5. MARÍA GARLOCK [4].....	21
CAPÍTULO 3 MODELO RÍGIDO	27
3.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO PROTOTIPO.....	27
3.2. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	29
3.3. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS.....	36
3.3.1. <i>AISC 2005</i>	36
3.3.2. <i>Verificación columna fuerte, viga débil</i>	37
CAPÍTULO 4	38
DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	38
4.1. DESCRIPCIÓN DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.....	38
4.2. DETERMINACIÓN DE LOS DIÁMETROS DE LAS BARRAS SMA.....	39
CAPÍTULO 5 MODELO CON DISIPADORES	43
5.1. DESCRIPCIÓN DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.....	43
5.2. PARÁMETROS DE ELEMENTOS DEL MODELO.....	44
5.2.1. <i>Conexión Rotacional</i>	44
5.2.2. <i>Vigas</i>	45
5.2.3. <i>Columnas</i>	45
5.3. CALCULO DE AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL.....	47
CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS	49
6.1. RESULTADOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DEL MODELO EMPOTRADO CON SMA.....	49
6.2. DISEÑO DE MODELO CON LA BASE ROTULADA.....	53
6.3. ANÁLISIS SÍSMICO DEL MODELO ROTULADO SIN DISIPADORES SÍSMICOS EN DRAIN-2DX.....	56
6.4. ANÁLISIS SÍSMICO DEL MODELO ROTULADO CON DISIPADORES SÍSMICOS, PARA EL REGISTRO LLOLEO N10E.....	59
6.5. COMPARACIÓN DEL MODELO ROTULADO CON DISIPADORES SÍSMICOS EN DRAIN-2DX, CON DISTINTOS REGISTROS.....	63
6.5.1. <i>Sylmar</i>	65
6.5.2. <i>Northridge</i>	72
6.6. MODELACIÓN DE LA CONEXIÓN A PARTIR DE 2 RESORTES.....	79

6.7	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA CONEXIÓN CON RESPECTO AL DISEÑO.	83
6.8	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON CONEXIONES EN BASE A SMA SOLO EN DOS VANOS.	85
	CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	87
7.1.	CONCLUSIONES.	87
7.2.	LIMITACIONES Y RECOMENDACIONES.	89
	BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS:.....	90
	ANEXO 1	91
	VERIFICACIÓN DE VIGA 1 (REF. FIG. 3.4).	91
	AISC 2005	91
	ANEXO 2	100
	VERIFICACIÓN DE COLUMNA 16 (REF. FIG. 3.4).....	100
	AISC 2005	100
	ANEXO 3.....	109
	VERIFICACIÓN CRITERIO COLUMNA FUERTE, VIGA DÉBIL.....	109
	FEMA 350	109
	ANEXO 4.....	113
	EJEMPLO DE INGRESO DE DATOS PARA EL MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS (MODELO ROTULADO EN SU BASE CON SMA EN TODOS LOS NUDOS).	113
	DRAIN-2DX.....	113

INDICE DE FIGURAS

<i>Fig. 1.1: Transformación de fase martensítica en ausencia de tensiones [3].....</i>	<i>10</i>
<i>Fig. 1.2: Cambos cristalográficos y memoria de forma [4].....</i>	<i>11</i>
<i>Fig. 1.3: Curva tensión deformación típica de un material con memoria de forma [3].....</i>	<i>11</i>
<i>Fig. 1.4: Curva tensión deformación típica de un material superelástico [3].....</i>	<i>12</i>
<i>Fig. 2.1: Curva de rotura en ensayo estático de una barra.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig. 2.2: Ciclos de histéresis en ensayo dinámico de una barra.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig. 2.3: Dispositivo experimental.....</i>	<i>15</i>
<i>Fig. 2.4: Detalle de la conexión y del dispositivo de medición.....</i>	<i>15</i>
<i>Fig. 2.5: Ciclos de histéresis Momento-giro en la punta de la viga de la conexión.....</i>	<i>16</i>
<i>Fig. 2.6: Esquema del modelo M 1b [2].....</i>	<i>17</i>
<i>Fig. 2.7: Esquema de conexión viga-columna con disipadores [2].....</i>	<i>18</i>
<i>Fig. 2.8: Vista general de la conexión en ANSYS [5].....</i>	<i>19</i>
<i>Fig. 2.9: SMA genérico ANSYS.....</i>	<i>20</i>
<i>Fig. 2.10: Curva momento versus giro [4].....</i>	<i>22</i>
<i>Fig. 2.11: Edificio estudiado por María Garlock [4].....</i>	<i>22</i>
<i>Fig. 2.12: Perfiles considerados en el modelo [4].....</i>	<i>23</i>
<i>Fig. 2.13: Configuración de perforaciones para traspaso de cables en columnas [4].....</i>	<i>23</i>
<i>Fig. 2.14: Unidad de la estructura ensayada [4].....</i>	<i>24</i>
<i>Fig. 2.15: Deformación por solicitación sísmica [4].....</i>	<i>24</i>
<i>Fig. 2.16: Estructura ensayada [4].....</i>	<i>25</i>
<i>Fig. 2.17: Momento versus rotación relativa, en test 16s-45 [4].....</i>	<i>26</i>
<i>Fig. 3.1: Planta y orientación de columnas del edificio.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig. 3.2: Marco exterior del edificio.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig. 3.3: Dimensiones de perfiles modelo empotrado.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig. 3.4: Índice de elementos de la estructura.....</i>	<i>33</i>
<i>Fig. 3.5: Deformación entre piso.....</i>	<i>34</i>
<i>Fig. 3.6: Diagrama de Momento 1.4 (CP+SC+Sismo).....</i>	<i>35</i>
<i>Fig. 3.7: Diagrama de Corte 1.4 (CP+SC+Sismo).....</i>	<i>35</i>
<i>Fig. 3.8: Diagrama Axial 1.4 (CP+SC+Sismo).....</i>	<i>35</i>
<i>Fig. 4.1: Tipos de conexión.....</i>	<i>38</i>
<i>Fig. 4.2: Brazo de palanca en la conexión.....</i>	<i>40</i>
<i>Fig. 4.3: Distribución de barras SMA en la conexión.....</i>	<i>42</i>
<i>Fig. 5.1: Geometría del elemento tipo 02.....</i>	<i>43</i>
<i>Fig. 5.2: Conexión tipo 04-2.....</i>	<i>44</i>
<i>Fig. 6.1: Registro de Llolleo N10E.....</i>	<i>49</i>
<i>Fig. 6.2: Espectros de respuesta para el registro de Llolleo N10E.....</i>	<i>49</i>
<i>Fig. 6.3: Corte por piso en modelo empotrado y con SMA.....</i>	<i>50</i>
<i>Fig. 6.4: Drift entre base y piso 1 en modelo empotrado y con SMA.....</i>	<i>51</i>
<i>Fig. 6.5: Drift entre el piso1 y 2 en modelo empotrado y con SMA.....</i>	<i>51</i>
<i>Fig. 6.6: Drift entre piso 2 y 3 en modelo empotrado y con SMA.....</i>	<i>51</i>
<i>Fig. 6.7: Deformación remanente entre pisos, en modelo empotrado y con SMA.....</i>	<i>52</i>
<i>Fig. 6.8: Dimensiones de perfiles modelo rotulado.....</i>	<i>53</i>
<i>Fig. 6.9: Corte por pisos en modelo rígido rotulado.....</i>	<i>56</i>
<i>Fig. 6.10: Drift entre base y piso 1 en modelo rígido rotulado.....</i>	<i>57</i>
<i>Fig. 6.11: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rígido rotulado.....</i>	<i>57</i>
<i>Fig. 6.12: Drift entre pisos 2 y 3 en modelo rígido rotulado.....</i>	<i>57</i>
<i>Fig. 6.13: Deformación remanente entre pisos en modelo rígido rotulado.....</i>	<i>58</i>
<i>Fig. 6.14: Comportamiento de la conexión más desfavorable para el modelo rotulado.....</i>	<i>59</i>
<i>Fig. 6.15: Corte por pisos en modelo rotulado y con SMA.....</i>	<i>60</i>
<i>Fig. 6.16: Drift entre el pisos1 y la base en modelo rotulado y con SMA.....</i>	<i>61</i>

<i>Fig. 6.17: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rotulado y con SMA.....</i>	<i>61</i>
<i>Fig. 6.18: Drift entre pisos 2 y 3 en modelo rotulado y con SMA.....</i>	<i>61</i>
<i>Fig. 6.19: Envoltiente de desplazamientos en modelo rotulado y con SMA.....</i>	<i>62</i>
<i>Fig. 6.20: Registro El Northr.....</i>	<i>63</i>
<i>Fig. 6.21: Espectro de respuesta para el registro El Northr.....</i>	<i>63</i>
<i>Fig. 6.22: Registro El Sylmar.....</i>	<i>64</i>
<i>Fig. 6.23: Espectro de respuesta para el registro El Sylmar.....</i>	<i>64</i>
<i>Fig. 6.24: Corte por pisos en modelo rotulado, sometido a Sylmar.....</i>	<i>65</i>
<i>Fig. 6.25: Drift entre el piso 1 y la base en modelo rotulado, sometido a Sylmar.....</i>	<i>66</i>
<i>Fig. 6.26: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rotulado, sometido a Sylmar.....</i>	<i>66</i>
<i>Fig. 6.27: Drift entre pisos 2 y 3 en modelo rotulado, sometido a Sylmar.....</i>	<i>66</i>
<i>Fig. 6.28: Envoltiente de deformaciones en modelo rotulado y sometido a Sylmar.....</i>	<i>67</i>
<i>Fig. 6.29: Corte por pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.....</i>	<i>68</i>
<i>Fig. 6.30: Drift entre piso 1 y base en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar. ..</i>	<i>69</i>
<i>Fig. 6.31: Drift entre piso 1 y 2 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.</i>	<i>69</i>
<i>Fig. 6.32: Drift entre piso 2 y 3 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.</i>	<i>69</i>
<i>Fig. 6.33: Deformación remanente entre pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.....</i>	<i>70</i>
<i>Fig. 6.34: Envoltiente de deformaciones en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.</i>	<i>70</i>
<i>Fig. 6.35: Comportamiento de la conexión más desfavorable para el modelo rotulado, sometido a Sylmar.....</i>	<i>71</i>
<i>Fig. 6.36: Corte por pisos en modelo rotulado, sometido a Northridge.....</i>	<i>72</i>
<i>Fig. 6.37: Drift entre piso 1 y base en modelo rotulado, sometido a Northridge.....</i>	<i>73</i>
<i>Fig. 6.38: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rotulado, sometido a Northridge.....</i>	<i>73</i>
<i>Fig. 6.39: Drift entre piso 2 y 3 en modelo rotulado, sometido a Northridge.....</i>	<i>73</i>
<i>Fig. 6.40: Deformación remanente entre pisos en modelo rotulado y sometido a Northridge.....</i>	<i>74</i>
<i>Fig. 6.41: Envoltiente de deformaciones en modelo rotulado sometido a Northridge.....</i>	<i>74</i>
<i>Fig. 6.42: Corte por pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.</i>	<i>75</i>
<i>Fig. 6.43: Drift entre piso 1 y base en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.....</i>	<i>76</i>
<i>Fig. 6.44: Drift entre piso 2 y 1 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge....</i>	<i>76</i>
<i>Fig. 6.45: Drift entre piso 2 y 3 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge....</i>	<i>76</i>
<i>Fig. 6.46: Deformación remanente entre pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.....</i>	<i>77</i>
<i>Fig. 6.47: Envoltiente de deformaciones de pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.....</i>	<i>77</i>
<i>Fig. 6.48: Comportamiento de la conexión más desfavorable para el modelo rotulado, sometido a Northridge.....</i>	<i>78</i>
<i>Fig. 6.49: Rigidez de resortes que forman la conexión.....</i>	<i>79</i>
<i>Fig. 6.50: Comportamiento de nueva conexión y resortes.....</i>	<i>82</i>
<i>Fig. 6.51: Rango para la conexión en base a la sección de SMA.....</i>	<i>84</i>
<i>Fig. 6.52: Comportamiento de la conexión con SMA para la estructura con SMA en los dos vanos extremos.....</i>	<i>86</i>

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1: PARÁMETROS DEL ELEMENTO SMA.....	20
TABLA 3.1: PROPIEDADES DE PERFILES.....	28
TABLA 3.2: COEFICIENTE I.....	29
TABLA 3.3: PARÁMETROS SEGÚN TIPO DE SUELO	30
TABLA 3.4: COEFICIENTE SÍSMICO MÁXIMO.....	30
TABLA 3.5: CARGAS Y SOBRECARGAS DEL EDIFICIO.....	31
TABLA 3.6: PESOS SÍSMICOS	31
TABLA 3.7: DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.....	32
TABLA 3.8: FUERZA SÍSMICA TOTAL.....	33
TABLA 3.9: DESPLAZAMIENTOS ENTRE PISO.....	34
TABLA 3.10: ELEMENTO MÁS SOLICITADOS.....	36
TABLA 3.11: FACTORES DE UTILIZACIÓN.....	36
TABLA 3.12: FACTORES DE COMPARACIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL.....	37
TABLA 6.1: PROPIEDADES DE PERFILES MODELO ROTULADO.....	53
TABLA 6.2: CARGAS Y SOBRECARGA DEL EDIFICIO ROTULADO	53
TABLA 6.4: DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PARA EL MODELO ROTULADO	54
TABLA 6.5: FUERZA SÍSMICA TOTAL DEL MODELO ROTULADO	55
TABLA 6.6: DESPLAZAMIENTOS ENTRE PISO PARA EL MODELO ROTULADO	55
TABLA 6.7: FACTORES DE UTILIZACIÓN PARA EL MODELO ROTULADO	56
TABLA 6.8: RIGIDEZ DE RESORTES DE LA NUEVA CONEXIÓN	81

Capítulo 1: Introducción y Antecedentes

1.1. Consideraciones generales.

Se ha observado que luego de ocurrido algunos eventos sísmicos en edificios de acero, las uniones viga-columna soldadas fallan, debido a fracturas en la soldadura y a deformación plástica de la unión ya que las conexiones son puntos de gran rigidez. Este tipo de fallas, generalmente frágil, podrían evitarse agregando sistemas de disipación de energía en las conexiones. Surge así, la posibilidad de examinar una alternativa a las uniones comunes viga-columna, usando elementos disipadores en base a SMA.

Las aleaciones con memoria de forma (abreviado como SMA “Shape Memory Alloy”) son aleaciones metálicas que, después de una deformación aparentemente plástica, vuelven a su forma original. Los mismos materiales, dentro de un determinado rango de temperatura, pueden ser deformados hasta casi un 10% volviendo a recuperar su forma original al ser descargados. Este inusual efecto se llama memoria de forma elástica (o superelástica).

La conexión con disipadores de energía en base a SMA puede permitir recuperar la forma original de la estructura en la conexión, donde se producen generalmente fallas frágiles luego de un fuerte sismo.

1.2. Objetivos.

- **Objetivos generales:**

Analizar la factibilidad y las ventajas de utilizar una conexión viga-columna con disipador de energía en base a SMA, en el diseño de un edificio de baja altura, estructurado con marcos de acero.

- **Objetivos específicos:**

- Proponer una metodología de diseño para la conexión viga-columna.
- Realizar el diseño de una conexión viga columna utilizando la metodología de diseño señalada en el ítem anterior.
- Preparar un modelo analítico de un edificio con disipador en base a SMA en la conexión viga-columna y de un edificio de marcos rígidos.
- Comparar las respuestas de los modelos analíticos cuando se someten a diversos registros sísmicos severos.

1.3. Contenidos

Básicamente este trabajo cuenta con 7 Capítulos los cuales se describirán a groso modo en los siguientes párrafos.

§ Capítulo 1: Este capítulo es introductorio y se muestran ciertos antecedentes sobre las SMA.

§ Capítulo 2: Se muestran resultados obtenidos en trabajos anteriores con conexiones con SMA y otros estudios relacionados con edificios y disipadores sísmicos.

§ Capítulo 3: En este capítulo se describe el diseño realizado del edificio.

§ Capítulo 4: Este capítulo se muestra el diseño de la conexión con SMA.

§ Capítulo 5: En este capítulo contempla la descripción del modelo de la conexión y de la estructura, con los que se representó la realidad en el software DRAIN-2DX.

§ Capítulo 6: Este capítulo es donde se muestran los resultados y las soluciones a los problemas que tiene la estructura inicial.

§ Capitulo 7: Este es el capitulo de las conclusiones y de las recomendaciones a futuros trabajos relacionados.

1.4 Aleaciones con memoria de forma.

1.4.1. Generalidades

Las aleaciones con memoria de forma, o “Shape Memory Alloy” (SMA) son aleaciones que tienen varias propiedades únicas, como efecto de memoria de forma, capacidad de grandes deformaciones (hasta 8%) y gran amortiguamiento.

Tal comportamiento se debe a los cambios en las características cristalográficas que pueden ocurrir en la aleación. El cristal puede estar en fase martensítica o en fase austenítica. La fase austenítica, o fase β , tiene alta simetría. Es la fase estable a altas temperaturas y bajos niveles de tensión. Por otro lado, la fase martensítica o fase α , es asimétrica, y tiene hasta 24 variaciones distintas. Es usualmente la fase estable a bajas temperaturas y altos niveles de tensión. El comportamiento singular de los SMA' s proviene del hecho de que las transformaciones entre ambas fases son posibles. De la fase β a la fase α , es la transformación martensítica, y en el otro sentido, es la transformación martensítica inversa. Las transformaciones se pueden hacer por medio de carga/descarga y/o calentamiento/enfriamiento.

En ausencia de tensiones, la distribución del material en fases α y β depende de la relación entre temperatura ambiente y la de transformación de fase. La figura 1.1 presenta el ciclo de temperaturas típico de un SMA. Se destacan cuatro temperaturas: Ms y Mf: temperatura de inicio y de fin de la transformación martensítica respectivamente; As y Af : temperatura de inicio y de fin de la transformación austenítica respectivamente. Entonces, calentando un material hecho de 100% de martensita, se puede transformar en 100% austenita, y viceversa.

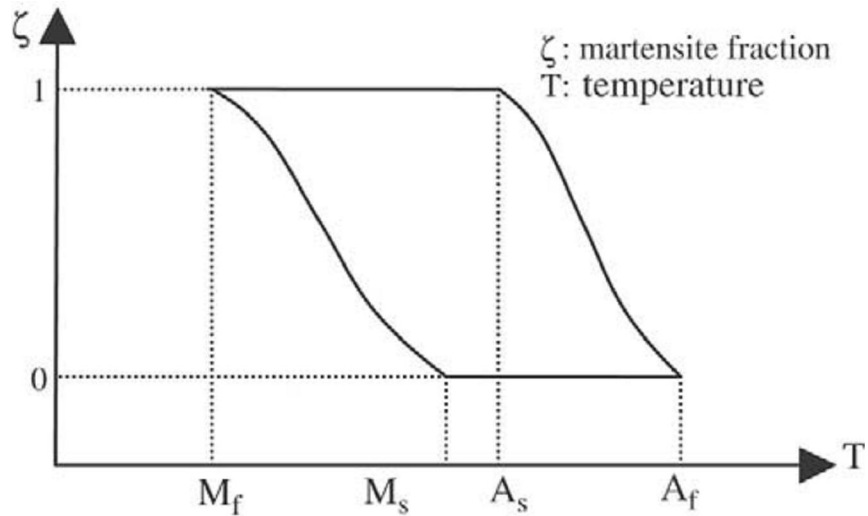


Fig. 1.1: Transformación de fase martensítica en ausencia de tensiones [3]

1.4.2 Efecto de memoria de forma

El efecto de memoria de forma ocurre cuando el material está en fase martensítica, es decir, cuando la temperatura ambiente está bajo M_f . En este caso, cuando se carga el material, el cristal de martensita se deforma elásticamente y luego plásticamente. Una gran deformación plástica es posible porque el cristal tiene la capacidad de “desacoplarse”: los defectos del cristal permiten a sus planos deslizar uno sobre el otro sin fallar (Figura 1.2). Al descargar el material, se nota una gran deformación remanente (Figura 1.3). Para constatar el efecto de memoria de forma, hay que calentar el material sobre la temperatura A_f , para que ocurra la transformación austenítica. Luego, al volver a una temperatura bajo M_f , los cristales de martensita vuelven a su forma original, y la pieza también.

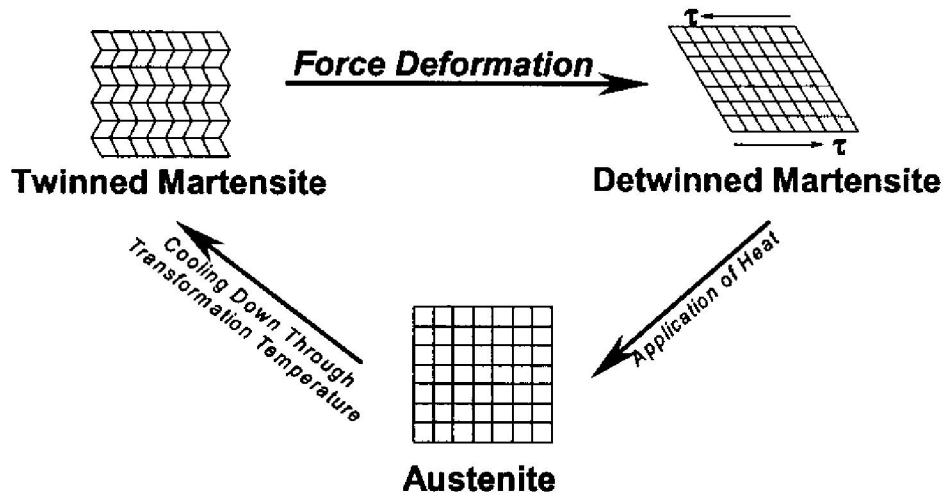


Fig. 1.2: Cambos cristalográficos y memoria de forma [4]

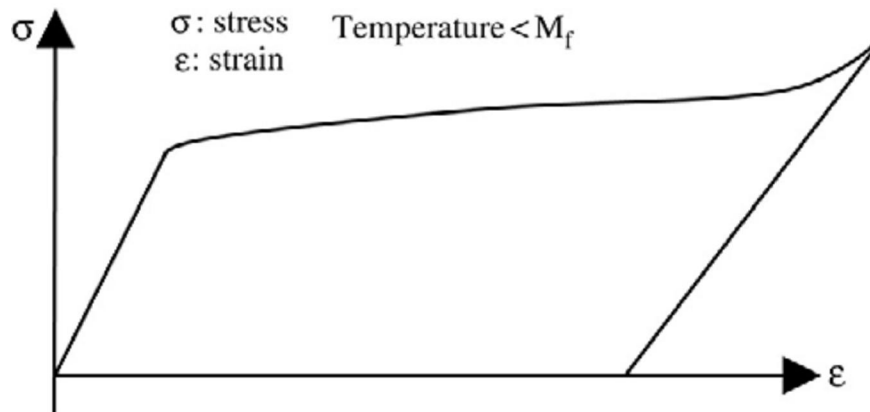


Fig. 1.3: Curva tensión deformación típica de un material con memoria de forma [3]

1.4.3 Superelasticidad

La superelasticidad, ilustrada en la figura 1.4, ocurre cuando un material está a una temperatura sobre A_f , es decir, que se compone de 100% de austenita. Como la austenita es estable a bajos niveles de tensiones, al cargar el material, se puede inducir una fase martensítica, más estable bajo tensiones altas. Una vez que toda la austenita se ha

transformado, se puede llegar a las mismas deformaciones que en el caso de la memoria de forma, por el comportamiento de la martensita bajo tensión. Al descargar, la martensita se transforma porque la austenita es más estable a esa temperatura. El material vuelve a su forma inicial aun cuando logró grandes deformaciones y disipó energía.

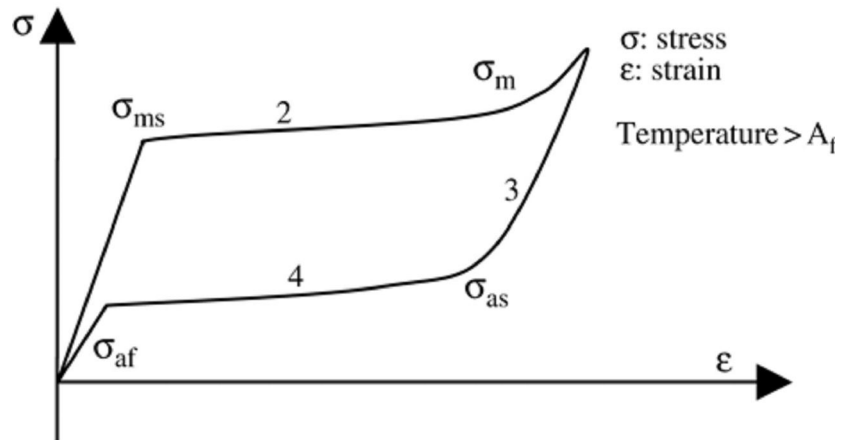


Fig. 1.4: Curva tensión deformación típica de un material superelástico [3]

Capítulo 2: Estudios de conexiones con SMA

2.1. Sepúlveda (2006) [1]:

Se realizaron ensayos estáticos hasta la rotura y ensayos dinámicos de barras de 3mm de diámetro, y de composición química Cu- Al: 10,90% - Be: 0,615%. Se caracterizó la curva de rotura y tensión-deformaciones y se calculó los valores de amortiguamiento y de la energía disipada.

- De los ensayos estáticos se obtuvo las siguientes propiedades mecánicas:

Módulo de elasticidad	697.350 kgf/cm ²
Tensión a la fluencia	1694 kgf/cm ²
Deformación a la fluencia	0,24%
Carga última	349 kgf
Deformación a la falla	8,1%

Tal como se muestra en la figura 2.1.

- En ensayo cíclico, para una deformación de 2,6% se obtuvo:

Amortiguamiento	6%
Energía disipada	2,3 kgf/cm ²

Valores que aumentan a medida que aumenta la deformación, ver figura 2.2.

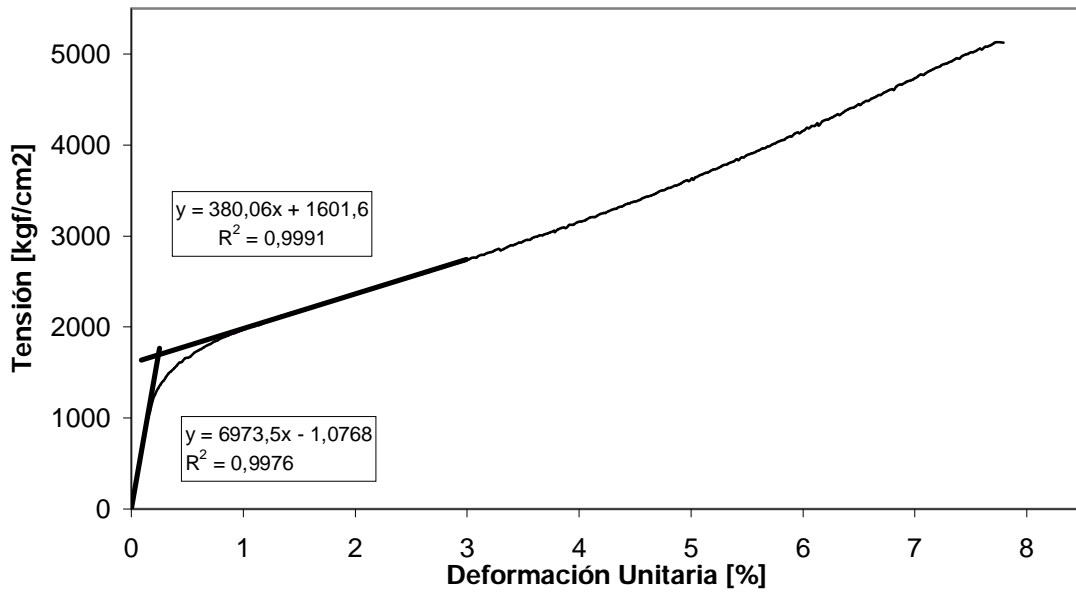


Fig. 2.1: Curva de rotura en ensayo estático de una barra.

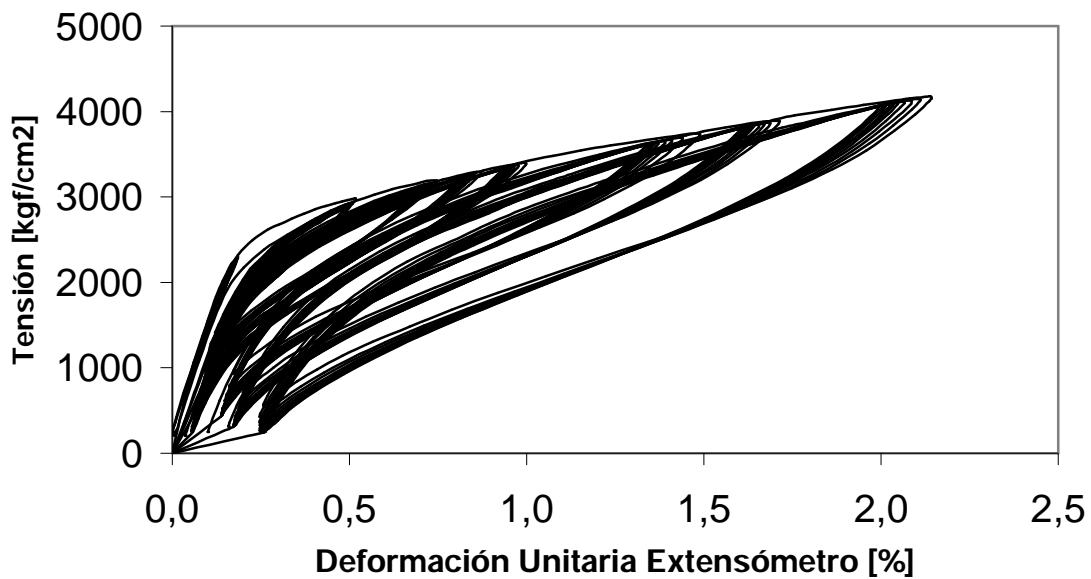


Fig. 2.2: Ciclos de histéresis en ensayo dinámico de una barra

Luego, 4 barras de diámetro 3mm, previamente tratadas térmicamente, se usaron como disipadores en una conexión viga columna como se ve en las figuras 2.3 y 2.4. Las barras solo trabajan en tracción. La viga rota respecto de cada borde y el corte se transfiere por roce del ala de la columna y una placa extrema de la viga.

Se impusieron desplazamientos verticales a la viga, a una distancia de 0.97m de la columna, según el protocolo de SAC.

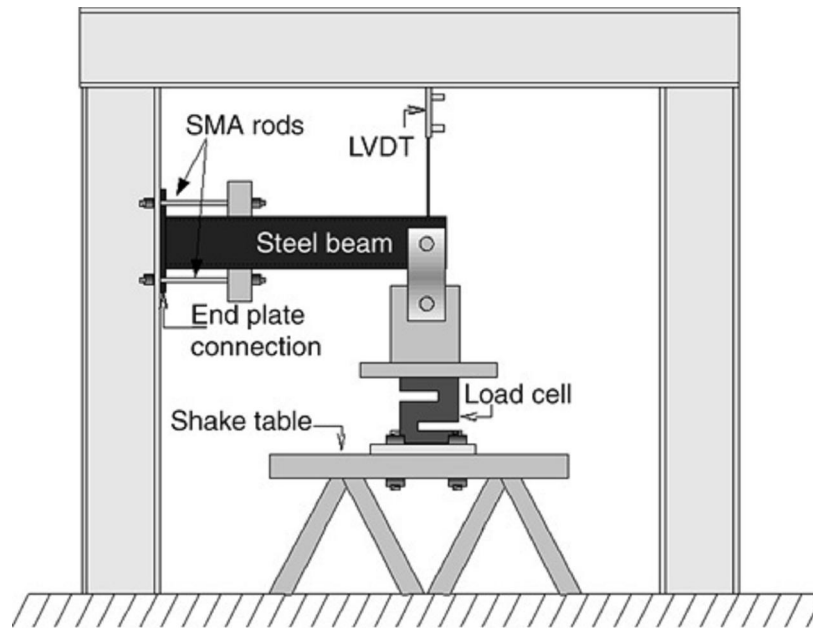


Fig. 2.3: Dispositivo experimental

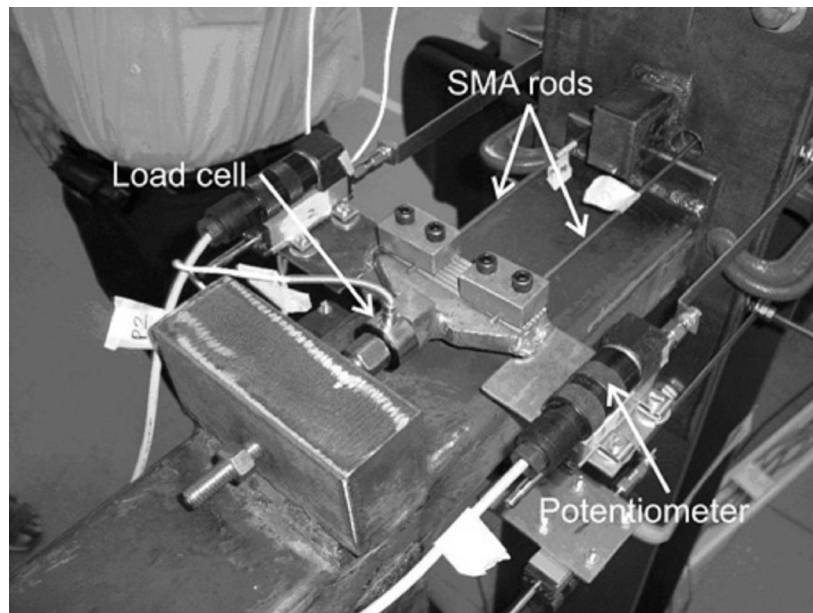


Figura 2.4: Detalle de la conexión y del dispositivo de medición

La relación entre carga aplicada y rotación de la conexión se muestra en la figura 2.5.

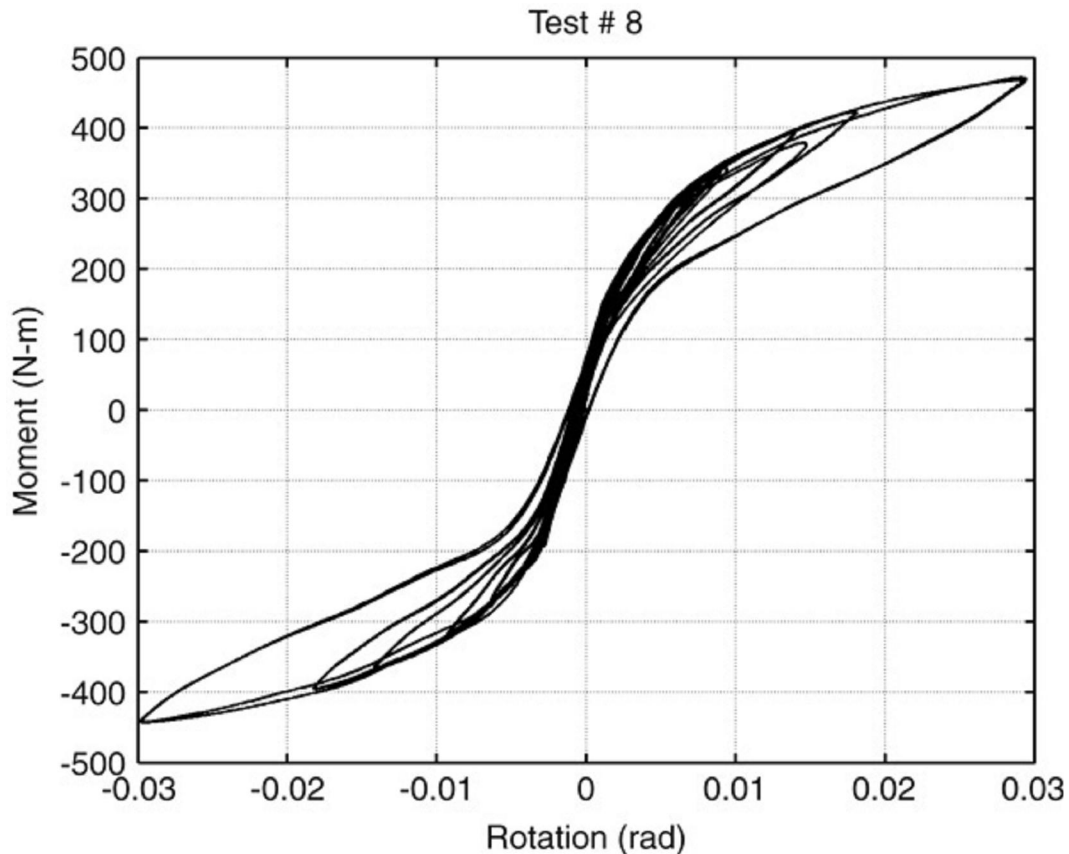


Fig. 2.5: Ciclos de histéresis Momento-giro en la punta de la viga de la conexión.

Las conclusiones principales son las siguientes:

- El comportamiento de las barras en la conexión fue similar al que tiene cuando se ensaya en tracción.
- La conexión mostró un comportamiento estable, sin degradación de la resistencia, y no se notaron daños en la viga ni en la columna.
- Luego de los ensayos, las barras no mostraron ningún daño aparente, quedando con deformaciones remanentes despreciables.
- Los disipadores de energía con material SMA CuAlBe, tienen capacidad de disipar energía en una conexión viga-columna, por lo tanto, se puede usar este tipo de materiales para proteger la conexión de estructuras de acero ante eventuales solicitaciones sísmicas.

2.2 Arellano (2002) [2]:

En este estudio se analizó el comportamiento de un edificio de marcos de acero de 9 pisos con un subterráneo y cinco vanos, ubicado en Los Ángeles, California. Se cuantificó el efecto de incluir disipadores en las uniones viga-columna.

Para realizar este estudio se construyeron 3 modelos analíticos ocupando el programa DRAIN-2DX, que permite modelar el comportamiento no lineal de los materiales y efectuar el análisis no lineal de la estructura.

- § M1: estructura sin disipadores, $T= 2.31$ [seg].
- § M1a: estructura con disipadores en todos los vanos, $T= 3.30$ [seg].
- § M1b: estructura con disipadores en dos vanos (ver figura 2.6), $T=2.59$ [seg], figura 2.10.

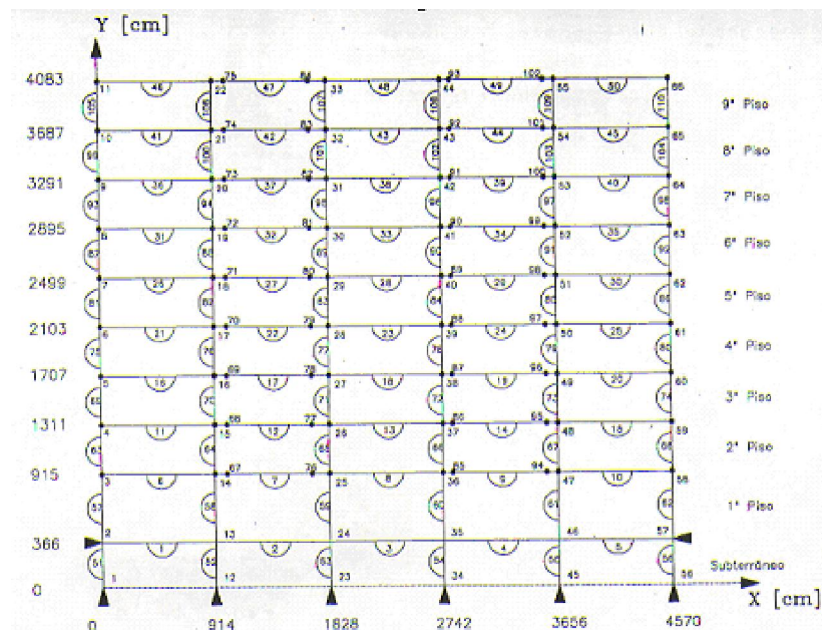


Fig. 2.6: Esquema del modelo M1b [2]

En la figura 2.7 se muestra una conexión con 6 barras SMA que transfieren el esfuerzo de momento y una rotula central que trasmite el esfuerzo de corte.

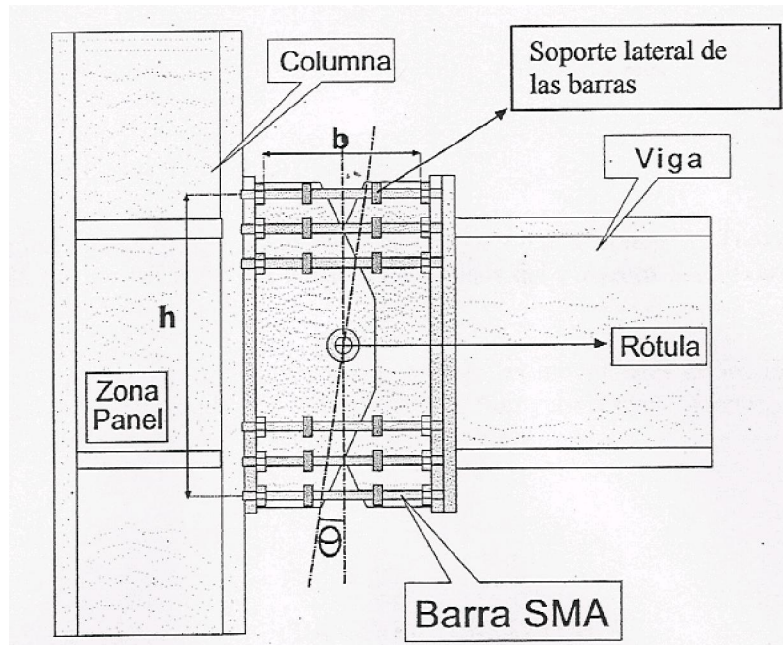


Fig. 2.7: Esquema de conexión viga-columna con disipadores [2]

Para la conexión se utilizaron barras de cobre con un diámetro de 4.2 [mm] y de largo 22 [cm] con un módulo de elasticidad de $E=700000[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ y una tensión de fluencia de $\sigma_y=1000[\text{kgf}/\text{cm}^2]$.

Se estudió el comportamiento de cada modelo frente a cuatro registros del terremoto de Northridge (17 de enero de 1994): Rinaldi 228 y 318, Sylmar y Northridge. Se comparó la respuesta de cinco variables: corte basal, corte por piso, deriva de entrepiso, deriva de techo, y disipación de energía. Las conclusiones principales fueron las siguientes:

- Las conexiones diseñadas con barras de SMA resultaron muy flexibles. Por lo tanto, el modelo M1a, con disipadores en todas las vigas se comportó de manera muy flexible, y las deformaciones entre pisos quedaron fuera de lo aceptable.
- Al flexibilizar la estructura, se aumenta el periodo fundamental de vibración del edificio. Se notó entonces una reducción de los esfuerzos de corte, mayor en el modelo M1a que en el modelo M1b.

- En el modelo M1b, la disipación de energía de los disipadores no resultó muy significativa: los elementos principales (vigas y columnas) disipan entre 75% y 95% de la energía total, lo que es parecido al comportamiento del modelo M1 (sin disipadores).

Se concluyó que este tipo de conexión no sería apropiada para una estructura demasiado flexible.

2.3 Sylvain Garrau [5]

En este trabajo se intentó reproducir los ensayos experimentales hechos por Sepúlveda 2006[1].

Con el Software de elementos finitos ANSYS, se calibró un modelo que reprodujo el ensayo de una barra, y luego se aplicó a la geometría de la conexión figura 2.8.

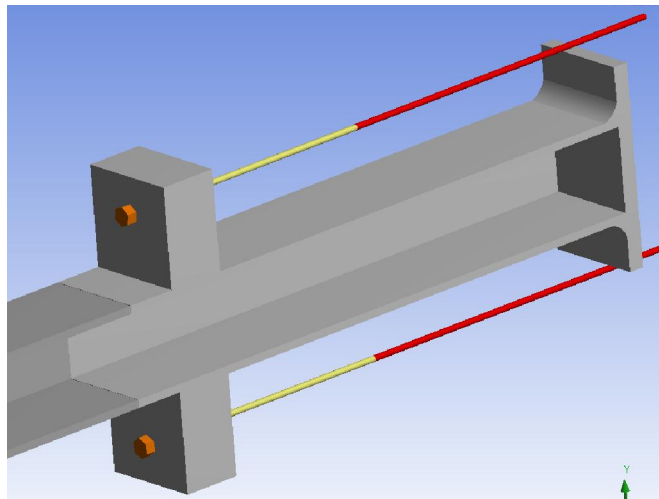


Fig.2.8: Vista general de la conexión en ANSYS [5]

las curvas tensión deformación difieren bastante según si el ensayo es de una barra o de la conexión. La diferencia mayor está en los valores de E_X y σ_s^{AS} , figura 2.9. los

mejores resultados se obtienen al usar ensayos cíclicos de las barras para definir las características del material CuAlBe, los cuales se muestran en la tabla 2.1.

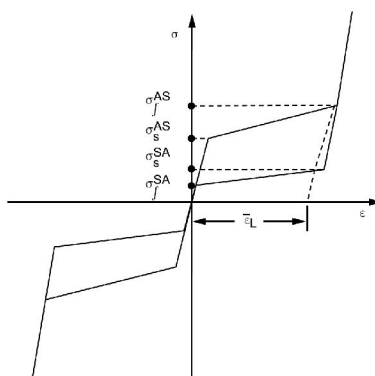


Fig. 2.9: SMA genérico ANSYS.

TABLA 2.1: Parámetros del elemento SMA

Constante	Significación	Valores
E_X	Módulo de elasticidad de la fase austenítica	900000 [kgf/cm ²]
NU	Coef. De Poisson de la fase austenítica	0,3
YMRT	Módulo de elasticidad de la fase martensítica	310749,3 [kgf/cm ²]
σ_s^{AS}	Tensión de inicio de la transformación martensítica	2500 [kgf/cm ²]
σ_f^{AS}	Tensión de fin de la transformación martensítica	5100 [kgf/cm ²]
σ_s^{SA}	Tensión de inicio de la transformación martensítica inversa	2490 [kgf/cm ²]
σ_f^{SA}	Tensión de fin de la transformación martensítica inversa	500 [kgf/cm ²]
ϵ_L	Deformación residual máxima	0,0269052 mm/mm
	Parámetro que mide la diferencia entre comportamientos a tracción y a compresión	0,00

Al comparar los resultados de la conexión usando barras de acero, la deformación remanente debida a la fluencia de las barras hace que la viga tenga una resistencia al corte casi nula, lo que induce al colapso de la estructura.

Aunque en el caso del acero la disipación de energía de la conexión es mayor, al ocupar un material superelástico (se recomienda) por la ausencia de deformaciones remanentes.

2.4 De La Llera J. C. [3]

En este trabajo se propone una metodología de diseño para determinar la cantidad de disipadores que se debe agregar a un edificio, ya sea por variación de periodo o de amortiguamiento, para reducir la respuesta sísmica del edificio, indicando la cantidad y la configuración en altura de los disipadores. Para hacer esto hay que efectuar análisis en el tiempo, variando la rigidez y amortiguamiento de la estructura, teniendo algún parámetro de comparación, por ejemplo desplazamientos en el techo.

En este trabajo se ha decidido colocar los disipadores en todos los nodos y se comparo con la situación de ubicarlos solo en los vanos exteriores.

2.5 María Garlock [4]

En este trabajo se realizó un estudio bastante parecido al del presente trabajo de título, ya que se modeló un edificio de 6 pisos más 1 subterráneo, como se muestra en la figura 2.11, con el software DRAIN-2X. Se analizó un modelo con conexión viga-columna soldada y otro con conexiones de cables de acero post-tensado capaces de producir ciclos de histéresis.

En la conexión no soldada identifica los parámetros que influyen en su comportamiento como son la longitud de los cables, la cantidad de cables y la sección que se necesita para satisfacer la demanda de momento de la conexión.

La conexión la modeló con un diagrama de giro versus momento trilineal, como lo muestra la figura 2.10.

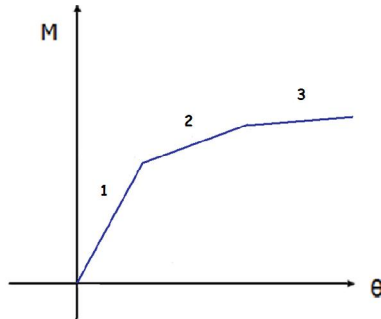


Fig.2.10: Curva momento versus giro [4]

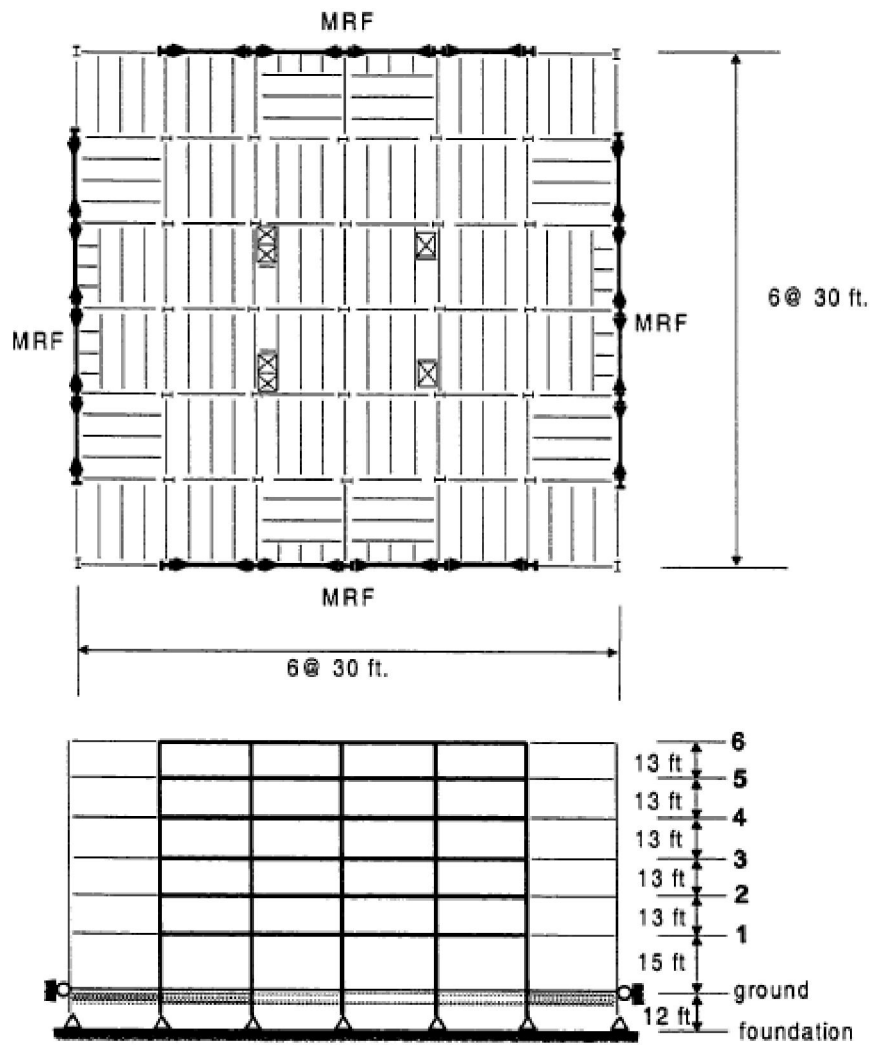


Fig. 2.11: Edificio estudiado por María Garlock [4]

Los perfiles considerados en el edificio y las condiciones de la base de las columnas del primer piso se muestran en la figura 2.12.

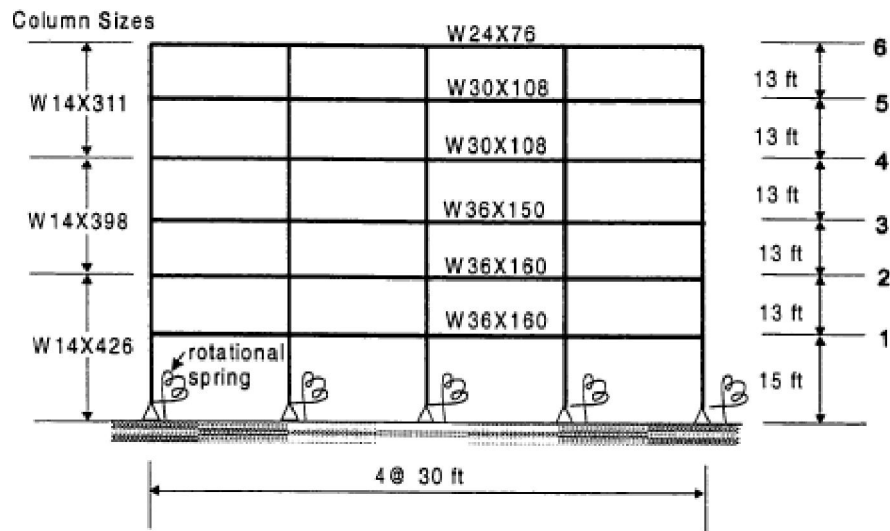


Fig. 2.12: Perfiles considerados en el modelo [4]

La conexión viga-columna no soldada consistió en traspasar cables post-tensados de acero a través de todas las columnas del nivel, perforando las columnas como se muestra en la figura 2.13 para que el esfuerzo de momento producido en las vigas lo tomen estos cables y así no se plastifiquen las vigas.

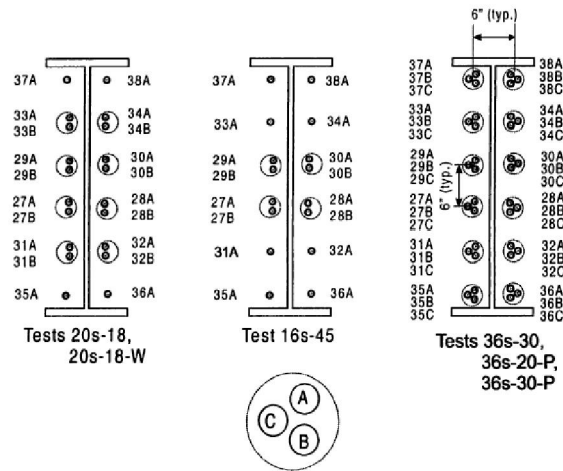


Fig. 2.13: Configuración de perforaciones para traspaso de cables en columnas [4].

Garlock [4] aisló los elementos más solicitados del modelo analítico, como se muestra en la figura 2.14, y los ensayó, para contrastar el comportamiento de la conexión con el modelo analítico.

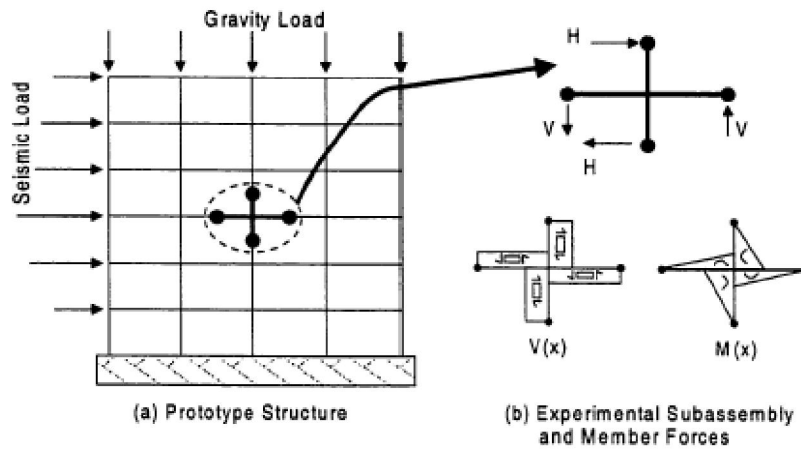


Fig. 2.14: Unidad de la estructura ensayada [4]

En la figura 2.15 se muestra la deformación de la estructura y el giro provocado por la sollicitación sísmica.

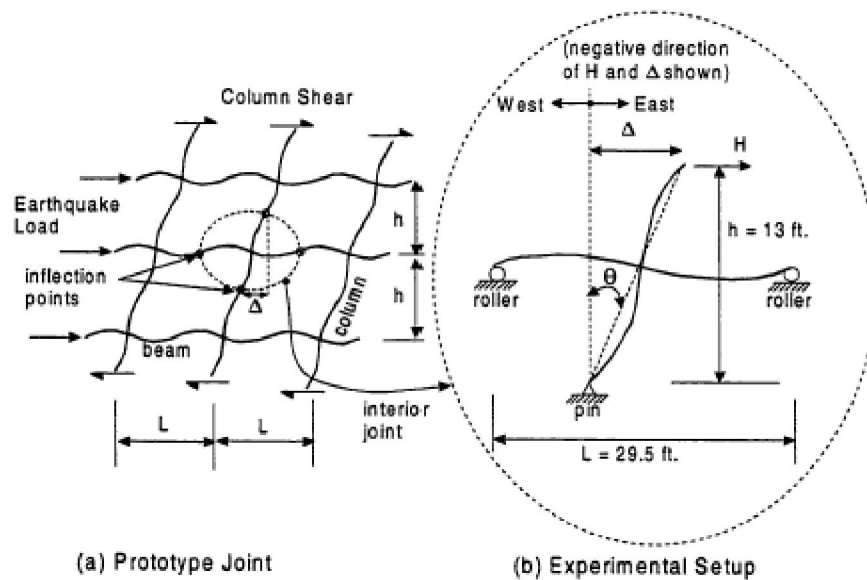


Fig. 2.15: Deformación por sollicitación sísmica [4]

En la figura 2.16 se muestra la estructura a la cual se le realizaron los ensayos para analizar el comportamiento real de la conexión.

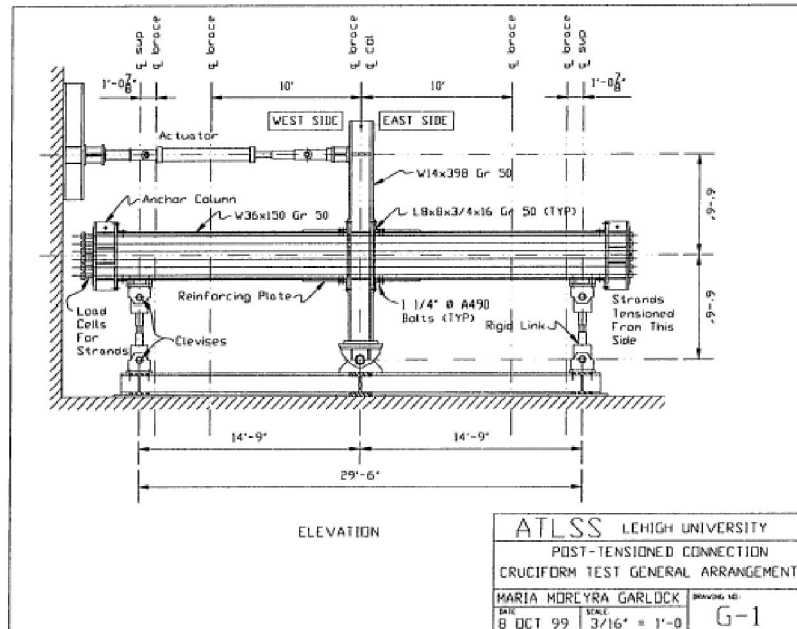


Fig. 2.16: Estructura ensayada [4]

Los resultados obtenidos en este trabajo que son de interés directo para el presente trabajo de título son:

- El software DRAIN-2X reprodujo plenamente el comportamiento de la conexión.
- La conexión post-tensada permite que las columnas y vigas tomen menos momento.
- Las conexiones soldadas disipan más energía que las conexiones post-tensadas.

En la figura 2.17 se muestra el comportamiento de una de las conexiones del edificio y el efecto producido por la post-tensión de los cables, en la capacidad de la conexión de tomar momento sin dejar que la viga pierda contacto con la columna hasta un cierto nivel.

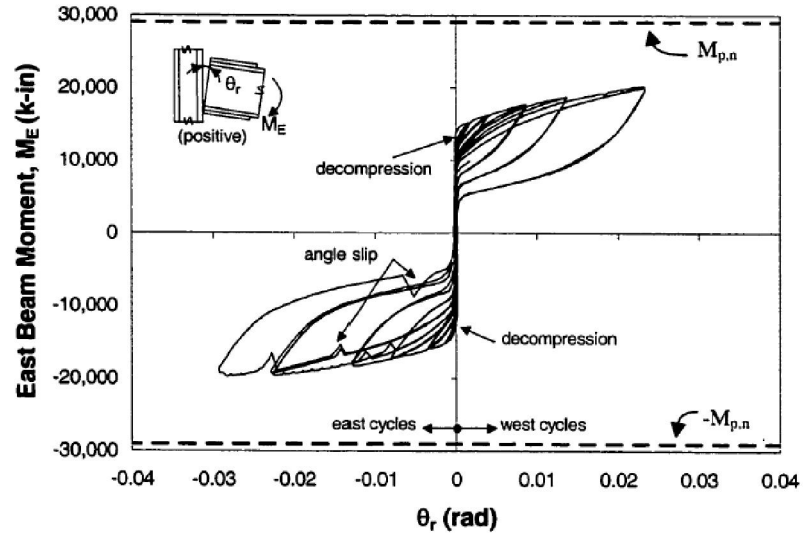


Fig. 2.17: Momento versus rotación relativa, en test 16s-45 [4]

Capítulo 3 Modelo Rígido

3.1. Descripción del edificio prototipo.

El modelo corresponde a un edificio de 3 pisos con 4 vanos, simétrico en dirección X e Y, como se muestra en las figuras 3.1 y 3.2. Dadas estas condiciones del edificio, se analizó solamente uno de los marcos exteriores debido a que los marcos exteriores son los que resisten al sismo.

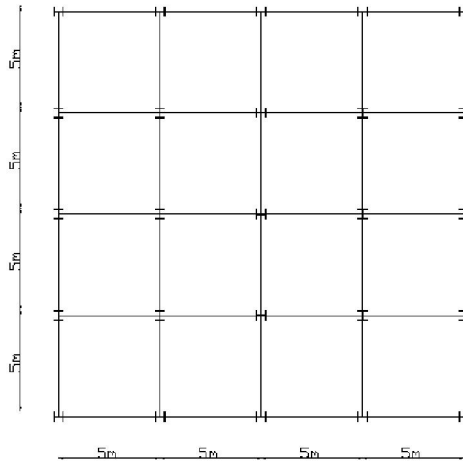


Fig. 3.1: Planta y orientación de columnas del edificio

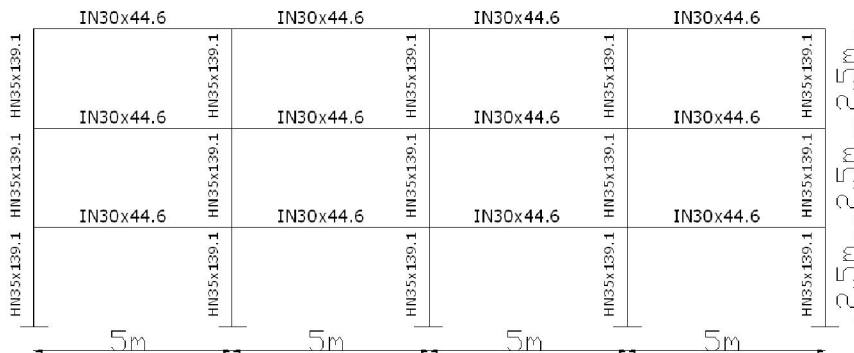


Fig. 3.2: Marco exterior del edificio.

En la figura 3.1 se muestra la planta de la estructura que se diseñó. Corresponde a un edificio simétrico donde las columnas de los marcos exteriores se encuentran orientados según su eje fuerte. Los marcos exteriores, que se muestran en la figura 3.2, son los que se

analizaron como marcos resistentes sísmicamente, es decir que la fuerza sísmica que solicita a cada piso la tomarán los 2 marcos exteriores según la dirección del sismo. El análisis sísmico corresponde a un análisis estático según la norma sísmica chilena NCh 433 of 96 [8].

En la tabla 3.1 se muestran las propiedades de los perfiles utilizados según la distribución que se muestra en la figura 3.2, y en la figura 3.3 se muestra la geometría de los perfiles.

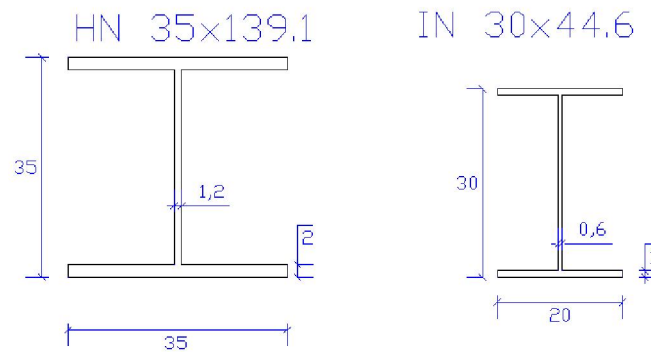


Fig. 3.3: Dimensiones de perfiles modelo empotrado.

TABLA 3.1: Propiedades de perfiles

TIPO	A	I_{xx}	W_{xx}	i_x	Z_x	I_{yy}	W_{yy}	i_y	Z_y
	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]
VIGA									
IN30x44.6	56.8	9511	634	12.9	698	1334	133	4.8	203
COLUMNA									
IN35x139.1	177.2	41141	2351	15.2	2598	14296	817	9.0	1236

3.2 Análisis estático

El análisis estático de la estructura se realizó en base a la norma NCh 433 of 96 [8], que corresponde a la norma para diseño sísmico de edificios vigente en Chile.

El edificio se ubica en Santiago de Chile en la comuna de Puente Alto lo que implica que se ubica en zona 2 y tipo de suelo II según lo estipula la norma antes mencionada.

Dado que el sistema estructural del edificio es en base a pórticos y como se hace un análisis sísmico estático, el factor de modificación de la respuesta estructural R es igual a 7.

Según la norma el corte basal se calcula de la siguiente forma.

$$Q_o = I \cdot C \cdot P \quad (3.1)$$

Donde I es un coeficiente que depende de la categoría del edificio, los cuales se muestran en la tabla 3.2.

TABLA 3.2: Coeficiente I

Coeficiente I	
Categoría del edificio	I
A	1,2
B	1,2
C	1,0
D	0,6

Debido a que el edificio tendrá un destino habitacional, la categoría del edificio es C, lo que indica que I=1.

El factor C corresponde al coeficiente sísmico, el cual no puede ser menor que Cmin y no necesita ser mayor que Cmax.

$$C = \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T}{T^*} \right)^n \quad (3.2)$$

Donde T' y n dependen del tipo de suelo y T^* corresponde al periodo fundamental de la estructura.

El periodo de la estructura se determinó a través del programa Sap2000, tomando la mitad de la luz total del edificio como ancho colaborante para las masas por piso asociadas a las cargas permanentes y las sobrecargas. Este periodo resulto igual a

$$T^* = 0.447 \text{ [s]} \quad (3.3)$$

TABLA 3.3: Parámetros según tipo de suelo

Parámetros según tipo de suelo					
Tipo de suelo	s	To	T'	n	p
I	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
II	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
III	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
IV	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00

Por lo tanto, reemplazando en (3.2)

$$C = \frac{2.75 \cdot 0.3 \cdot g}{g \cdot 7} \cdot \left(\frac{0.35}{0.447} \right)^{1.33} = 0.085$$

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6 \cdot g} = 0.05 \quad (3.4)$$

TABLA 3.4: Coeficiente sísmico máximo

R	Cmax
2	0.90 SAo/g
3	0.60 SAo/g
4	0.55 SAo/g
5.5	0.40 SAo/g
6	0.35 SAo/g
7	0.35 SAo/g

Como R es igual a 7 el coeficiente sísmico máximo es $C_{\max} = 0.35$

Para calcular el peso sísmico se consideró la cubicación que se muestra en la tabla 3.5.

TABLA 3.5: Cargas y sobrecargas del edificio

CARGAS PERMANENTES		Carga lineal para vigas sísmicas
ELEMENTO	[Tonf/m ²]	[Tonf/m]
Techumbre	0.050	0.125
Cielo falso	0.005	0.013
Tabiquería	0.050	0.125
Losa colaborante (12 cm)	0.248	0.620
Sobre losa (5 cm)	0.125	0.313
Vigas	0.022	0.056
Columnas	0.084	0.210
SOBRECARGAS		
Habitacional	0.200	0.500

En la tabla 3.5, en la tercera columna, se muestra las cargas gravitacionales que descargan en el marco exterior del edificio, las cuales se consideran para realizar el análisis estructural del marco, considerando un ancho colaborante de 2.5m.

En la tabla 3.6 se muestra el peso sísmico del edificio que se obtuvo considerando el área total de la planta mostrada en la figura 3.1, junto con los pesos por metro cuadrado de la tabla 3.5. Como el edificio será de tipo habitacional solo se tomó el 25% de la sobrecarga de uso para calcular el peso sísmico según lo estipula la norma NCh 433 of 96 [8].

TABLA 3.6: Pesos sísmicos

PESO SISMICO	
PISO	[Tonf]
P3	57.697
P2	233.676
P1	233.676
Total	525.050

Por lo tanto el corte basal del edificio queda de la siguiente forma

$$Q_o = C \cdot I \cdot P = 44.7 \text{ [Tonf]}$$

Una vez calculado el corte basal se calculan las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso de la estructura, usando la siguiente expresión.

$$F_k = \frac{A_k \cdot P_k \cdot Q_o}{\sum_{j=1}^N (A_j \cdot P_j)} \quad (3.5)$$

Donde:

F_k : es la fuerza sísmica que actúa en cada piso k

$$A_k: \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

Z_k : Altura de cada piso k

H : Altura del edificio

P_k : Peso sísmico en cada piso k

TABLA 3.7: Determinación de las fuerzas sísmicas

Fuerza Sísmica								
k	Zk [m]	$\sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}}$	$\sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$	Ak	Pk[Tonf]	Ak*Pk	Fk [Tonf]	Fkm [Tonf]
3	7.500	0.761	0.607	0.154	57.697	8.874	6.128	3.064
2	5.000	0.889	0.761	0.128	233.676	29.810	20.586	10.293
1	2.500	1.000	0.889	0.111	233.676	26.038	17.981	8.990

Como se asumió que los marcos resistentes serán los marcos exteriores, entonces la fuerza sísmica que toma cada marco exterior es la mitad de la fuerza que actúa en cada piso valor que se denominó Fkm en la tabla 3.7 la cual corresponde al resumen del cálculo de dichas fuerzas.

Considerando la excentricidad accidental para cada piso según lo especifica la norma sísmica NCh433 of 96 [8], se aplica momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de la fuerza estática que actúa en ese nivel por una excentricidad accidental dada por, $\pm 0.1b_{ky} \cdot Z_k/H$ para el sismo en dirección X, y $\pm 0.1b_{kx} \cdot Z_k/H$ para el sismo en dirección Y. Se debe tomar igual signo para los desplazamientos en cada nivel k. La fuerza sísmica adicional provocada por excentricidad accidental es tomada por los

cuatro marcos exteriores del edificio, tomando en cuenta que el edificio es simétrico y los marcos tienen similar rigidez.

Para calcular la fuerza adicional producida por el momento de torsión sobre los marcos, indicada en la tabla 3.8 como F_{kt} , se consideró que el edificio rota en torno al centro de rigidez, el cual se encuentra en el centro de éste, por lo que el brazo de palanca es la mitad de la longitud del edificio tanto para la dirección X, como para la dirección Y.

En la tabla 3.8 se muestra la fuerza total producida por el sismo sobre el marco (F_k marco), la cual corresponde a la suma de la fuerza sísmica y la generada por la torsión accidental.

TABLA 3.8: Fuerza sísmica Total

Fuerza Total			
k	F_{km} [Tonf]	F_{kt} [Tonf]	F_k marco [Tonf]
3	3.064	0.306	3.371
2	10.293	0.686	10.979
1	8.990	0.300	9.290

En la figura 3.4 se muestra un índice de elementos que componen la estructura tales como columnas y vigas. Este índice será útil para identificar los elementos a la hora de entregar información sobre ellos.

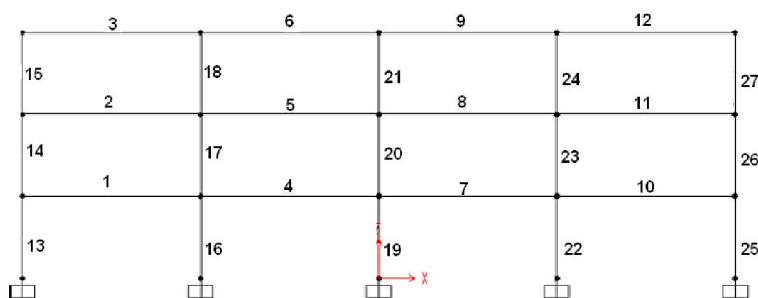


Fig. 3.4: Índice de elementos de la estructura

La norma de diseño sísmico NCh433 of 96 [8] vigente en Chile, exige que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura entre piso multiplicada por 0,002 y no superar el 0.001 veces la altura entre piso como deformación adicional debido a la torsión accidental en un punto cualquiera.

La altura de entrepiso del edificio es de 2.5m, por lo tanto el desplazamiento relativo entre pisos no deberá ser mayor a 0.005m para los centros de masas, y no superar 0.0025m adicional en cualquier punto.

En la figura 3.5 se puede observar la forma del desplazamiento de los pisos.

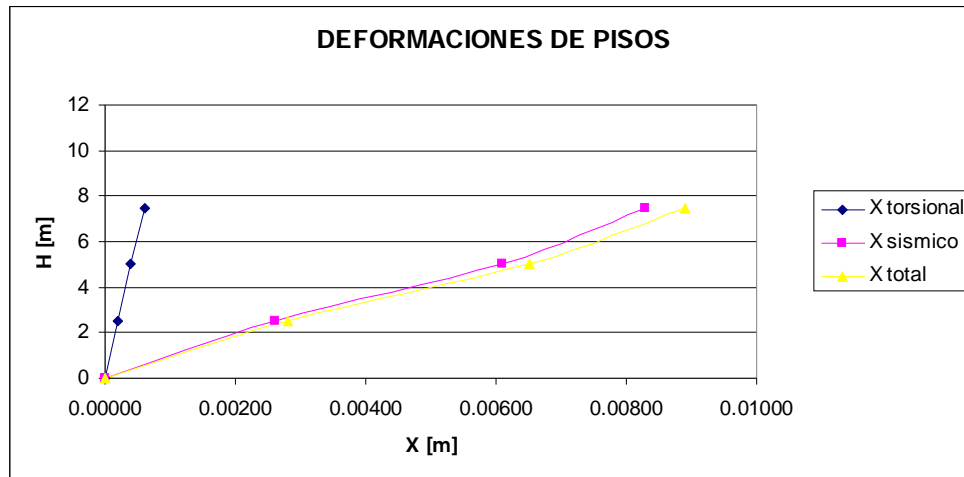


Fig. 3.5: Deformación entre piso.

En la tabla 3.9 se ven las deformaciones alcanzadas por cada piso y las deformaciones relativas entre los pisos consecutivos, en ella se puede ver en la segunda columna que los valores son menores a 0.005 y los valores de la tercera columna son menores que 0.0025.

TABLA 3.9: Desplazamientos entre piso

Deformaciones de piso				
Piso	H [m]	Xsísmico[m]	Xtorsional[m]	Xtotal[m]
3	7.5000	0.0083	0.00060	0.0089
2	5.0000	0.0061	0.00040	0.0065
1	2.5000	0.0026	0.00020	0.0028
0	0.0000	0.0000	0.00000	0.0000
Deformaciones entre piso				
Pisos	H entrepiso [m]	Xsísmico[m]	Xtorsional[m]	Xtotal[m]
3 y 2	2.5000	0.0022	0.0002	0.0024
2 y 1	2.5000	0.0035	0.0002	0.0037
1 y 0	2.5000	0.0026	0.0002	0.0028

En las figuras 3.6, 3.7 y 3.8 se muestran los diagramas de esfuerzos que toma cada elemento del marco, producto de las cargas sísmicas, cargas permanentes y sobrecargas de uso mayoradas por el factor 1.4, según lo estipula la norma sísmica NCh433 of 96 [8].

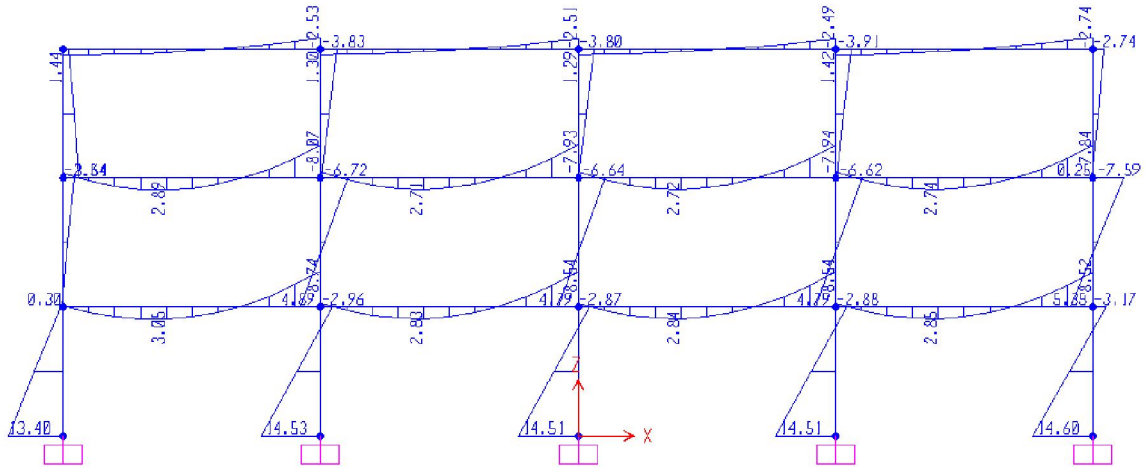


Fig. 3.6: Diagrama de Momento 1.4 (CP+SC+Sismo)

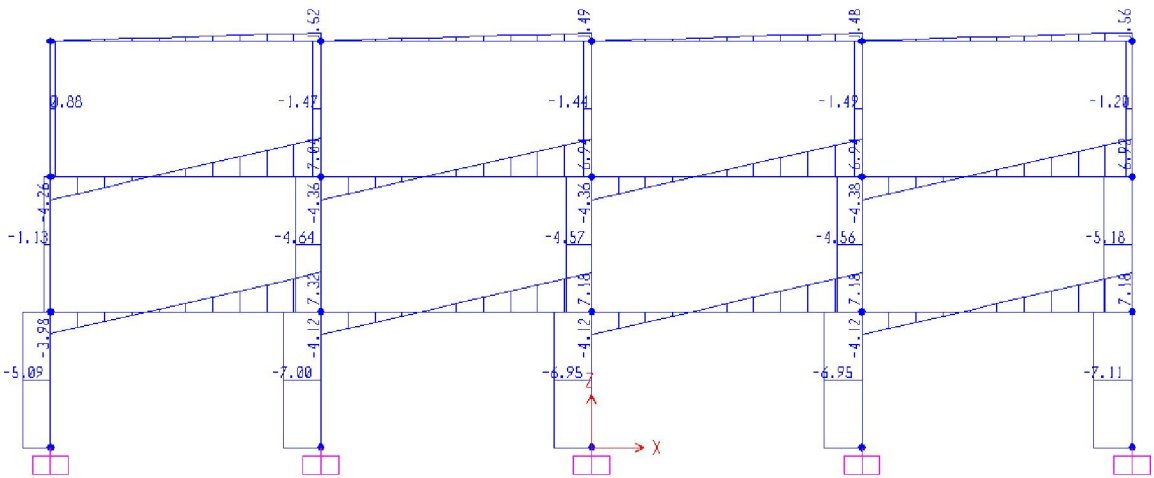


Fig. 3.7: Diagrama de Corte 1.4 (CP+SC+Sismo)

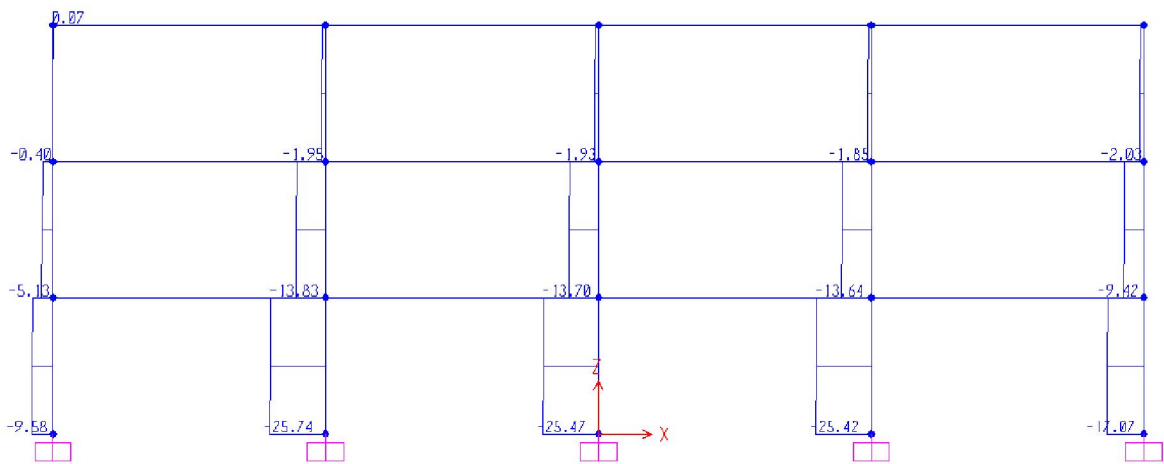


Fig. 3.8: Diagrama Axial 1.4 (CP+SC+Sismo)

De las figuras anteriores se desprende que la viga más solicitada es la número 1, y en el caso de las columnas se observó que la más solicitada es la 16.

TABLA 3.10: Elemento más solicitados

Viga 1		Columna 16	
M [Tonf-m]	8.74	M [Tonf-m]	14.53
P [Tonf]	0.00	P [Tonf]	25.74
V [Tonf]	7.32	V [Tonf]	7.00

3.3 Verificación de elementos

3.3.1 AISC 2005

Con los esfuerzos mayorados mostrados en la tabla 3.10 se hizo una verificación de los elementos estructurales vigas y columnas.

Debido a que Chile carece de normas para el diseño de elementos estructurales de acero, se procedió a realizar la verificación de perfiles con la norma ANSI/AISC 360-05 que corresponde a una norma para el diseño estructural de elementos de acero con estándares internacionales.

En la tabla 3.11 se muestran los factores de utilización de los perfiles más solicitados por el estado de carga que presenta la norma sísmica Chilena. Se puede ver que los factores de utilización son sumamente bajos, lo que implica que los perfiles están controlados por las deformaciones de entrepiso máximas que establece la norma sísmica, que para la estructura que se analizó no debe ser mayor a 5mm.

TABLA 3.11: Factores de utilización

VIGAS		
FU =	0.00	Compresión
FU =	0.55	Flexión Eje Fuerte
FU =	0.00	Flexión Eje Débil
FU =	0.55	Interacción
FU =	0.30	Corte Eje Fuerte
FU =	0.00	Corte Eje Débil
COLUMNAS		
FU =	0.06	Compresión
FU =	0.24	Flexión Eje Fuerte
FU =	0.00	Flexión Eje Débil
FU =	0.28	Interacción
FU =	0.12	Corte Eje Fuerte
FU =	0.00	Corte Eje Débil

Los detalles de la verificación de los perfiles se adjuntan en el anexo 1 y 2.

3.3.2 Verificación columna fuerte, viga débil.

Este criterio se encuentra orientado a otorgar una mayor seguridad global de la estructura frente a un evento sísmico de gran envergadura. Se basa en impedir que en un nudo cualquiera se produzca primero la fluencia de la columna antes que de la viga. Con lo anterior se logra mantener la estabilidad de la estructura y disipar una gran cantidad de energía. La ecuación que define este criterio de acuerdo a las provisiones sísmicas de FEMA 350 [5] es la siguiente.

$$\frac{\sum M_{PC}}{\sum M_{PV}} > 1 \quad (3.6)$$

Donde:

$\sum M_{PC}$: Sumatoria de los momentos proyectados sobre y bajo el nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga considerando una disminución por carga axial.

$\sum M_{PV}$: Sumatoria de los momentos proyectados sobre y bajo el nudo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga.

TABLA 3.12: Factores de comparación columna fuerte-viga débil

	eje 1	eje 2	eje 3
piso 3	2.61	2.57	2.53
piso 2	2.67	2.49	2.68
piso 1	2.58	2.38	2.57

La tabla 3.12 muestra que la configuración de perfiles usados en el marco satisface el criterio de Columna fuerte-Viga débil. Ver cálculos en anexo 3.

Capítulo 4

Diseño de conexión viga-columna

4.1 Descripción de conexión Viga-columna

Para diseñar la conexión se consideraran dos tipos de conexión distintos, uno para las columnas externas y otro para las columnas centrales, como se indica en la figura 4.1, debido a que se contempla utilizar las conexiones con SMA para todos los nodos del marco sísmico exceptuando la base empotrada.

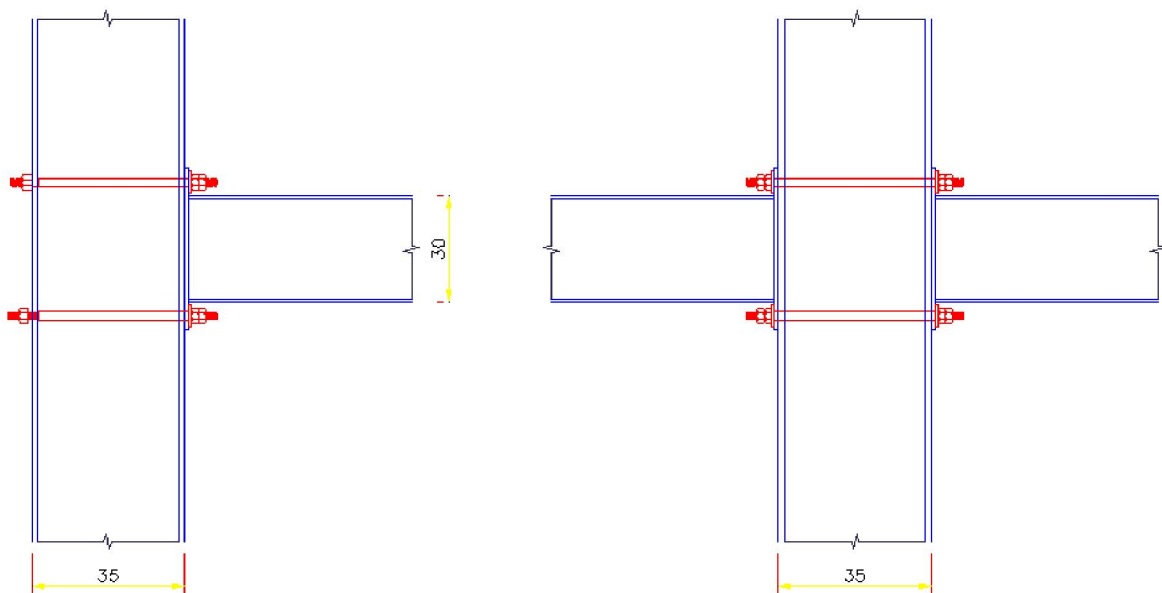


Fig. 4.1: Tipos de conexión

Las barras de SMA son de una aleación de Cobre, Aluminio y Berilio. Las propiedades mecánicas de esta aleación se obtuvieron del trabajo realizado por Garrau [6], quien modeló en ANSYS una conexión de este tipo usando un elemento superelástico genérico, como se muestra en la figura 2.9, que reprodujo resultados experimentales de Sepúlveda [1].

4.2 Determinación de los diámetros de las barras SMA

Para determinar las barras necesarias para la conexión se consideran condiciones de servicio, por lo tanto se utilizan los esfuerzos por peso propio y sobrecarga sin mayorar.

Otra consideración importante es establecer que las barras fluirán en el límite elástico es decir que su máxima tensión será $\sigma_s^{AS} = 2500$ [kgf/cm²], valor utilizado por Garrau [6], indicado en tabla 2.1.

Se define el momento de diseño M_d como el momento mayor producido en las vigas en la zona del nudo entre las vigas y columnas.

$$M_d = M_g \quad (4.1)$$

Donde:

M_g : Momento producto de fuerzas gravitacionales.

Se consideró solo el momento gravitacional, ya que se espera que el sismo lleve a la conexión a que supere el límite de fluencia, y que ésta entre en zona plástica inmediatamente.

Del modelo rígido se obtuvo:

$$M_d = 3.43 \text{ [Ton-m]} = 343000 \text{ [kgf-cm]}$$

La fuerza de las barras superiores, cuando la conexión gire en torno al centro de las barras inferiores, se calcula según la expresión 4.2.

$$F_y = \sigma_s^{AS} \cdot A_{barra} \quad (4.2)$$

Donde:

A_{barra} : Área de las barras SMA

Y se considera que dicha fuerza F_y multiplicada por la distancia entre los centros de gravedad de las barras superiores e inferiores es igual a M_d , donde la distancia entre los centros de gravedad de las barras queda definida por la siguiente expresión.

$$H = h_b + 2 \cdot l \quad (4.3)$$

Donde:

h_b : Altura de viga, Fig. 4.2.

l : Distancia entre el borde de la viga y el centro de gravedad de las barras superiores (o inferiores), Fig. 4.2.

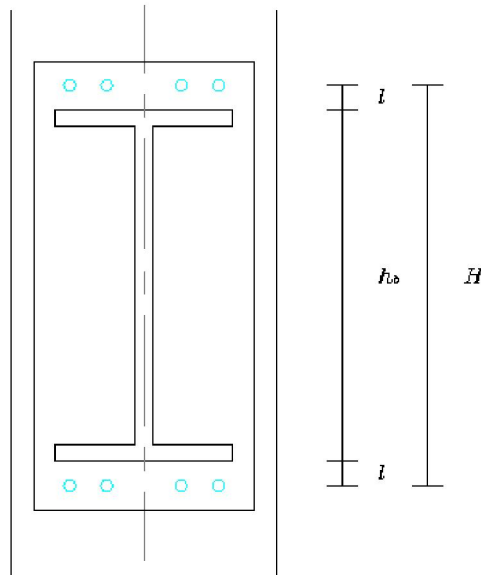


Fig. 4.2: Brazo de palanca en la conexión.

Tomando $l = 3 \cdot \phi 12 = 3.6 [cm]$, siendo $\phi 12$ diámetro tentativo para utilizar en las barras de la conexión, resulta un valor de H igual a.

$$H = 37.2 [cm]$$

Ahora se puede resolver la siguiente expresión, que permite encontrar la sección necesaria para la conexión.

$$H \cdot F_y = M_d \quad (4.4)$$

Remplazando en (4.2) y en (4.4) queda:

$$H \cdot \sigma_s^{SA} \cdot A_{barra} = M_d \Rightarrow 37.2[cm] \cdot 2500[kgf/cm^2] \cdot A_{barra} = 343000[kgf \cdot cm]$$

Despejando A_{barra} implica que

$$A_{barra} = 3.69[cm^2]$$

Tomando cuatro barras de diámetro $\phi 12$ se tiene.

$$A_{barra} = 4\phi 12 = 4.52[cm^2] \geq 3.69[cm^2]$$

Con lo que se asegura que la conexión está dentro del rango elástico, para las cargas gravitacionales.

La conexión contempla una plancha de acero en el extremo de la viga, de espesor mayor a las alas de la viga ($e=1$ [cm]). La separación entre orificios y entre los orificios y los bordes de la viga y de la plancha de acero es de 3 veces el diámetro de las barras.

En la figura 4.3 se muestra en detalle la configuración de la conexión obtenida con el cálculo de los párrafos anteriores.

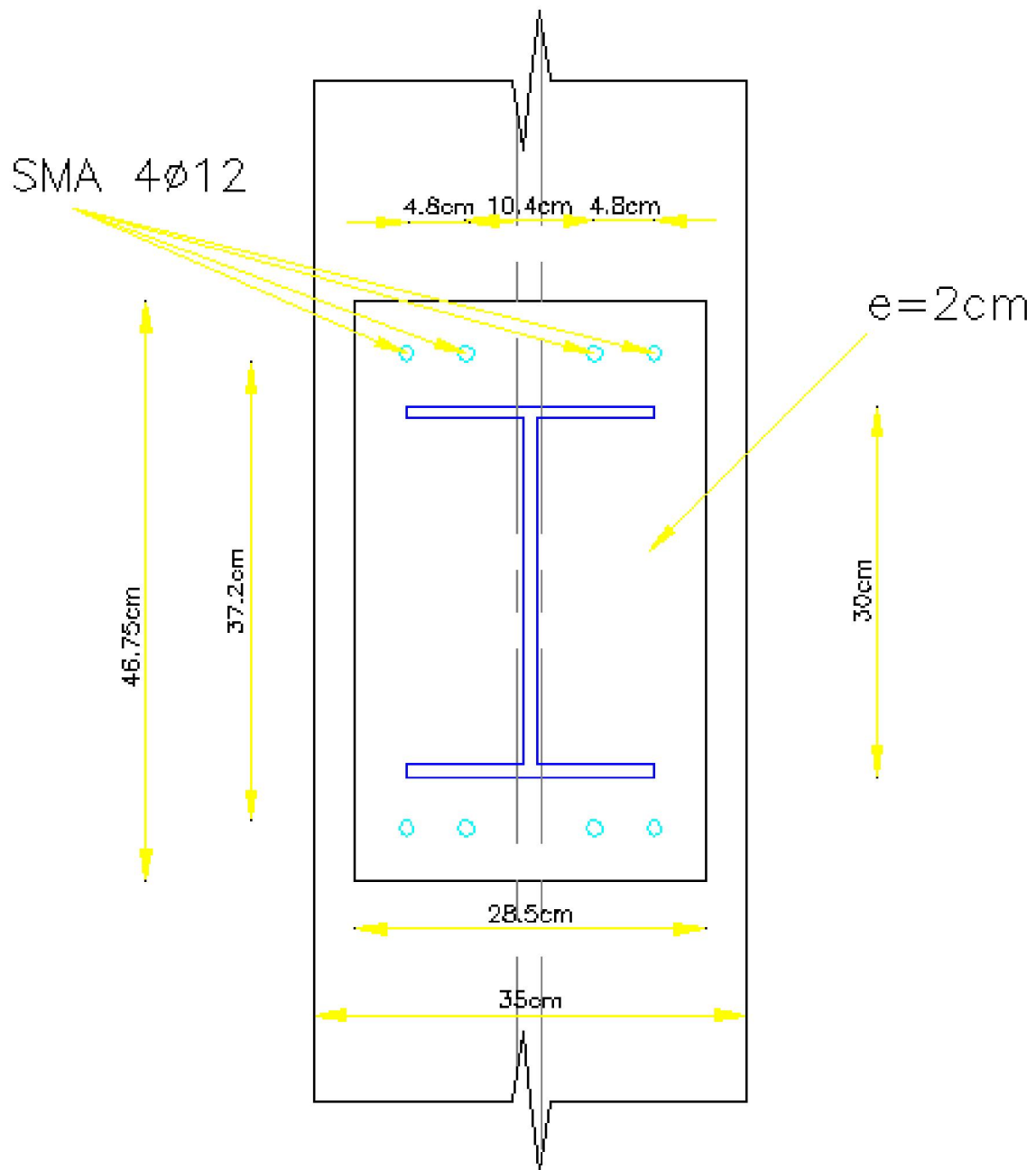


Fig. 4.3: Distribución de barras SMA en la conexión.

Capítulo 5 Modelo con disipadores

5.1 Descripción de conexión Viga-columna

En esta etapa se analiza el modelo con disipadores con el software DRAIN-2DX, que es un programa computacional de análisis estructural que permite modelar las condiciones superelásticas del material SMA.

Los disipadores están situados en todos los nodos viga-columna del marco, los que se modelan como conexiones del tipo 04-2, según el manual del DRAIN-2DX [9], es decir solo se permite el giro relativo entre los nodos conectados.

Las columnas y vigas se modelan como elementos inelásticos simples, tipo 02 [9]. Estos elementos consisten principalmente en una viga elástica que tiene dos rótulas plásticas en los extremos del tramo flexible, como se muestra en la figura 5.1.

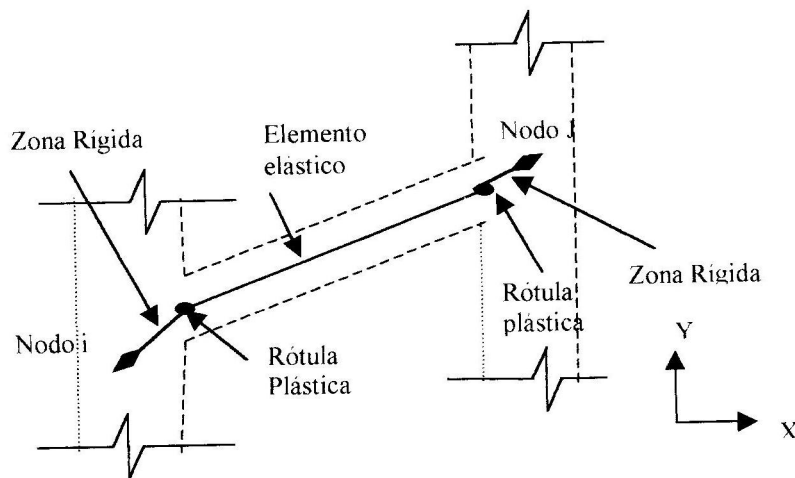


Fig. 5.1: Geometría del elemento tipo 02

5.2 Parámetros de elementos del modelo

5.2.1 Conexión Rotacional.

Para las conexiones rotacionales se ocuparon elementos del tipo 04-2 según el manual del DRAIN-2DX [9], tal como se muestra en la figura 5.2. Para calcular las propiedades de la conexión rotacional se utilizaron las propiedades de las barras SMA utilizadas por Garrau [5], mostrados en la tabla 2.1.

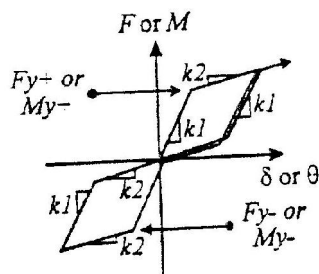


Fig. 5.2: Conexión tipo 04-2

En la figura 5.2 se muestra el modelo de la conexión cuyos parámetros son:

$$M_y^+ = M_y^- = 2500 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \cdot A_{\text{barras}} \cdot H = 420722 \left[\text{kgf} \cdot \text{cm} \right]$$

La deformación a la fluencia obtenida por el trabajo de Sepúlveda [1] fue del 0.24%, por lo que el giro de la conexión en la fluencia es de:

$$\frac{L_{\text{barras}} \cdot 0.0024}{H} = \theta_y = 0.00225 \left[\text{Rad} \right]$$

Donde:

L_{barras} : Es el largo de las barras, igual a 35cm.

Por lo tanto la rigidez rotacional queda determinada con la siguiente expresión:

$$K = \frac{M_y^{+/-}}{\theta_y} = 186987555 \left[\text{kgf} \cdot \text{cm} \right]$$

$$k_2 = 0.345 \cdot k_1$$

El factor 0.345 es otro importante resultado del trabajo realizado por Garrau [6], pues mostró que ese número es bastante acertado para relacionar la rigidez por fluencia con la rigidez inicial.

5.22 Vigas.

Se despreció el efecto del esfuerzo axial en las vigas, por lo tanto solo tienen como parámetros el módulo de elasticidad E y los momentos plásticos M_y^* y M_y

$$E = 2100000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$M_y^* = M_y = Z \cdot F_y^* \quad (5.1)$$

Donde:

$$F_y^* = \text{Tensión de fluencia}$$

$$Z = \text{Módulo elástico de la sección.}$$

$$M_y^* = M_y = Z \cdot F_y^* = 697.6 \text{ [cm}^3\text{]} \cdot 2530 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} = 1764928 \text{ [kgf-cm]}$$

5.23 Columnas

Para el caso de los parámetros de las columnas es necesario considerar el diagrama de interacción P-M debido a que en las columnas hay compresión y en algunas podría haber eventualmente tracción.

Utilizando la ecuación 5.1 se obtienen los momentos plásticos.

$$M_y^* = M_y = Z \cdot F_y^* = 2598.3 \text{ [cm}^3\text{]} \cdot 2530 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} = 6573699 \text{ [kgf-cm]}$$

La fuerza a tracción P_y se obtiene de la siguiente expresión.

$$P_y = A_s \cdot F_y \quad (5.2)$$

Donde:

A_s : Área de la sección.

F_y : Tensión de fluencia.

Remplazando en la ecuación 5.2 se tiene.

$$P_y = A_s \cdot F_y = 177.2[\text{cm}^2] \cdot 2530[\text{kgf/cm}^2] = 448316[\text{kgf}]$$

Para determinar la fuerza a compresión P_y es necesario tener en cuenta que está dominada por el pandeo global de la columna, por lo tanto.

Cuando

$$P_e \geq 0.44 P_0: \quad P_y = P_0 \cdot \left(0.658 \sqrt{\frac{P_0}{P_e}} \right)$$

$$P_e \leq 0.44 P_0: \quad P_y = 0.877 P_e$$

Dónde.

P_0 : Resistencia nominal a compresión sin considerar el largo de la columna calculado mediante.

$$P_0 = A_s \cdot F_y = 448316[\text{kgf}]$$

P_e : Tensión crítica de Euler, calculada a partir de.

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2}$$

Donde

$E \cdot I$: Rigidez de la sección, como es más desfavorable el pandeo global en el eje débil, se toma el momento de inercia en el eje débil.

$k \cdot L$: Longitud efectiva de la columna, para este trabajo se considera $k = 1$.

Por lo tanto
$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \cdot 14296}{(250)^2} = 4740821 \text{ [kgf]}$$

$$P_0 = 448316 \text{ [kgf]} \quad \Rightarrow \quad 0.44 P_0 = 197259 \leq P_e$$

Por lo tanto

$$P_y = P_0 \cdot \left(0.658 \frac{R_0}{P_e} \right) = 448316 \cdot \left(0.658 \frac{448316}{4740821} \right) = 430918 \text{ [kgf]}$$

5.3 Cálculo de amortiguamiento estructural

El programa permite especificar un amortiguamiento viscoso proporcional a las rigideces de los elementos y a las masas nodales, es decir la forma de la matriz de amortiguamiento viscoso es $C = \sum \alpha \cdot M + \sum \beta \cdot K_b$. Es posible especificar distintos valores de α para cada nodo y/o distintos valores de β para cada grupo de elementos o bien valores de α y β únicos para toda la estructura, lo que se conoce como amortiguamiento tipo Rayleigh, el cual plantea para el modo i que el amortiguamiento ξ_i tiene el valor dado por la siguiente expresión, donde ω_i corresponde a la frecuencia natural del modo i :

$$\xi_i = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \cdot \omega_i \right) \quad (5.3)$$

Si se toma el criterio de Arellano [2], quien ocupó un amortiguamiento $\xi_i = 2\%$ para los dos primeros modos de su estructura, y tomando las frecuencias naturales del modelo rígido ya analizado en el capítulo 3, se determina el valor de α y β .

$$\omega_1 = 14.056 [\text{Rad/ Seg}]$$

$$\omega_2 = 50.508 [\text{Rad/ Seg}]$$

Reemplazando en la ecuación 5.3 se tiene que:

$$\alpha = 0.440$$

$$\beta = 0.0006$$

Para la estructura con disipadores los parámetros α y β son.

$$\alpha = 0.350$$

$$\beta = 0.0007$$

Y las frecuencias

$$\omega_1 = 10.927 [\text{Rad/ Seg}]$$

$$\omega_2 = 43.633 [\text{Rad/ Seg}]$$

Capítulo 6 Análisis de resultados

6.1 Resultados de análisis sísmico del modelo empotrado con SMA

Se realizó el análisis sísmico de la estructura con conexiones rotacionales de SMA con el registro de Lolleo N10E, figura 6.1, del sismo de Chile de 1985, cuyos espectros de respuesta se muestran en la figura 6.2.

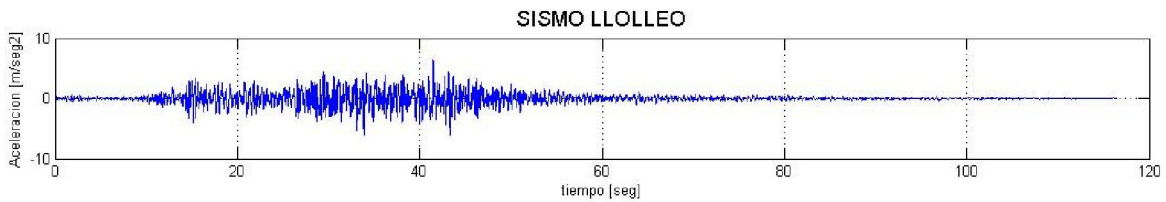


Fig. 6.1: Registro de Lolleo N10E

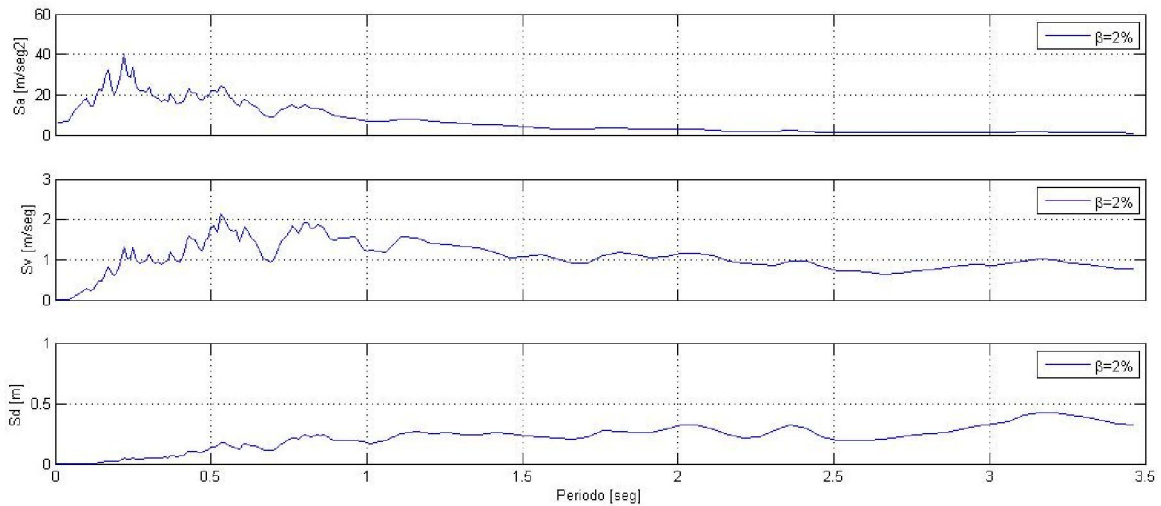


Fig. 6.2: Espectros de respuesta para el registro de Lolleo N10E

Todas las conexiones rotacionales se plastificaron y el giro máximo fue de 0.0168 [Rad], esto implica que la deformación mayor de las barras fue de:

$$\Delta = \theta \cdot H = 0.0168 \cdot 37.2[\text{cm}] = 0.625[\text{cm}],$$

Por lo tanto, la deformación del 1.79%. Esto implica que las barras no fallaron pues según Sepúlveda [1], éstas fallan a una deformación del 8,1%, Sin embargo, la energía disipada por las conexiones rotacionales es del 5.06% de la energía total disipada.

En la figura 6.3 se muestra el corte por piso obtenido luego de analizar la estructura. El corte basal de la estructura es.

$$Q = 178 [\text{Tonf}]$$

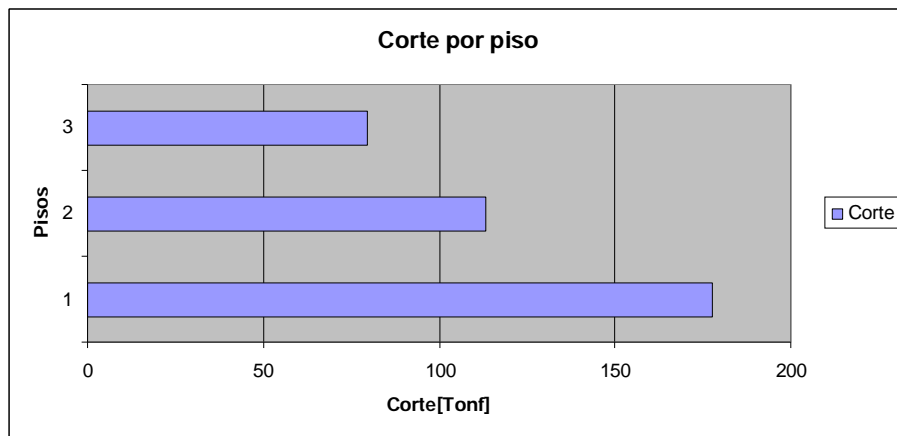


Fig. 6.3: Corte por piso en modelo empotrado y con SMA

En la figura 6.4, 6.5 y 6.6 se pueden ver los drift de entre pisos los que corresponden a la diferencia entre los desplazamientos entre pisos consecutivos, divididos por la altura de piso. Se observa que el mayor drift se produce en la figura 6.5, lo que da lugar a deformaciones entre los pisos 1 y 2 que superan los 5 [mm].

Otra observación importante es que al final del sismo se observan deformaciones remanentes, pues las oscilaciones del drift ya no son entorno a cero.

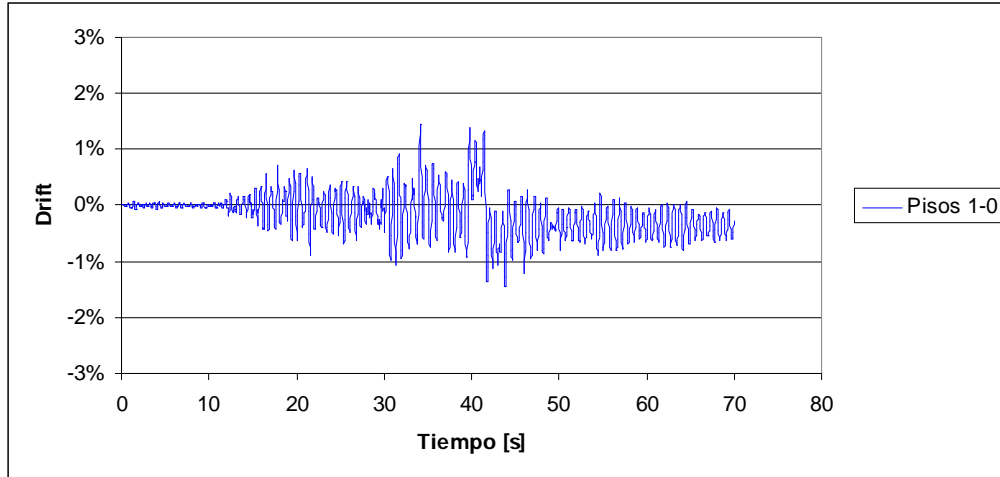


Fig. 6.4: Drift entre base y piso 1 en modelo empotrado y con SMA

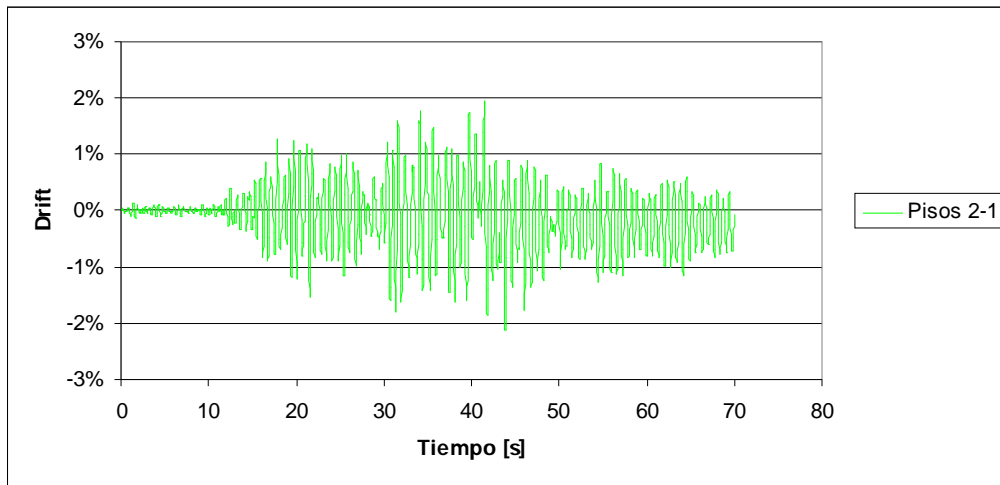


Fig. 6.4: Drift entre el piso 1 y 2 en modelo empotrado y con SMA

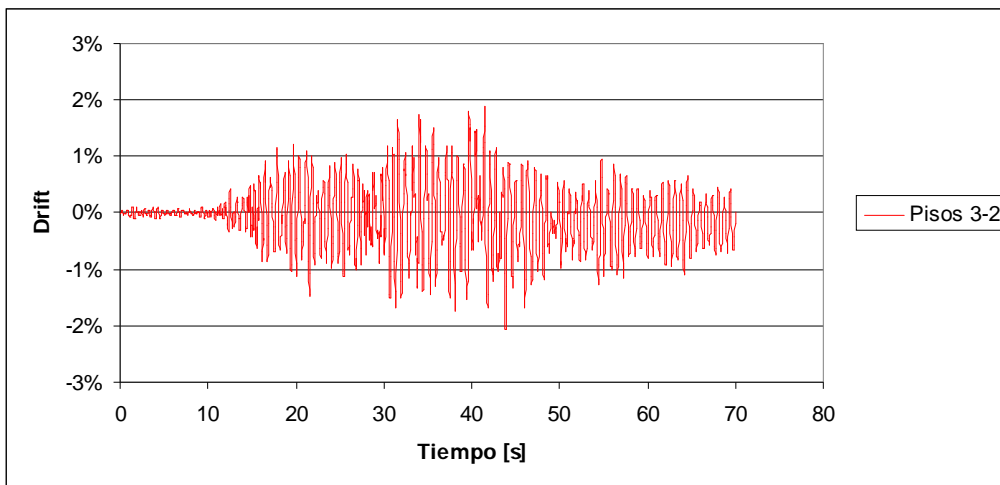


Fig. 6.6: Drift entre piso 2 y 3 en modelo empotrado y con SMA

El software DRAIN-2DX puede medir como quedarán la estructura al finalizar el sismo, mediante trabajos virtuales, lo que permite saber las deformaciones remanentes de la estructura.

Las deformaciones remanentes que se desprenden del modelo, se pueden ver en la figura 6.7, donde se muestra las deformaciones entre piso. La estructura al final del sismo se encuentra con deformaciones considerables de 8.89 [mm], en el caso del piso 1 con respecto a la base, lo que quiere decir que las conexiones rotacionales, no son capaces de restaurar la estructura, a su posición original luego de acabado el sismo.

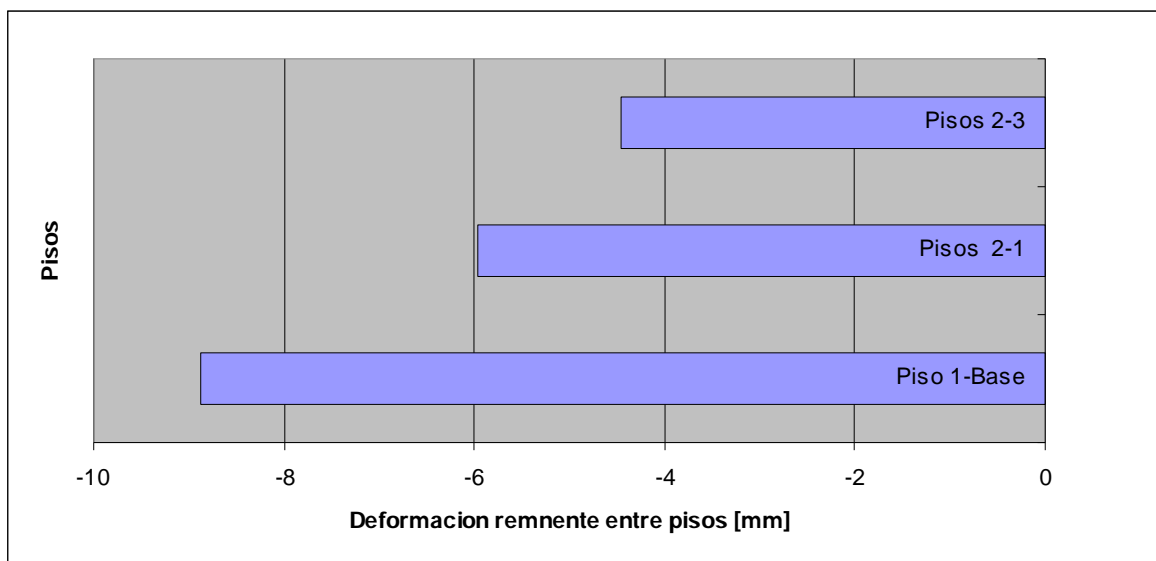


Fig. 6.7: Deformación remanente entre pisos, en modelo empotrado y con SMA

Que las deformaciones remanentes den tan grandes se debe también a que la mayor parte de la energía disipada en la estructura fue producto de las rótulas plásticas producidas en las columnas de la base del primer piso del marco (Columnas 13, 16, 19, 22 y 25 según el esquema de la figura 3.4).

Buscando una solución a lo observado en el párrafo anterior, se decidió realizar un nuevo diseño del edificio, pero en esta ocasión, con la base rotulada. Con esta medida se busca proteger a las columnas a fin de que en el caso que se produjeran rotulas plásticas, éstas se generen en las vigas y no en las columnas.

6.2 Diseño de modelo con la base rotulada

Para la estructura rotulada se usaron los perfiles que muestran la figura 6.8 y las propiedades de la tabla 6.1. Se observa que la columna tiene una dimensión mayor debido a que el diseño está controlado por las deformaciones, y ahora la estructura es más flexible.

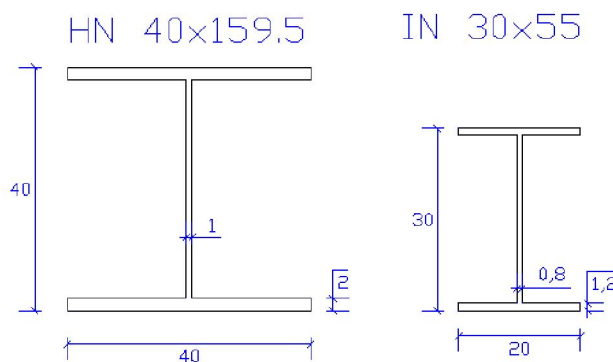


Fig. 6.8: Dimensiones de perfiles modelo rotulado.

TABLA 6.1: Propiedades de perfiles modelo rotulado

TIPO	A	Ixx	Wxx	ix	Zx	Iyy	Wyy	iy	Zy
	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]
VIGA									
IN30x55	70.1	11361	757	12.7	844	1601	160	4.8	244
COLUMNA									
HN40x159.5	203.2	62479	3124	17.5	3429	21339	1067	10.2	1613

Para el diseño de la estructura rotulada se consideró la misma metodología del capítulo 3, se obtuvo los esfuerzos sísmicos a través de un análisis estático según la NCh433 of 96[8].

TABLA 6.2: Cargas y sobrecarga del edificio rotulado

CARGAS PERMANENTES		Carga lineal para vigas sísmicas
ELEMENTO	[Tonf/m ²]	[Tonf/m]
Techumbre	0.050	0.125
Cielo falso	0.005	0.013
Tabiquería	0.050	0.125
Losa colaborante (12 cm)	0.248	0.620
Sobre losa (5 cm)	0.125	0.313
Vigas	0.028	0.069
Columnas	0.096	0.240
SOBRECARGAS		
Habitacional	0.200	0.500

La tabla muestra las nuevas cargas y sobrecargas consideradas para obtener el peso sísmico del edificio, de la misma manera como se mostró en la tabla 3.5 en el capítulo 3.

Con la cubicación mostrada en la tabla 6.2 se obtuvo el peso sísmico del edificio, mostrado en la tabla 6.3.

TABLA 6.3: Peso sísmico del edificio rotulado

PESO SISMICO	
PISO	[Tonf]
P3	62.235
P2	240.668
P1	240.668
Total	543.570

El período de la estructura se calculó con el software Sap2000, y se obtuvo el siguiente valor.

$$T = 0.675[s]$$

Reemplazando en la ecuación 3.2 se tiene que $C = 0.049$, menor que $C_{\min} = 0.05$, Por lo tanto, se tiene que el corte basal es.

$$Q_o = C_{\min} \cdot I \cdot P = 27.2 \text{ [Tonf]}$$

Las fuerzas sísmicas obtenidas según la ecuación 3.5 se muestran en la tabla 6.4 y la fuerza debido a la torsión accidental en la tabla 6.5

TABLA 6.4: Determinación de las fuerzas sísmicas para el modelo rotulado

Fuerza Sísmica								
k	Zk [m]	$\sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}}$	$\sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$	Ak	Pk[Tonf]	Ak*Pk	Fk [Tonf]	Fkm [Tonf]
3	7.500	0.761	0.607	0.154	62.235	9.572	3.878	1.939
2	5.000	0.889	0.761	0.128	240.668	30.702	12.437	6.219
1	2.500	1.000	0.889	0.111	240.668	26.817	10.863	5.432

TABLA 6.5: Fuerza sísmica Total del modelo rotulado

Fuerza Total			
k	Fkm[Tonf]	Fkt [Tonf]/4	Fk marco [Tonf]
3	1.939	0.194	2.133
2	6.219	0.415	6.633
1	5.432	0.181	5.613

Las deformaciones de cada piso y las deformaciones entre piso que se obtuvieron debido a los fuerzas mostradas en la tabla 6.4 y 6.5, se pueden observar en la tabla 6.6.

TABLA 6.6: Desplazamientos entre piso para el modelo rotulado

Deformaciones de piso				
Piso	H [m]	Xsísmico[m]	Xtorsional[m]	Xtotal[m]
3	7.5000	0.0100	0.0007	0.0107
2	5.0000	0.0082	0.0005	0.0087
1	2.5000	0.0050	0.0003	0.0053
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Deformaciones entre piso				
Pisos	H entrepiso [m]	Xsísmico[m]	Xtorsional[m]	Xtotal[m]
3 y 2	2.5000	0.0018	0.0002	0.0020
2 y 1	2.5000	0.0032	0.0002	0.0034
1 y 0	2.5000	0.0050	0.0003	0.0053

De la tabla anterior se puede ver que las deformaciones están dentro de los límites que estipula la norma Nch433 of 96[8], que son deformación de 5 [mm] como máximo entre piso, y 2.5 [mm] adicionales para el punto más alejado.

Al igual que en el capítulo 3, se verificaron los perfiles, pero solamente por el criterio del AISC 2005, ya que no es necesario aplicar el criterio de columna fuerte viga débil ya que la columna es demasiado resistente con respecto a la viga y los esfuerzos que toma este modelo son menores que para el modelo empotrado, y se vio que los factores de comparación fueron muy lejanos a 1.

TABLA 6.7: Factores de utilización para el modelo rotulado

VIGAS		
FU =	0.00	Compresión
FU =	0.54	Flexión Eje Fuerte
FU =	0.00	Flexión Eje Débil
FU =	0.54	Interacción
FU =	0.24	Corte Eje Fuerte
FU =	0.00	Corte Eje Débil
COLUMNAS		
FU =	0.06	Compresión
FU =	0.14	Flexión Eje Fuerte
FU =	0.00	Flexión Eje Débil
FU =	0.17	Interacción
FU =	0.07	Corte Eje Fuerte
FU =	0.00	Corte Eje Débil

Con la tabla anterior se confirma una vez más que el diseño del edificio está controlado por deformaciones y no por los esfuerzos de los elementos.

6.3 Análisis sísmico del modelo rotulado sin disipadores sísmicos en DRAIN-2DX.

Se sometió al modelo rotulado con nudos rígidos al registro sísmico Lollole N10E de 1985, sin reducir, y se obtuvieron los resultados que muestra la figura 6.9.

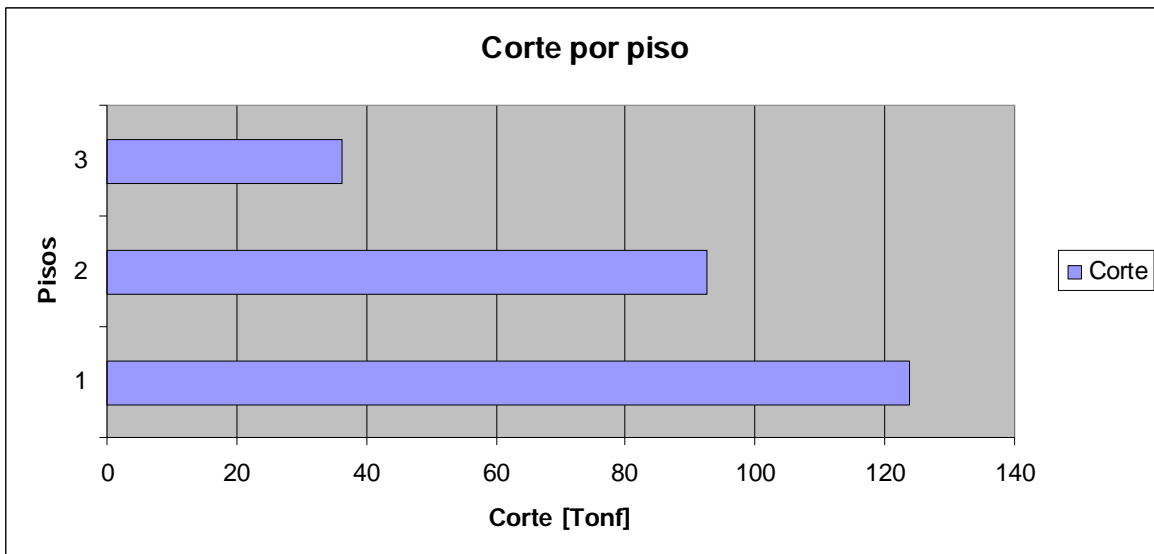


Fig. 6.9: Corte por pisos en modelo rígido rotulado

De la figura 6.9 se desprende que el corte basal es $Q = 124$ [Tonf].

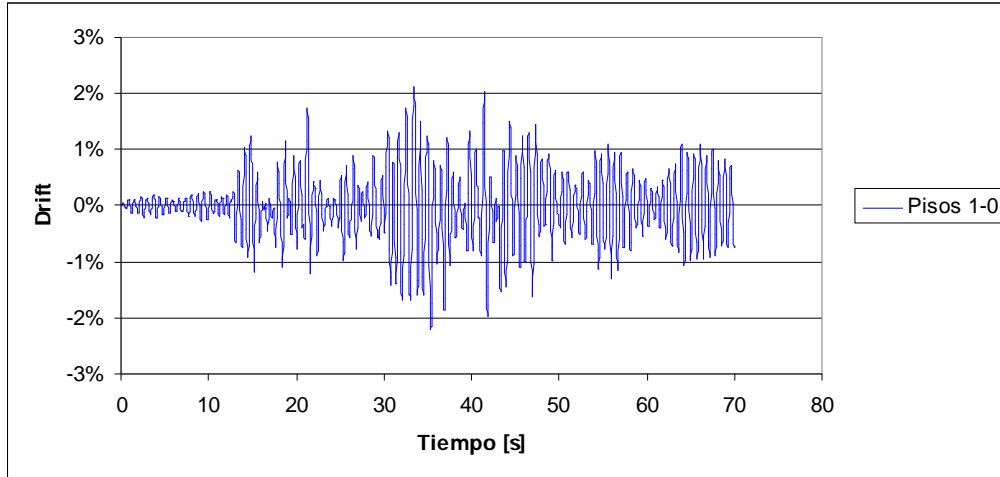


Fig. 6.10: Drift entre base y piso 1 en modelo rígido rotulado.

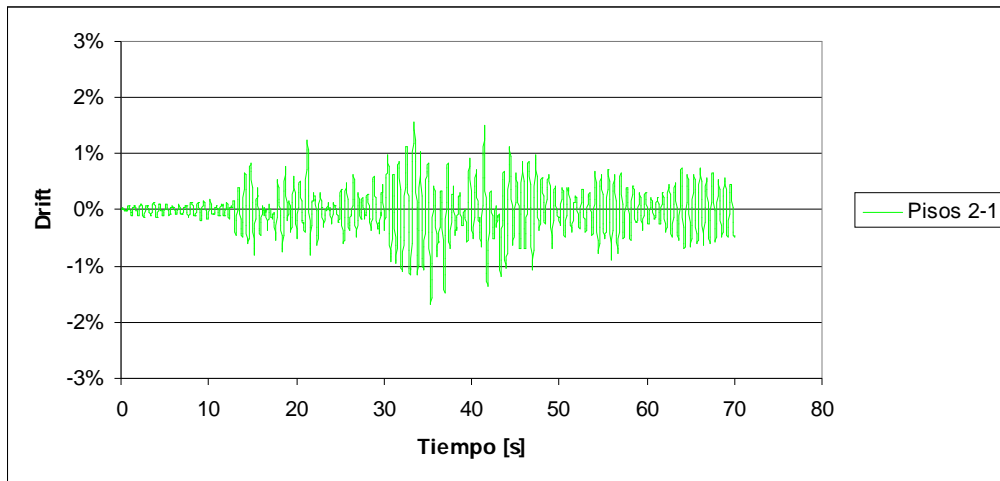


Fig. 6.11 Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rígido rotulado.

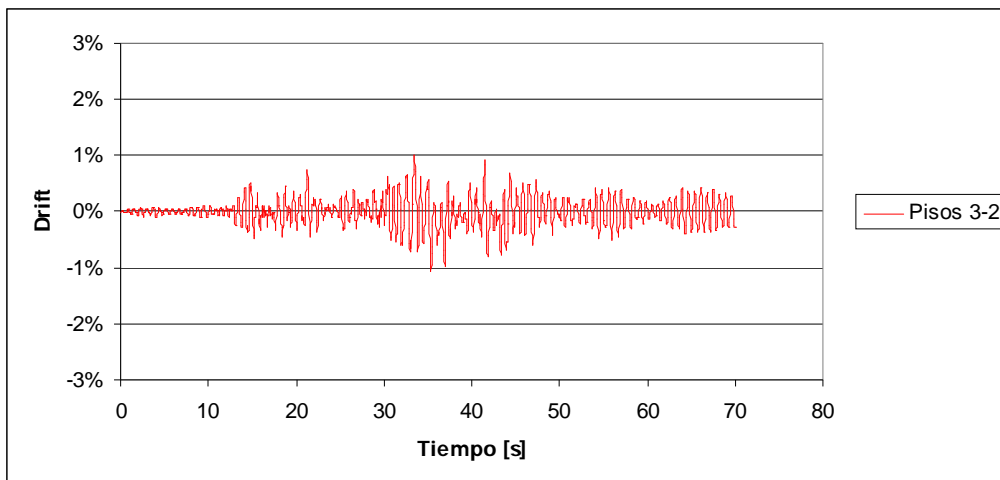


Fig. 6.12: Drift entre pisos 2 y 3 en modelo rígido rotulado.

De las figuras 6.10, 6.11 y 6.12 se observa que el mayor drift se produce en la figura 6.10, entre la base y el primer piso, y la deformación relativa entre piso alcanza una deformación máxima entre piso de 5.54[cm].

La estructura al finalizar el sismo quedo con deformaciones remanentes las que se muestran en la figura 6.13, y se puede ver que la mayor deformación relativa (0.69 [mm].), está entre el piso 1 y la base.

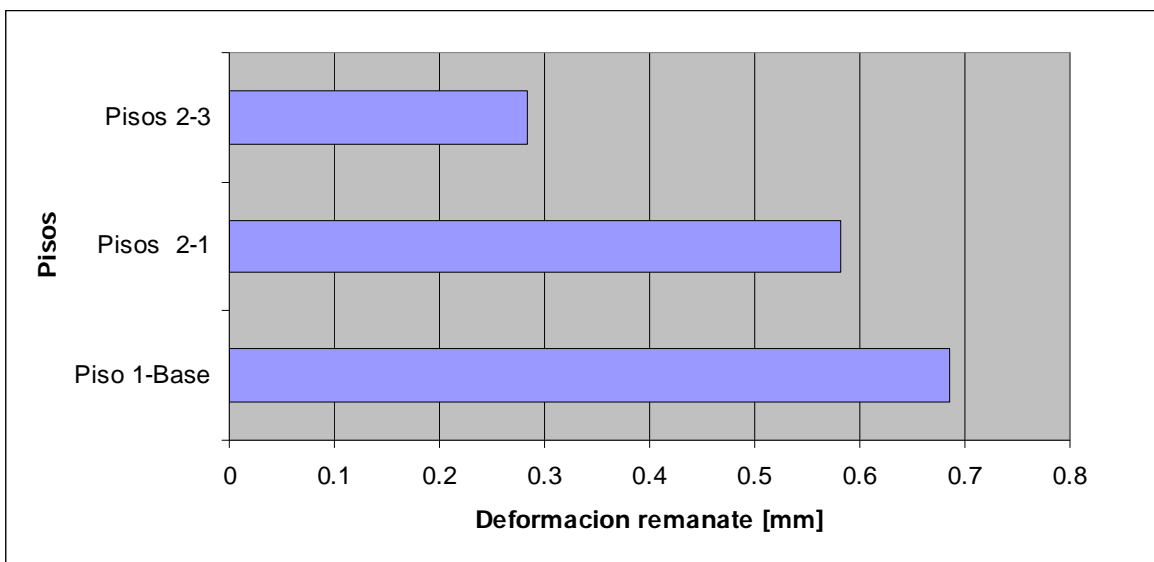


Fig. 6.13: Deformación remanente entre pisos en modelo rígido rotulado

Las columnas no sufren ningún tipo de plastificación, sin embargo todas las vigas quedan plastificadas, a pesar que los factores de utilización para las cargas de diseño son bastante bajos.

6.4 Análisis sísmico del modelo rotulado con disipadores sísmicos, para el registro Lollole N10E.

Como la altura de la viga de este nuevo modelo no cambió con respecto al modelo empotrado, y la conexión se diseñó con el momento producido por las fuerzas gravitacionales, esfuerzo que no varió prácticamente, la conexión conserva la misma configuración que para el modelo empotrado.

El periodo de la estructura es $T = 1.044[s]$, bastante mayor que el periodo del modelo rígido rotulado $T = 0.675[s]$, lo que indica que la estructura se flexibiliza. Debido a esto cambian los valores de α y β .

$$\alpha = 0.209$$
$$\beta = 0.00089$$

El modelo con conexiones rotacionales en base a SMA, y rotulado en la base, se sometió al registro Lollole N10E, y se obtuvieron los siguientes resultados.

Ningún elemento de acero sufre plastificación. Las conexiones rotacionales en base a SMA, se plastificaron. El comportamiento de esta conexión se ve en la figura 6.14.

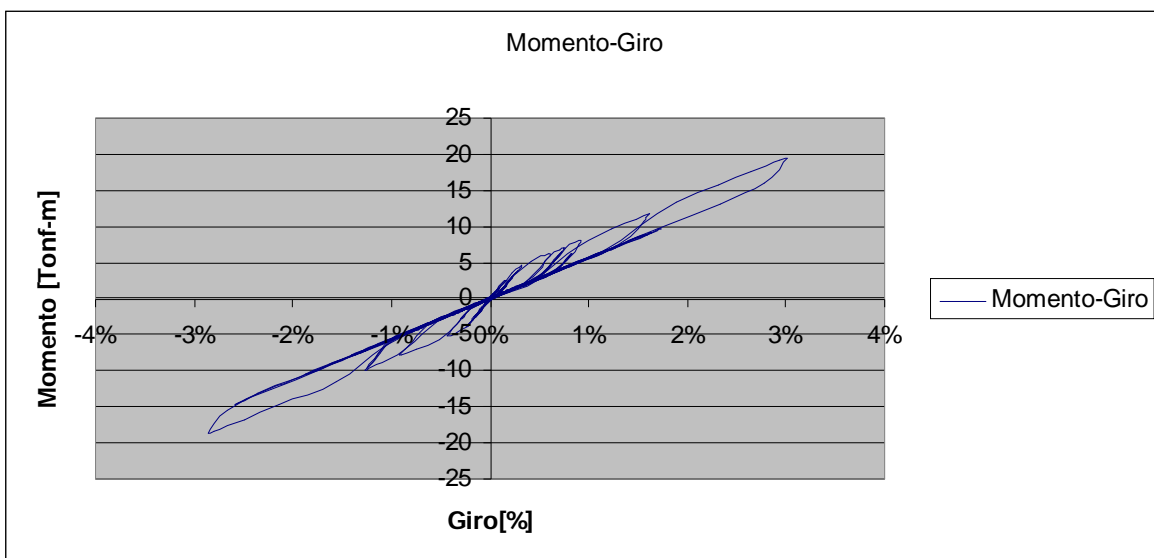


Fig. 6.14: Comportamiento de la conexión más desfavorable para el modelo rotulado.

El giro máximo en la conexión más desfavorable fue de 0.03018 [Rad], como se ve en la figura 6.14. La deformación máxima de las barras fue de:

$$\Delta = \theta \cdot H = 0.03018 \cdot 37.2 [cm] = 0.984 [cm]$$

Este resultado arroja una deformación del 2.46%, lo que implica que las barras no fallaron pues según Sepúlveda [1], estas fallan a una deformación del 8,1%.

La energía disipada por las conexiones rotacionales es del 99.66% de la energía total disipada, es decir prácticamente toda.

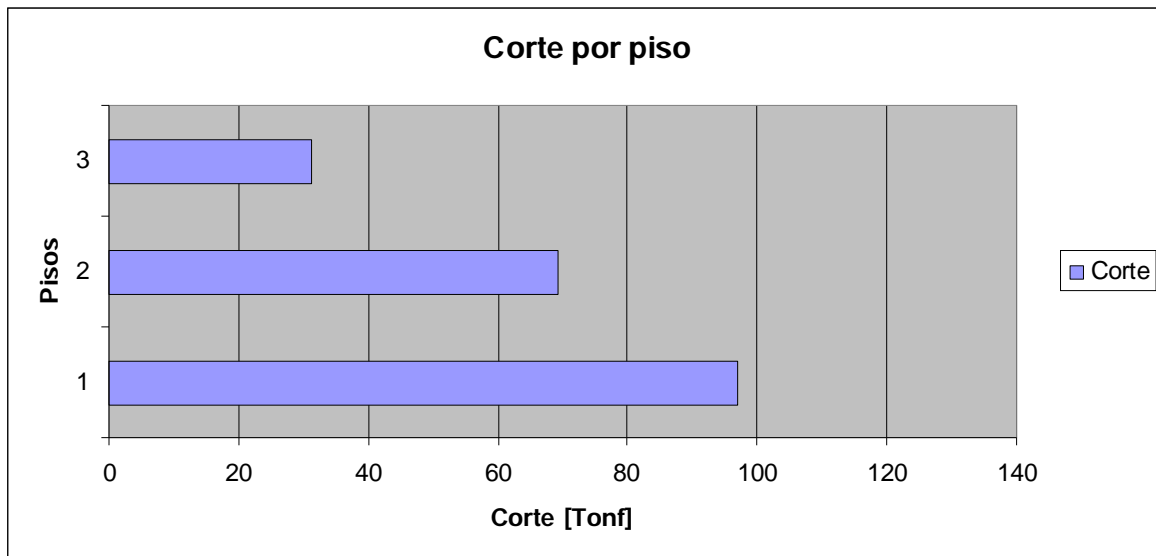


Fig. 6.15: Corte por pisos en modelo rotulado y con SMA

De la figura 6.15 se desprende que el corte basal es $Q = 96.9$ [Tonf], lo que significa que esta estructura toma 21.85% menos corte que la estructura rígida rotulada.

Considerando que cada columna toma aproximadamente la quinta parte del corte por piso, se verificó las columnas basales según AISC-2005 [6] y se confirmó que resisten dicho corte.

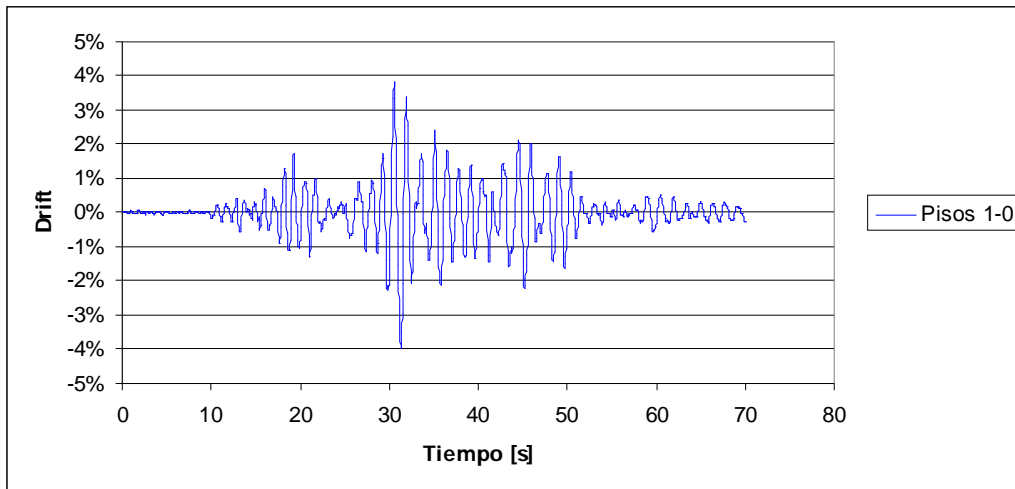


Fig. 6.16: Drift entre el pisos 1 y la base en modelo rotulado y con SMA

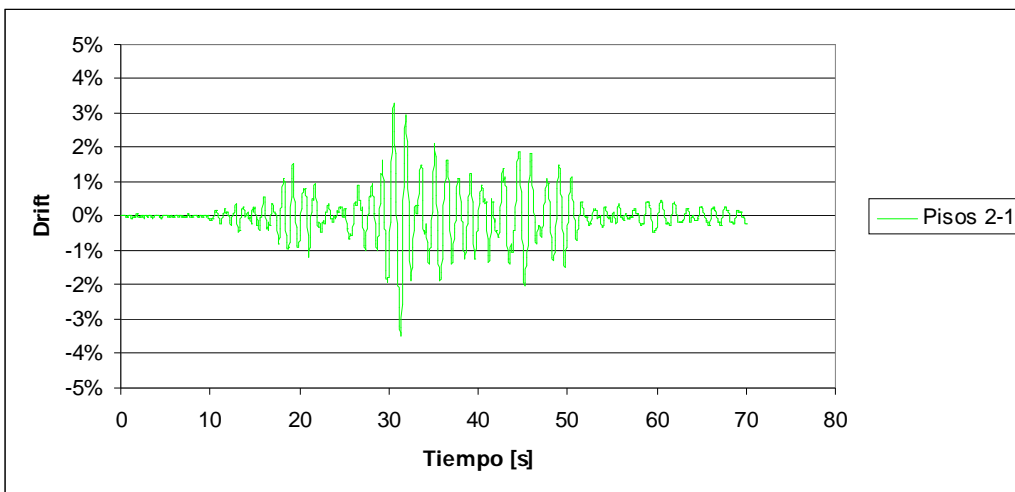


Fig. 6.17: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rotulado y con SMA

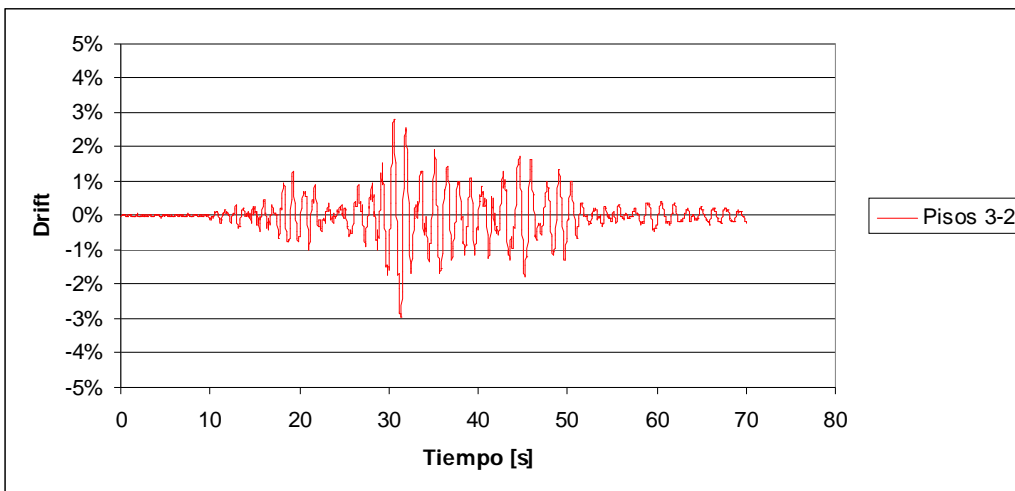


Fig. 6.18: Drift entre pisos 2 y 3 en modelo rotulado y con SMA

De las figura 6.16, 6.17, 6.18 se observa que las deformaciones relativas entre pisos mayores ocurre entre el piso 1 y la base del edificio, donde se alcanza una deformación relativa de 9.95cm.

Se observa que al final del sismo las oscilaciones son entorno a 0 y las oscilaciones alcanzan valores sumamente pequeños.

Al final del sismo las deformaciones remanentes fueron muy pequeñas.

En la figura 6.19 se muestra la envolvente de desplazamientos de la estructura.

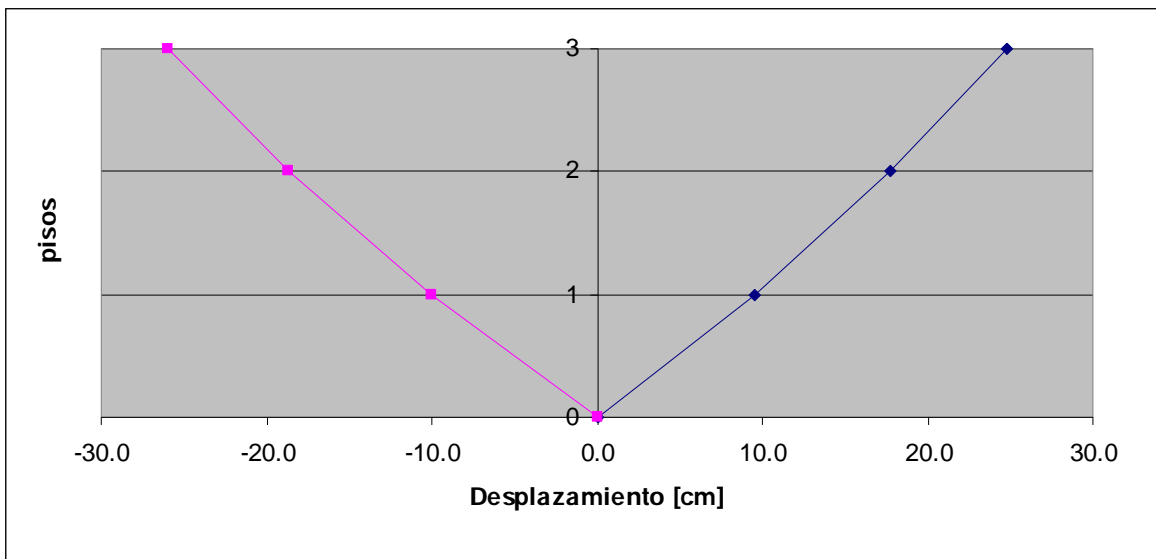


Fig. 6.19: Envolvente de desplazamientos en modelo rotulado y con SMA

Para confirmar resultados obtenidos con la estructura diseñada en el ítem anterior, se analizó la estructura para otros registros.

6.5 Comparación del modelo rotulado con disipadores sísmicos en DRAIN-2DX, con distintos registros.

Se estudió el comportamiento del modelo frente a dos registros del terremoto de Northridge (17 de enero de 1994): Sylmar y Northridge.

En la figura 6.20 se observa el registro del sismo Northridge y los espectros de respuesta del mismo sismo se pueden ver en la figura 6.21.

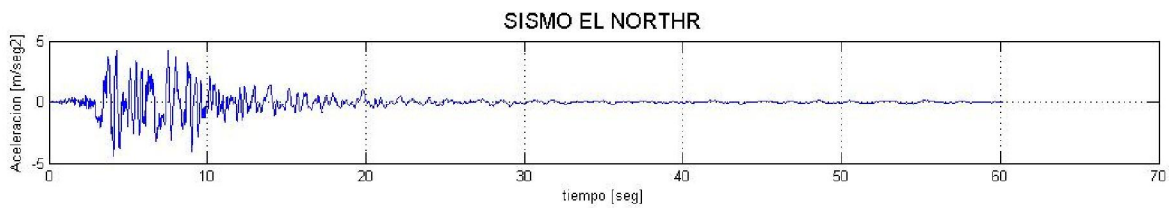


Fig. 6.20: Registro El Northr.

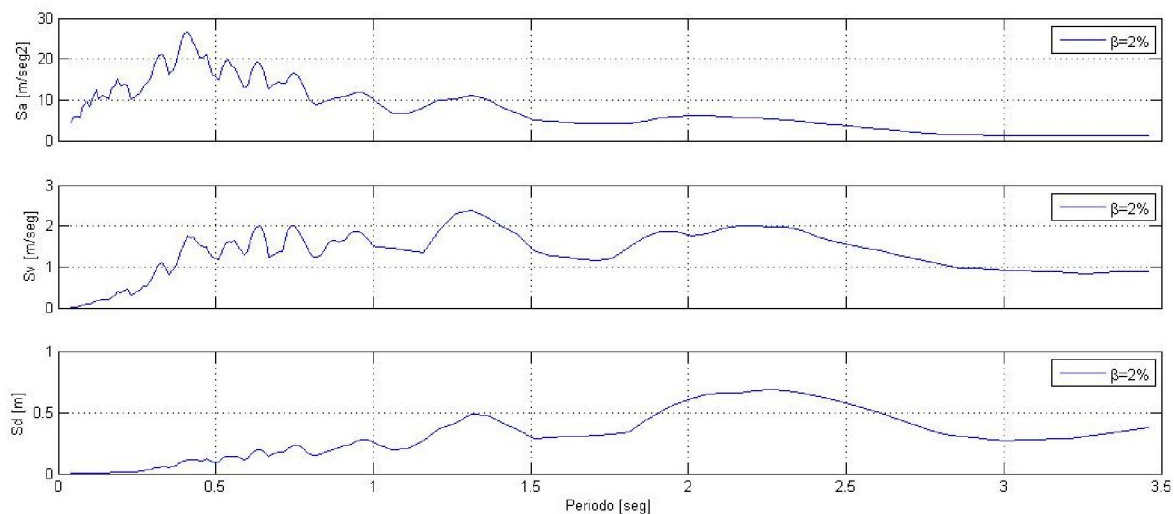


Fig. 6.21: Espectro de respuesta para el registro El Northr.

Es posible observar el registro del sismo Sylmar, y los espectros de respuesta del mismo sismo en las figuras 6.22 y 6.23 respectivamente.

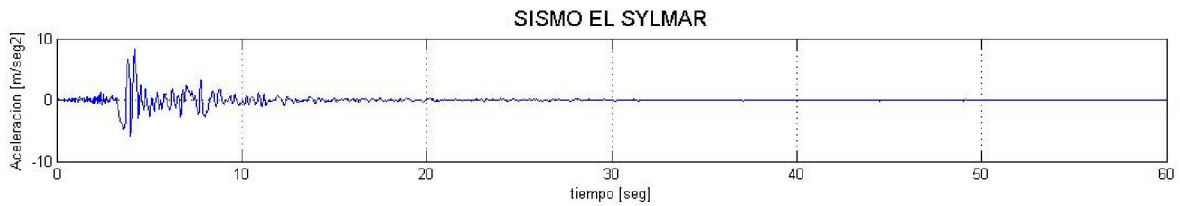


Fig. 6.22: Registro El Sylmar.

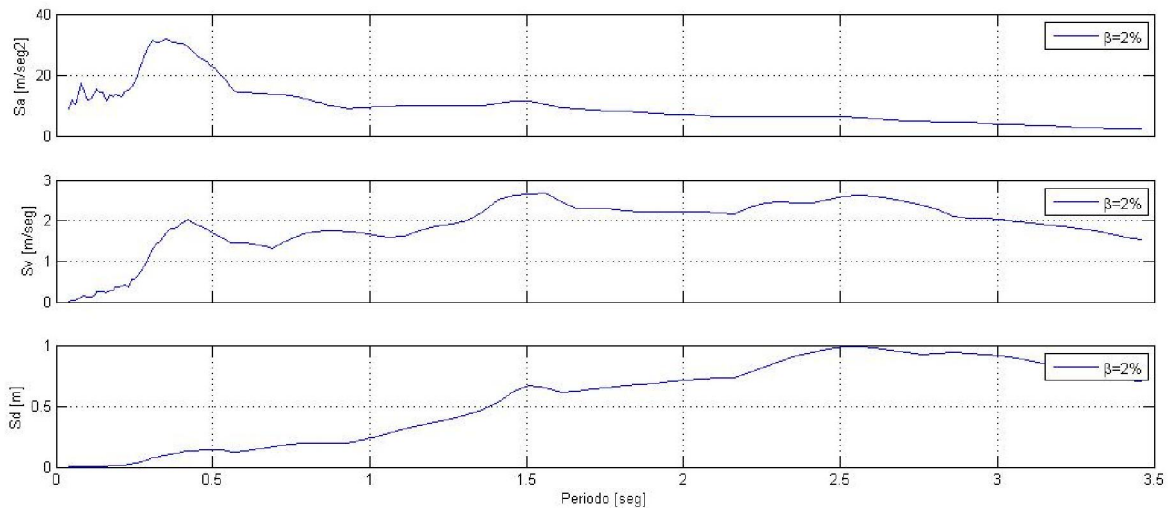


Fig. 6.23: Espectro de respuesta para el registro El Sylmar.

Las conclusiones principales fueron las siguientes.

6.5.1 Sylmar

Sylmar rígido:

Las vigas quedan totalmente plastificadas, sin embargo las columnas no sufren plastificación.

En la figura 6.24 se muestra la distribución de corte por pisos y se desprende que el corte basal $Q = 134$ [Tonf].

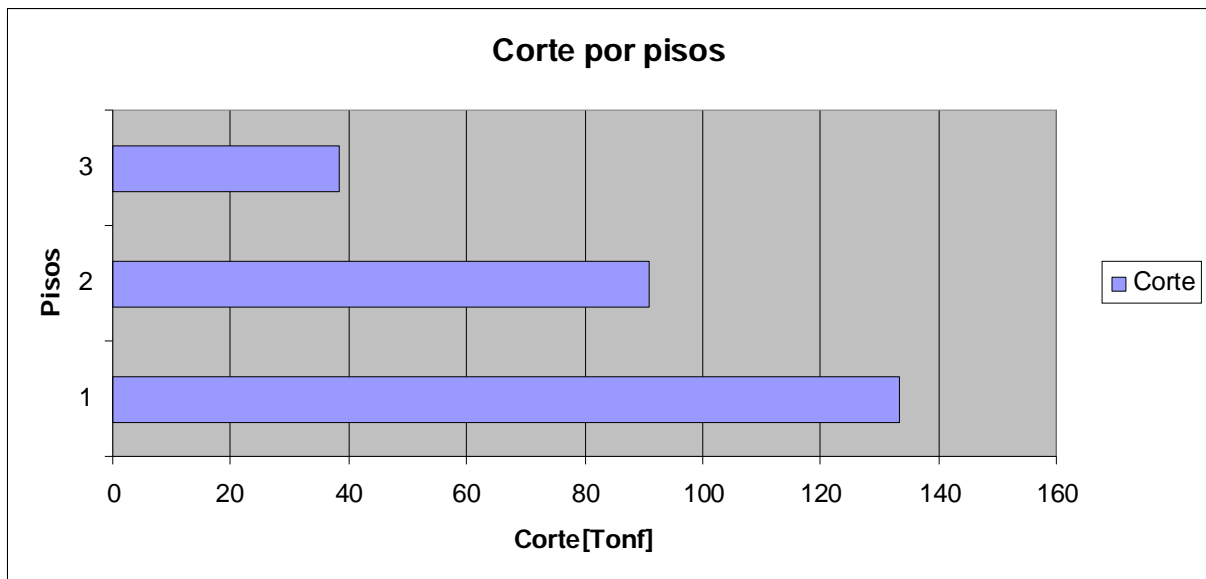


Fig. 6.24: Corte por pisos en modelo rotulado, sometido a Sylmar

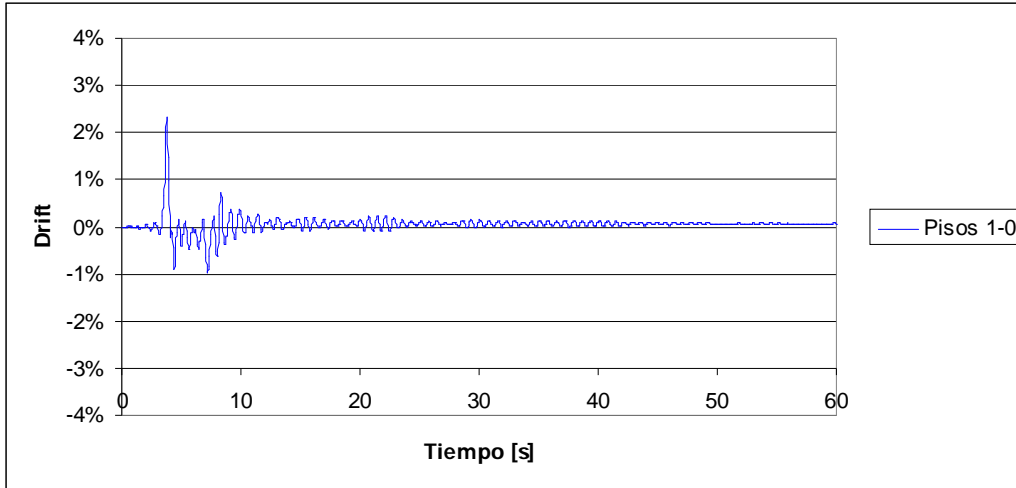


Fig. 6.25: Drift entre el piso 1 y la base en modelo rotulado, sometido a Sylmar.

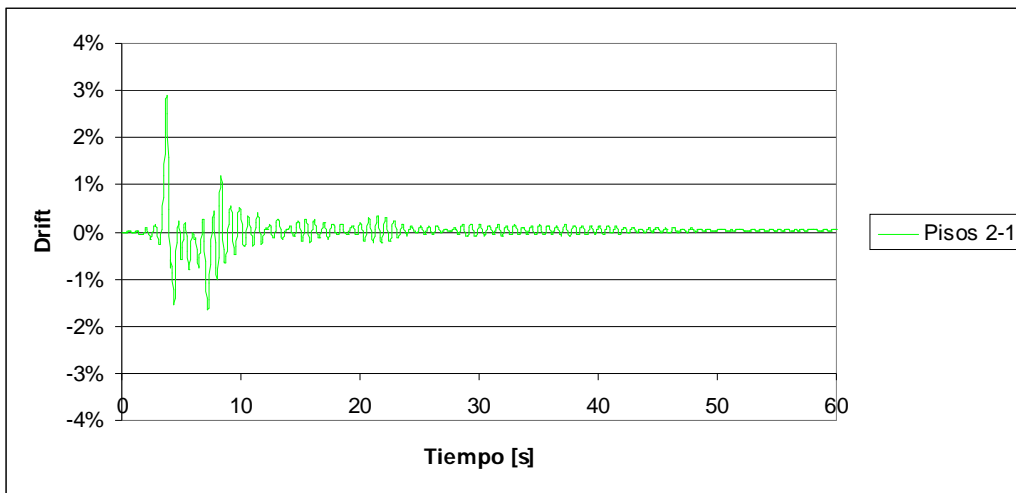


Fig. 6.26: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rotulado, sometido a Sylmar.

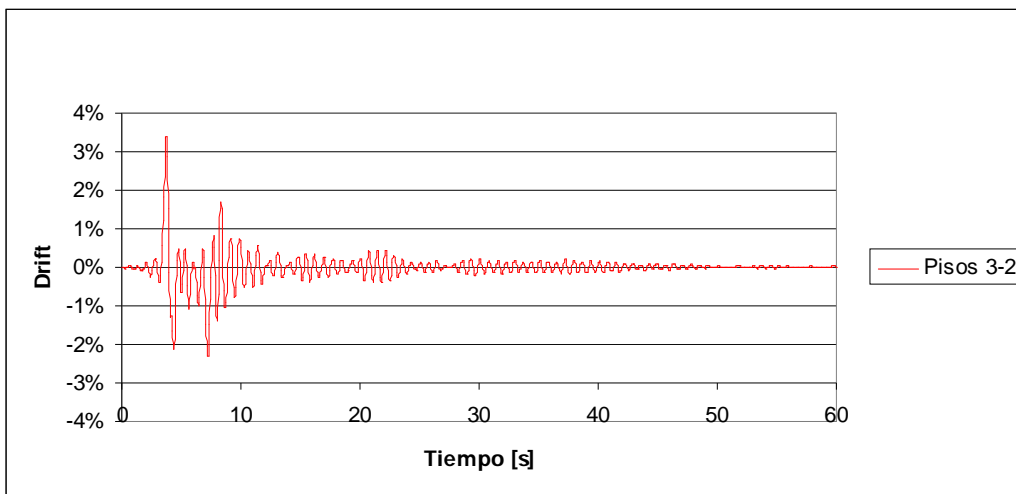


Fig. 6.27: Drift entre pisos 2 y 3 en modelo rotulado, sometido a Sylmar.

En las figuras 6.25, 6.26 y 6.27 se puede ver que la estructura prácticamente no queda con deformaciones remanentes una vez terminado el sismo, la mayor deformación remanente se tiene entre los pisos 3 y 2 y alcanza un valor de 8.49 [cm]. También se puede distinguir que sólo en 4 instantes se observa una gran deformación, en los demás, los drift son pequeños.

En la figura 6.28 se observa la envolvente de deformaciones de la estructura sometida al registro Sylmar.

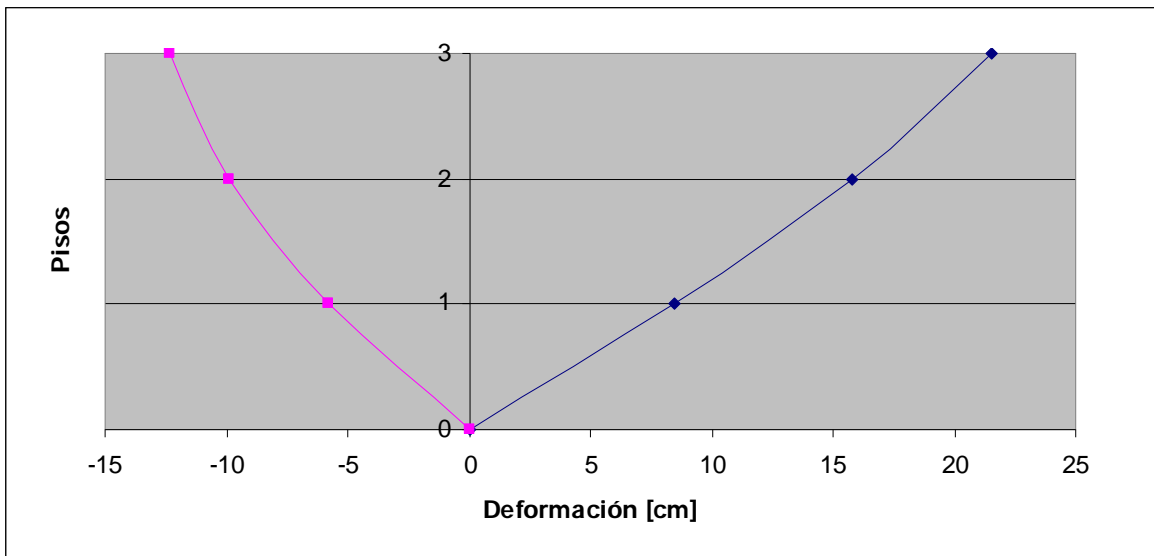


Fig. 6.28: Envolvente de deformaciones en modelo rotulado y sometido a Sylmar.

Se puede afirmar entonces que como las deformaciones remanentes son pequeñas, la estructura es capaz de restaurar las deformaciones, pese a las plastificaciones que se producen en todas las vigas.

Sylmar con SMA:

Las vigas se plastificaron, sin embargo las columnas no sufren plastificación.

La energía liberada por las barras de SMA corresponde al 10.14% de la energía total liberada por la estructura.

En la figura 6.29 se muestra la distribución de corte por pisos y se desprende que el corte basal $Q = 113$ [Tonf].

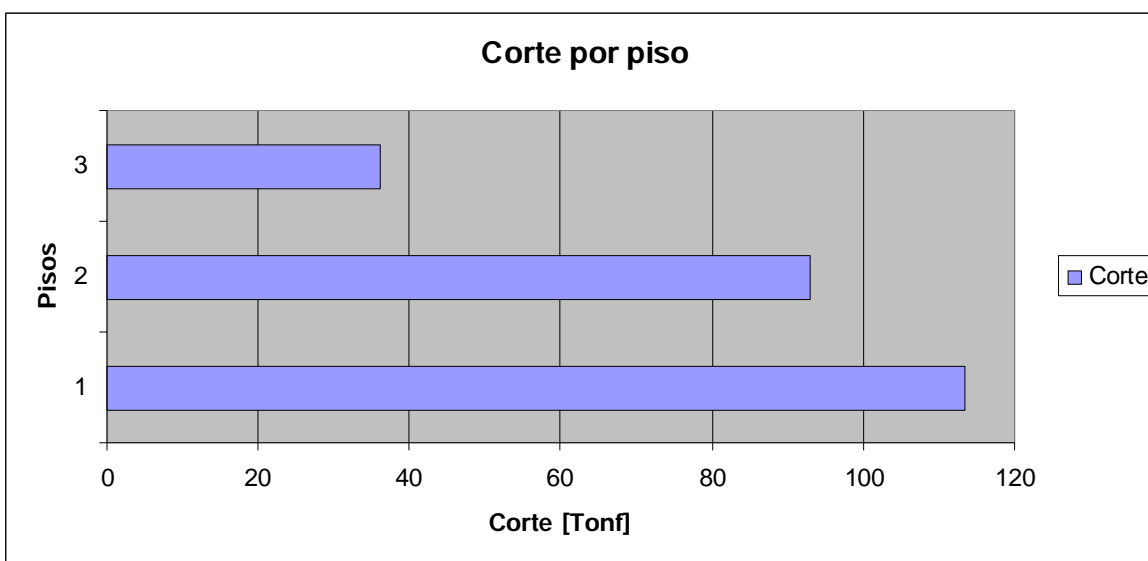


Fig. 6.29: Corte por pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar

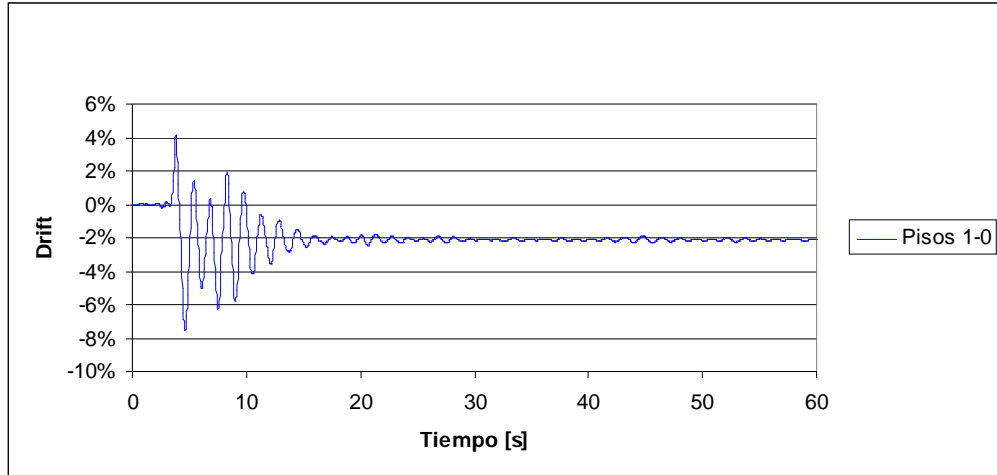


Fig. 6.30: Drift entre piso 1 y base en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.

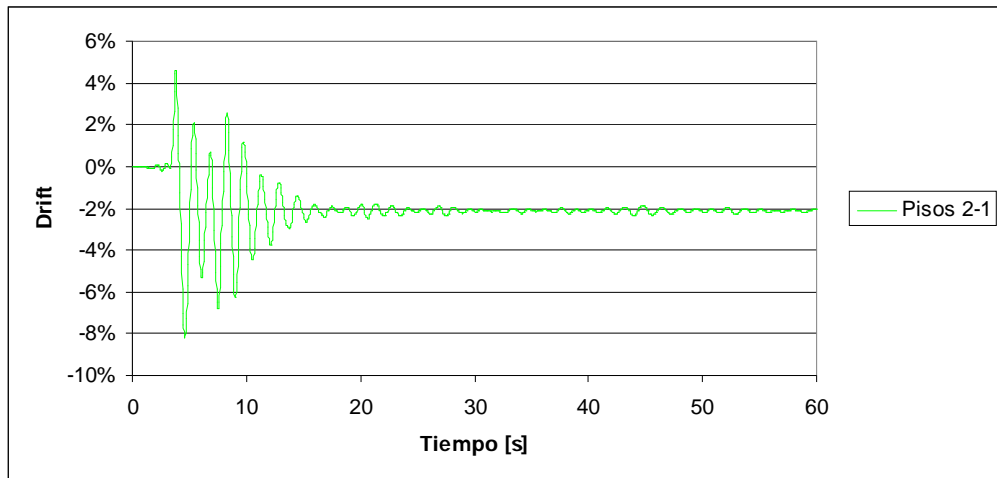


Fig. 6.31: Drift entre piso 1 y 2 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.

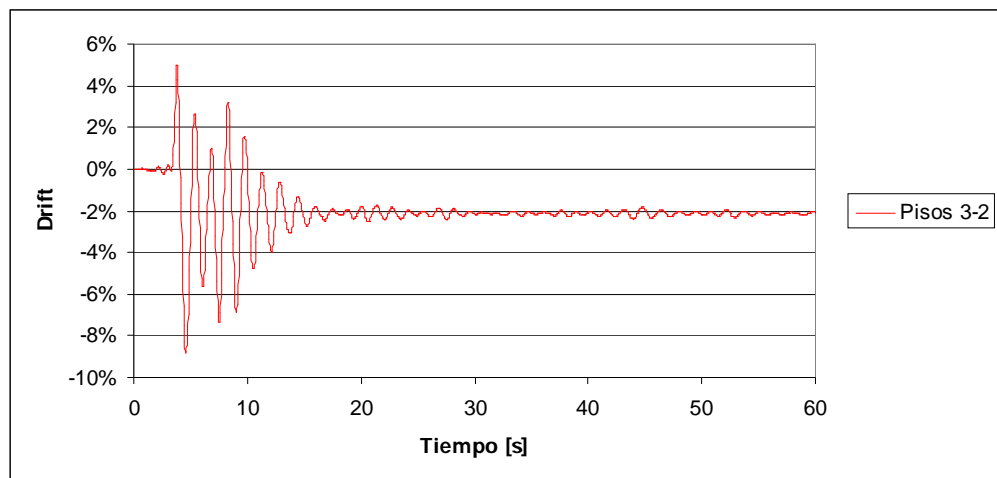


Fig. 6.32: Drift entre piso 2 y 3 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.

En las figuras 6.30, 6.31 y 6.32 se puede ver que la estructura alcanza el drift máximo entre los pisos 2 y 3. En ese punto la deformación relativa entre estos pisos es de 22.07cm.

Al finalizar el sismo la estructura quedó con deformaciones remanentes considerables, lo que se puede corroborar de mejor manera en la figura 6.33. También se puede ver que luego de terminado los impulsos mayores del registro, la estructura oscila en torno a un valor distinto a 0, lo que indica que quedó seriamente dañada.

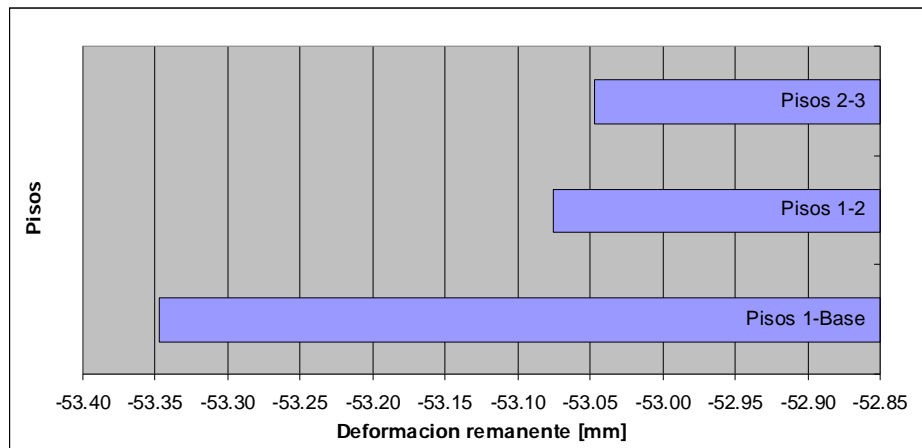


Fig. 6.33: Deformación remanente entre pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar

Se puede afirmar entonces que las deformaciones remanentes superan los 5 [cm], debido a que las conexiones rotacionales no son capaces de restaurar la estructura.

En la figura 6.34 se muestra la envolvente de deformaciones por piso.

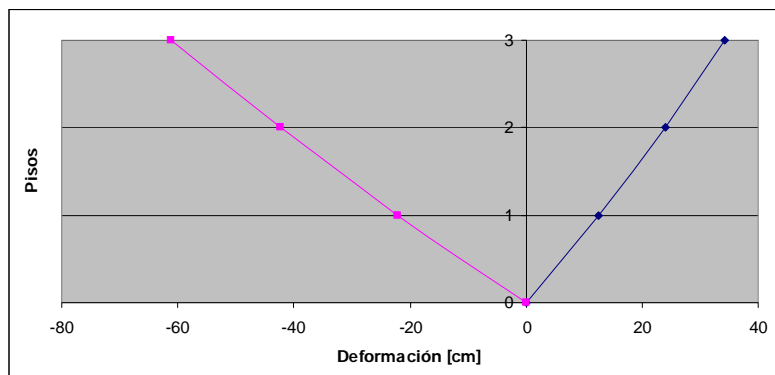


Fig. 6.34: Envolvente de deformaciones en modelo rotulado, con SMA y sometido a Sylmar.

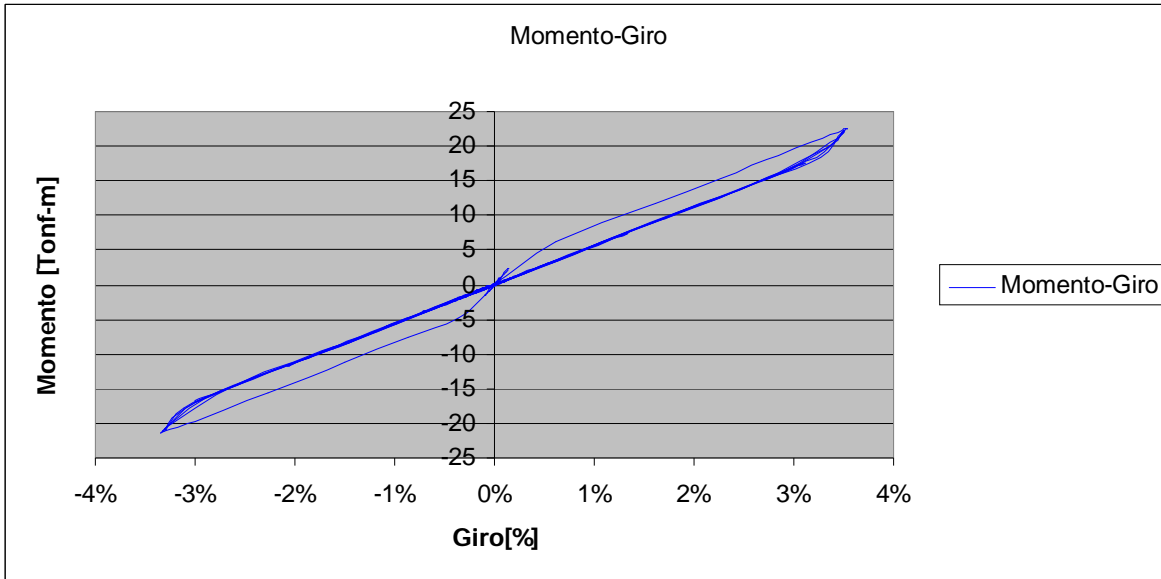


Fig. 6.35: Comportamiento de la conexión más desfavorable para el modelo rotulado, sometido a Sylmar.

En la figura 6.35 se observa el comportamiento de la conexión, donde el máximo giro fue de 0.0353 [Rad], provocando una deformación en las barras de 3.59%, muy inferior al 8.1%, porcentaje en el que se produce roturas de barras.

Luego de analizar el modelo rígido y el modelo con SMA se puede concluir que cuando el modelo esta solicitado por el registro Sylmar, la estructura que mejor comportamiento tiene es la estructura rígida, pese a que toma más corte que la estructura con SMA.

6.5.2 Northridge

Northridge rígido:

Para este registro todas las vigas quedan plastificadas, no así las columnas.

En la figura 6.36 se muestra la distribución de corte por pisos y se desprende que el corte basal es $Q = 119$ [Tonf].

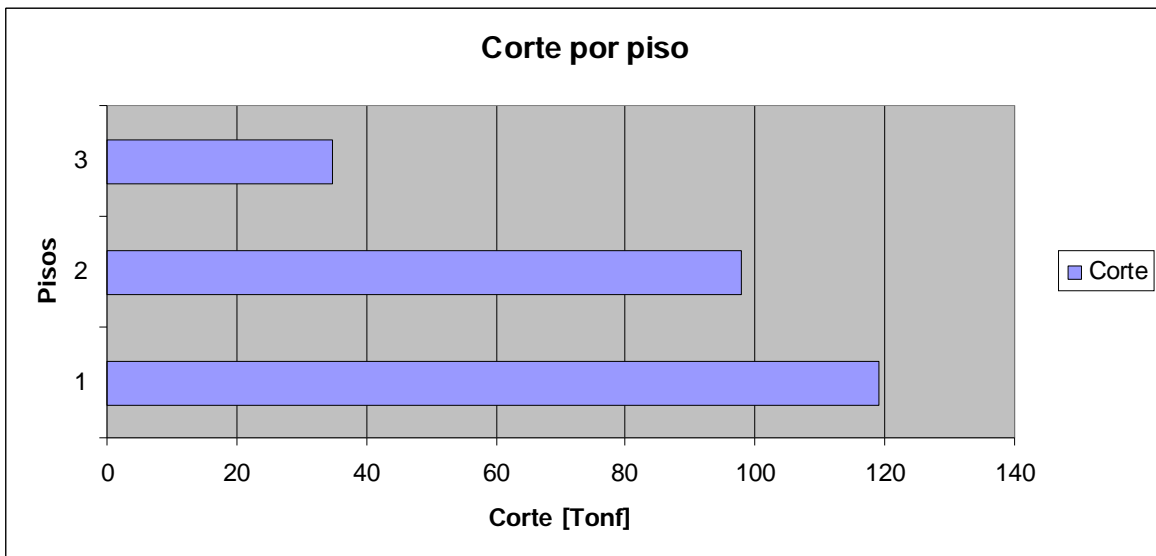


Fig. 6.36: Corte por pisos en modelo rotulado, sometido a Northridge.

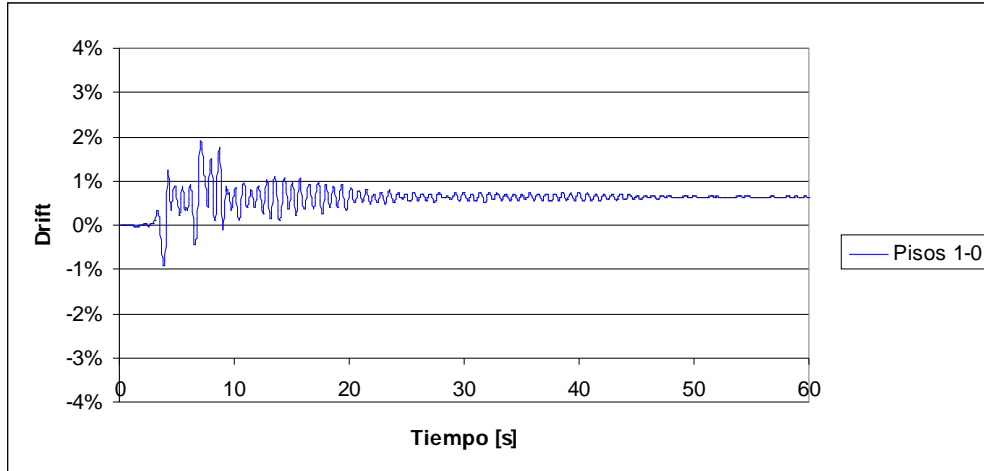


Fig. 6.37: Drift entre piso 1 y base en modelo rotulado, sometido a Northridge.

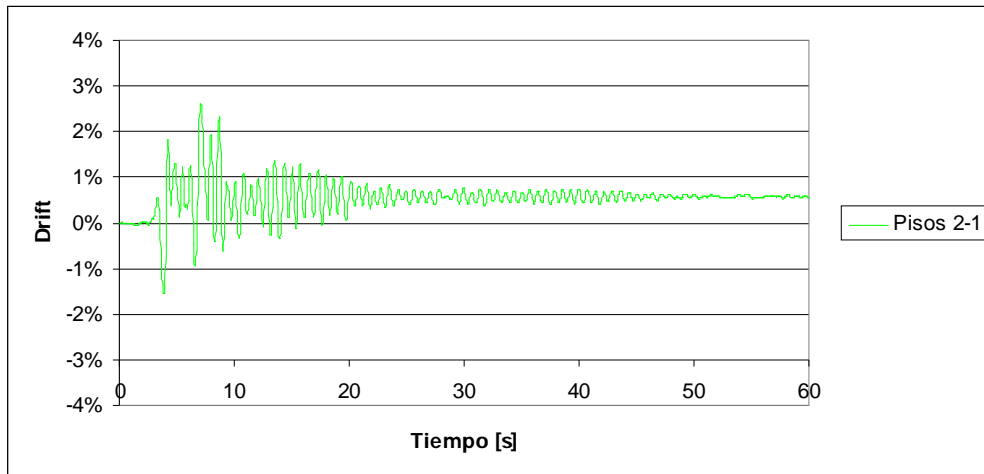


Fig. 6.38: Drift entre pisos 1 y 2 en modelo rotulado, sometido a Northridge.

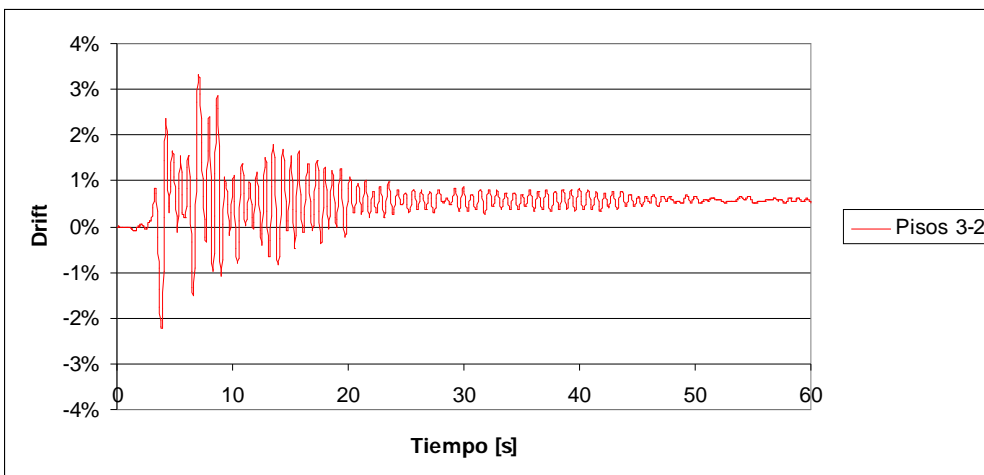


Fig. 6.39: Drift entre piso 2 y 3 en modelo rotulado, sometido a Northridge.

En las figuras 6.37, 6.38 y 6.39 se puede ver que el máximo drift se produjo entre los pisos 2 y 3, y la deformación relativa entre piso fue de 8.3cm.

La estructura quedó con deformaciones remanentes una vez terminado el sismo las cuales se pueden ver en la figura 6.40. La estructura luego de terminado el movimiento fuerte, no oscila en torno a cero, lo que indica que queda dañada.

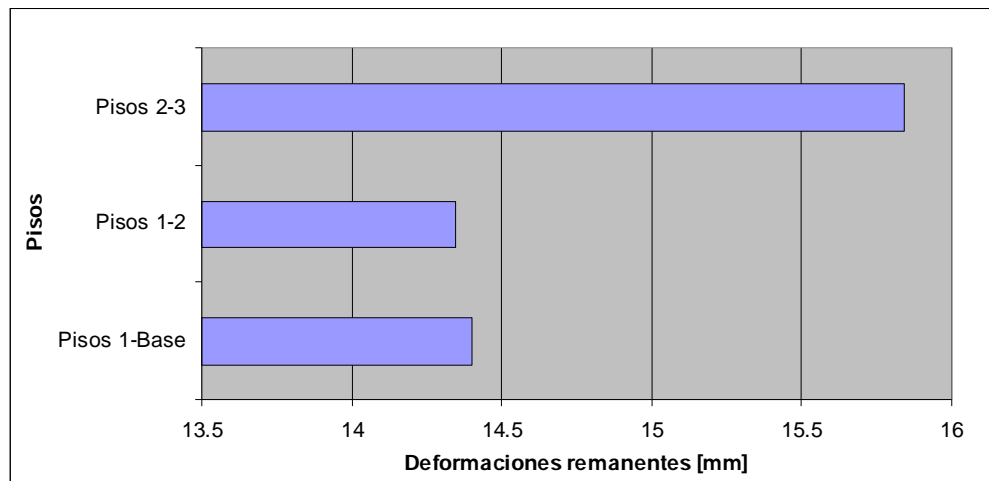


Fig. 6.40: Deformación remanente entre pisos en modelo rotulado y sometido a Northridge.

En la figura 6.40 se ve que la mayor deformación remanente se produce entre los pisos 3 y 2 y alcanza un valor de 15.8 [mm].

En la figura 6.41 se muestra la envolvente de deformaciones por piso.

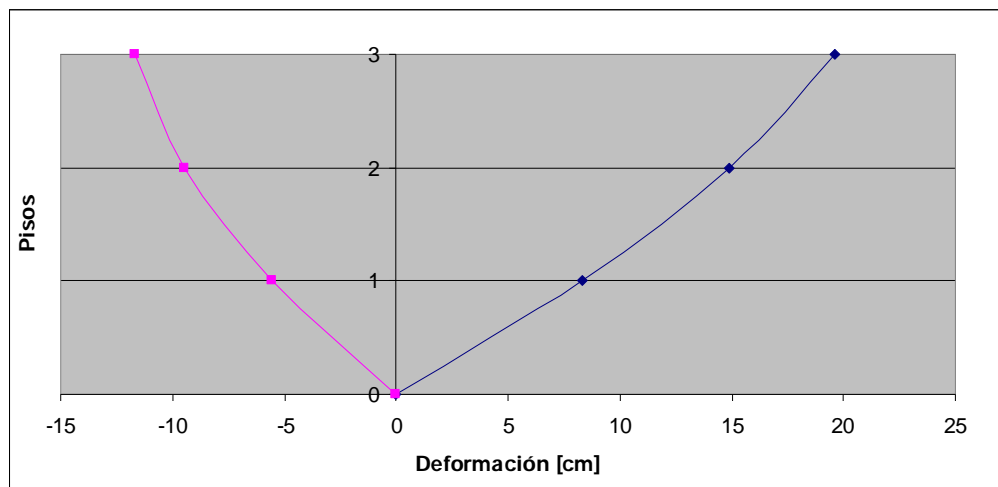


Fig. 6.41: Envolvente de deformaciones en modelo rotulado sometido a Northridge.

Northridge con SMA:

La energía liberada por las barras de SMA corresponde al 34.87% de la energía total liberada por la estructura.

Para este registro todas las vigas quedan plastificadas, no así las columnas.

En la figura 6.42 se muestra la distribución de corte por pisos y se desprende que el corte basal $Q = 118.7$ [Tonf].

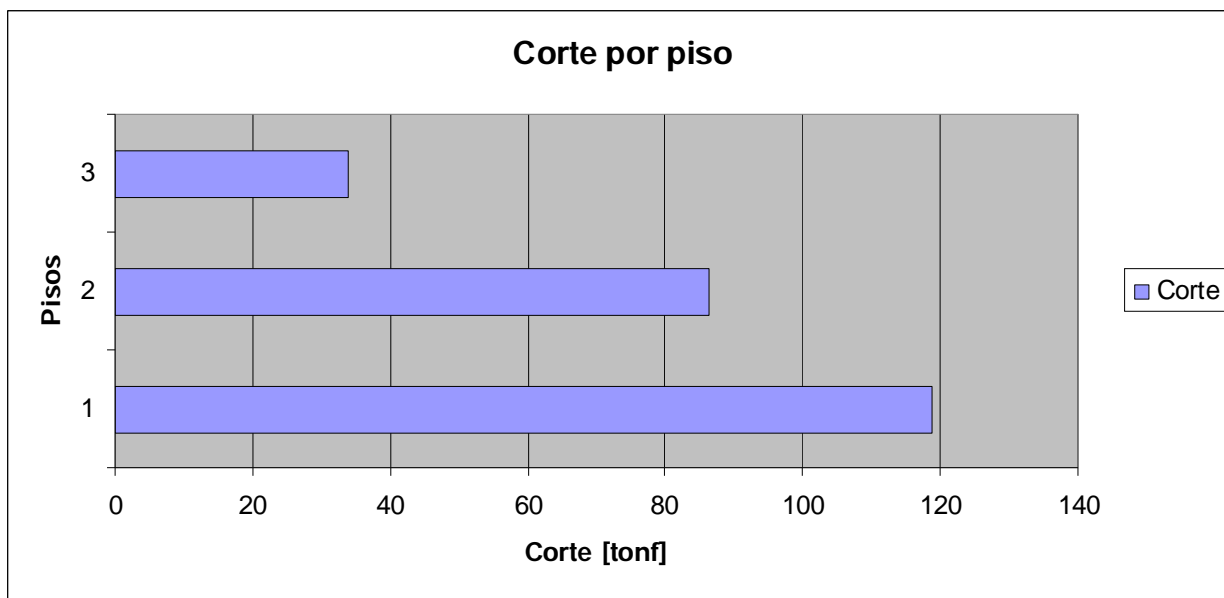


Fig. 6.42: Corte por pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.

En las figuras 6.43, 6.44 y 6.45 se observa que el drift máximo se produjo entre los pisos 2 y 3, y se generó una deformación relativa entre piso de 14.37cm. Nuevamente las oscilaciones del drift no son entorno a cero, lo que indica que se producen deformaciones remanentes considerables.

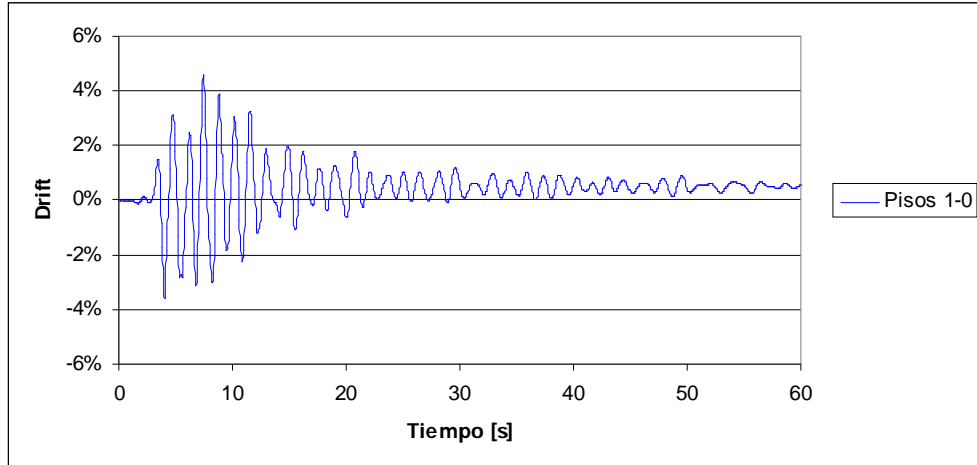


Fig. 6.43: Drift entre piso 1 y base en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.

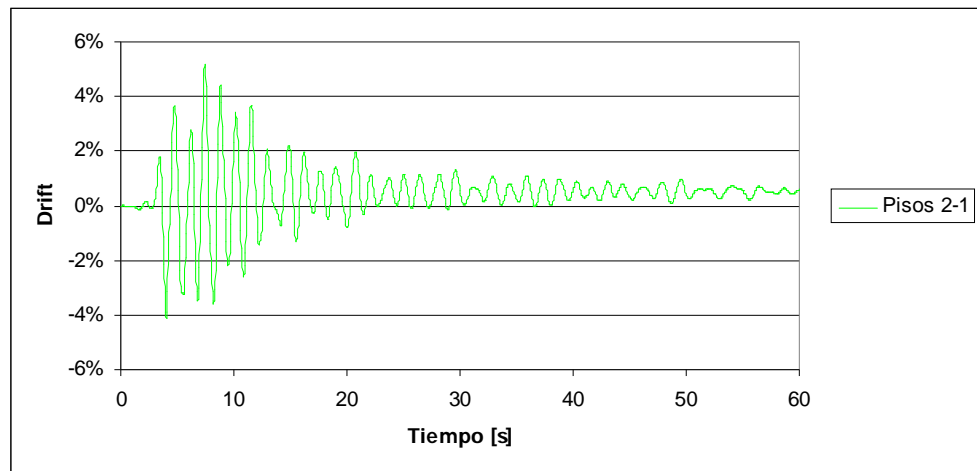


Fig. 6.44: Drift entre piso 2 y 1 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.

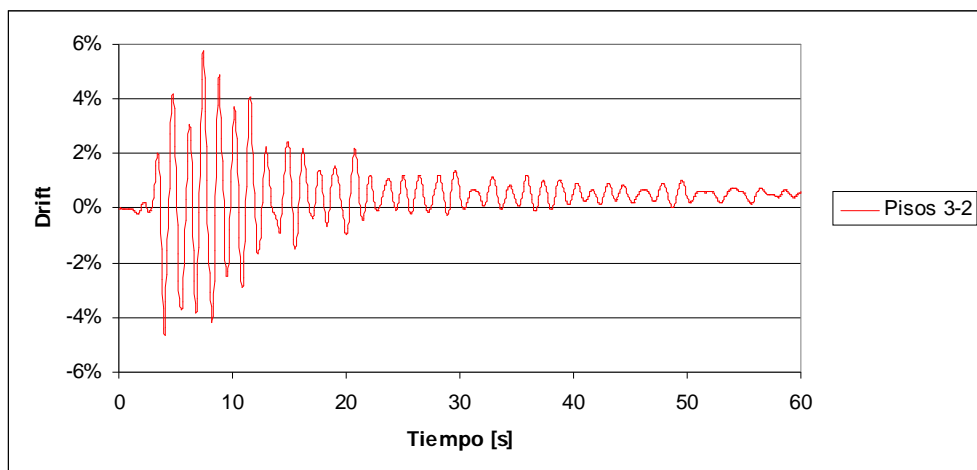


Fig. 6.45: Drift entre piso 2 y 3 en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.

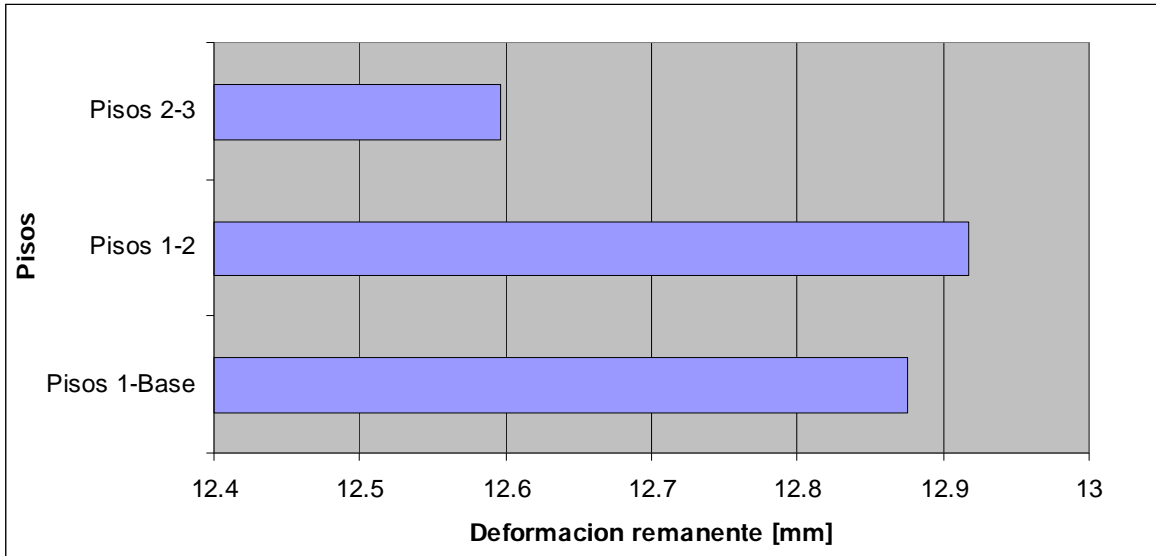


Fig. 6.46: Deformación remanente entre pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.

De la figura 6.46 se tiene que la mayor deformación remanente de entre piso se produce entre el piso 1 y 2, alcanzando una deformación entre piso de 12.92 [mm].

En la figura 6.47 se muestran la envolvente de deformaciones de pisos.

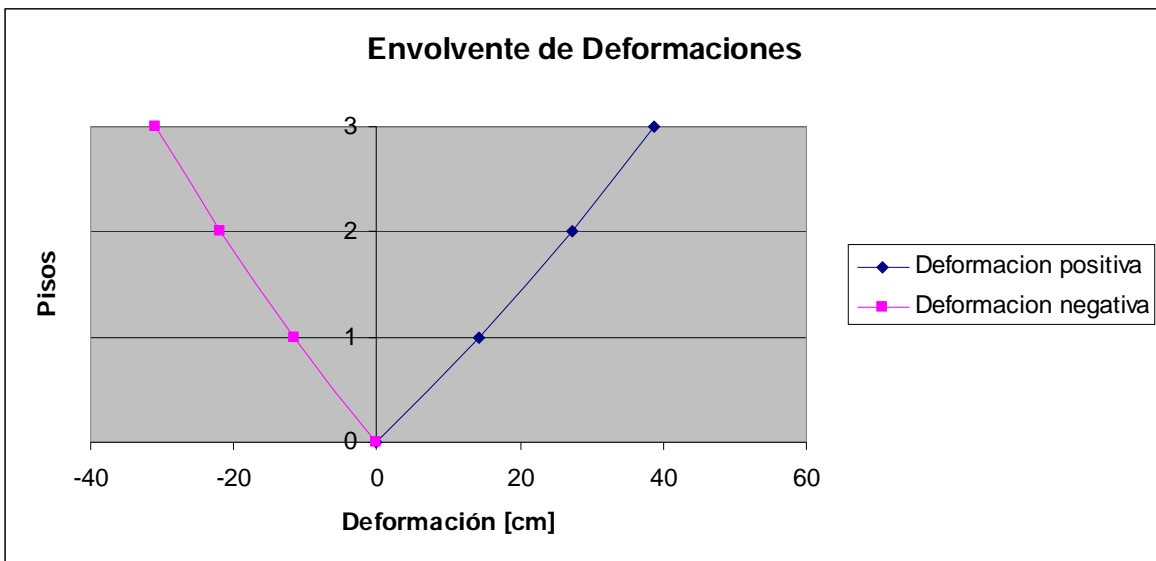


Fig. 6.47: Envolvente de deformaciones de pisos en modelo rotulado, con SMA y sometido a Northridge.

En la figura 6.48 se muestra el comportamiento de la conexión más desfavorable.

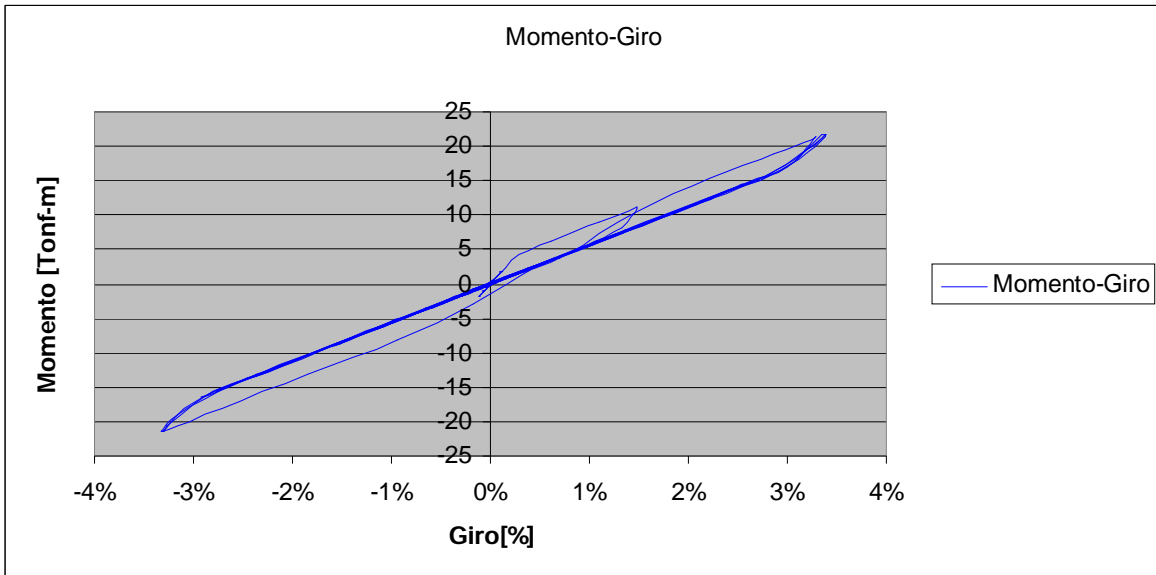


Fig. 6.48: Comportamiento de la conexión más desfavorable para el modelo rotulado, sometido a Northridge.

En la conexión el giro máximo fue de 0.0039 [Rad] generando una deformación en las barras del 3.15%, lo que indica que las barras no llegan a la rotura, que se produce con una deformación del 8.1%.

Luego de analizar el modelo rígido y el modelo con SMA se puede concluir que cuando el modelo está solicitado por el registro de Northridge, la estructura que mejor comportamiento tiene es la estructura con SMA, sin embargo, ésta no logra un comportamiento sobresaliente como el que se obtuvo al analizar el modelo con el registro de Lolloe.

Se puede inferir entonces, que el comportamiento del material SMA como disipador sísmico, está sujeto al tipo de sismo, pues cuando se analizó la estructura con registros impulsivos, la estructura no tuvo buen comportamiento, e incluso para el modelo sometido al registro Sylmar, resulta más desfavorable utilizar las conexiones rotacionales en base a SMA.

6.6 Modelación de la conexión a partir de 2 resortes.

Para analizar la sensibilidad de los resultados con respecto al modelamiento de la conexión, se analizó la estructura con el registro Lolloe N10E con una nueva forma de modelar la conexión. Este modelamiento corresponde a la superposición de dos tipos de resortes rotacionales, uno elastoplástico y otro elástico, tal y como se muestra en la figura 6.49, la idea es representar la conexión como la suma de dos resortes.

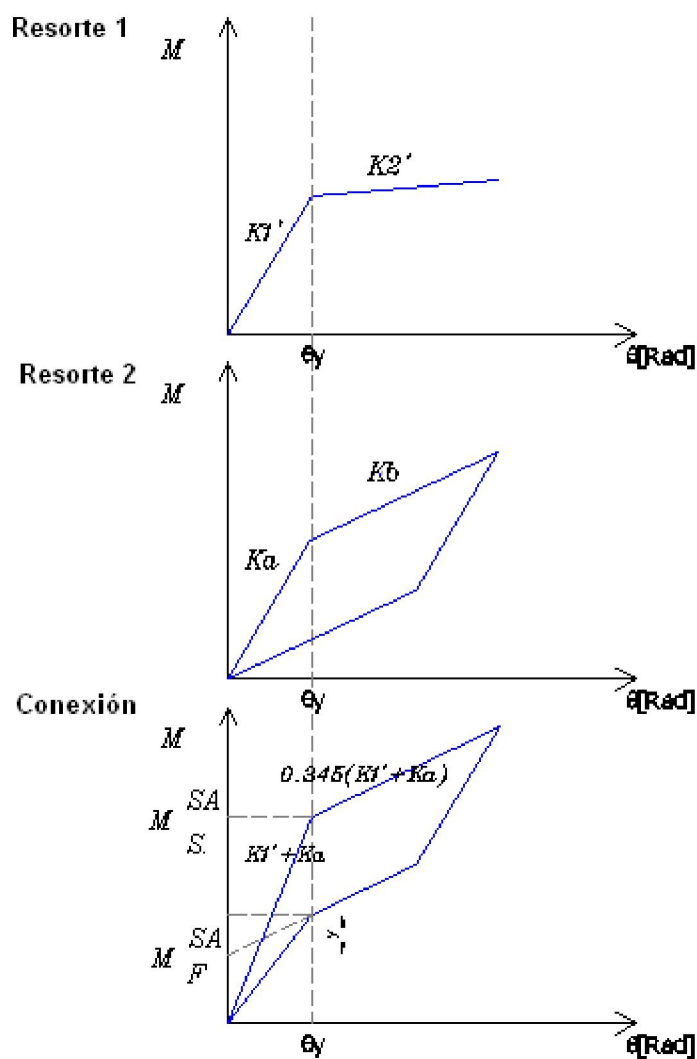


Fig. 6.49: Rigidez de resortes que forman la conexión

A continuación se muestra cómo se obtuvieron los valores de la rigidez de los dos resortes a partir de parámetros de las barras SMA ya conocidos por el trabajo de Garrau [5].

Para el resorte 1 se asume la siguiente relación entre las dos rigidez.

$$K_2 = 0.00001 \cdot K_1 \quad (6.6.1)$$

De la conexión se desprenden las siguiente expresiones.

$$K_1 + K_a = \frac{M_s^{sa}}{\theta_y} \quad (6.6.2)$$

$$K_1 + K_b = \frac{M_r^{sa} + y}{\theta_y} \quad (6.6.3)$$

Donde $y = \theta_y \cdot 0.345 \cdot (K_1 + K_a)$, expresión que se desprende de la geometría de la figura 6.41, y $\theta_y = 0.00225$, giro en la conexión cuando las barras han alcanzado una deformado del 0.21% (Sepúlveda [1]).

Considerando la expresión (6.6.1) y la condición de que la rigidez de la conexión es generada por la suma de la rigidez de los resortes 1 y 2 respectivamente, se tiene la siguiente expresión.

$$K_2 + K_b = 0.00001 \cdot K_1 + K_b = 0.345 \cdot (K_1 + K_a) \quad (6.6.4)$$

Las expresiones anteriores generan un sistema de ecuaciones para encontrar la rigidez respectiva para cada resorte.

$$\left. \begin{aligned} K_1 + K_a &= \frac{M_s^{sa}}{\theta_y} \\ K_1 + K_b &= \frac{M_r^{sa} + \theta_y \cdot 0.345 \cdot (K_1 + K_a)}{\theta_y} \end{aligned} \right\} \quad (6.6.5)$$

$$K_2 + K_b = 0.00001 \cdot K_1 + K_b = 0.345 \cdot (K_1 + K_a)$$

Del capítulo 4 se tienen las propiedades de la conexión.

- Área de las barras SMA $A_{barra} = 4.52 \text{ cm}^2$.
- Brazo de palanca de la conexión $H = 37.2 \text{ cm}$

Propiedades de las barras según Garrau [5].

- Tensión de fluencia $\sigma_S^{AS} = 2500 [\text{kgf}/\text{cm}^2]$.
- Tensión de fin de la transformación martensítica inversa $\sigma_F^{AS} = 500 [\text{kgf}/\text{cm}^2]$

Por lo tanto se tiene que.

$$M_S^{AS} = \sigma_S^{AS} \cdot H \cdot A_{Barras} = 2500 \cdot 37.2 \cdot 4.52 = 420360 [\text{kgf} \cdot \text{cm}]$$

$$M_F^{AS} = \sigma_F^{AS} \cdot H \cdot A_{Barras} = 500 \cdot 37.2 \cdot 4.52 = 84072 [\text{kgf} \cdot \text{cm}]$$

Con las propiedades anteriores y resolviendo el sistema de ecuaciones (6.6.5) se tiene los valores de la tabla 6.8 para la rigidez de los resortes.

TABLA 6.8: Rigidez de resortes de la nueva conexión.

K_1	$37365707 [\text{kgf} \cdot \text{cm}]$
K_2	$0.00001 \cdot K_1 [\text{kgf} \cdot \text{cm}]$
K_a	$149460960 [\text{kgf} \cdot \text{cm}]$
K_b	$0.431 \cdot K_a [\text{kgf} \cdot \text{cm}]$

La estructura se procesó con el software DRAIN-2DX con el registro Llolleo N10E, incluyendo las nuevas propiedades para la conexión, y obtuvo un comportamiento similar al obtenido con la conexión rotacional simple.

- El periodo fue de 1 [seg].
- E corte basal $Q = 104.53$ [Tonf].
- La energía disipada por la conexión 99.86%.
- Energía disipada por Resorte1 fue de 0.2%.

- Energía disipada por Resorte 2 fue 99.66%.
- Las deformaciones remanentes fueron prácticamente nulas.

En la figura 6.50 se observa el comportamiento de la conexión más desfavorable, en ella se puede apreciar el comportamiento de cada resorte por separado y en conjunto, contrastados con el comportamiento de la conexión simple para el mismo registro.

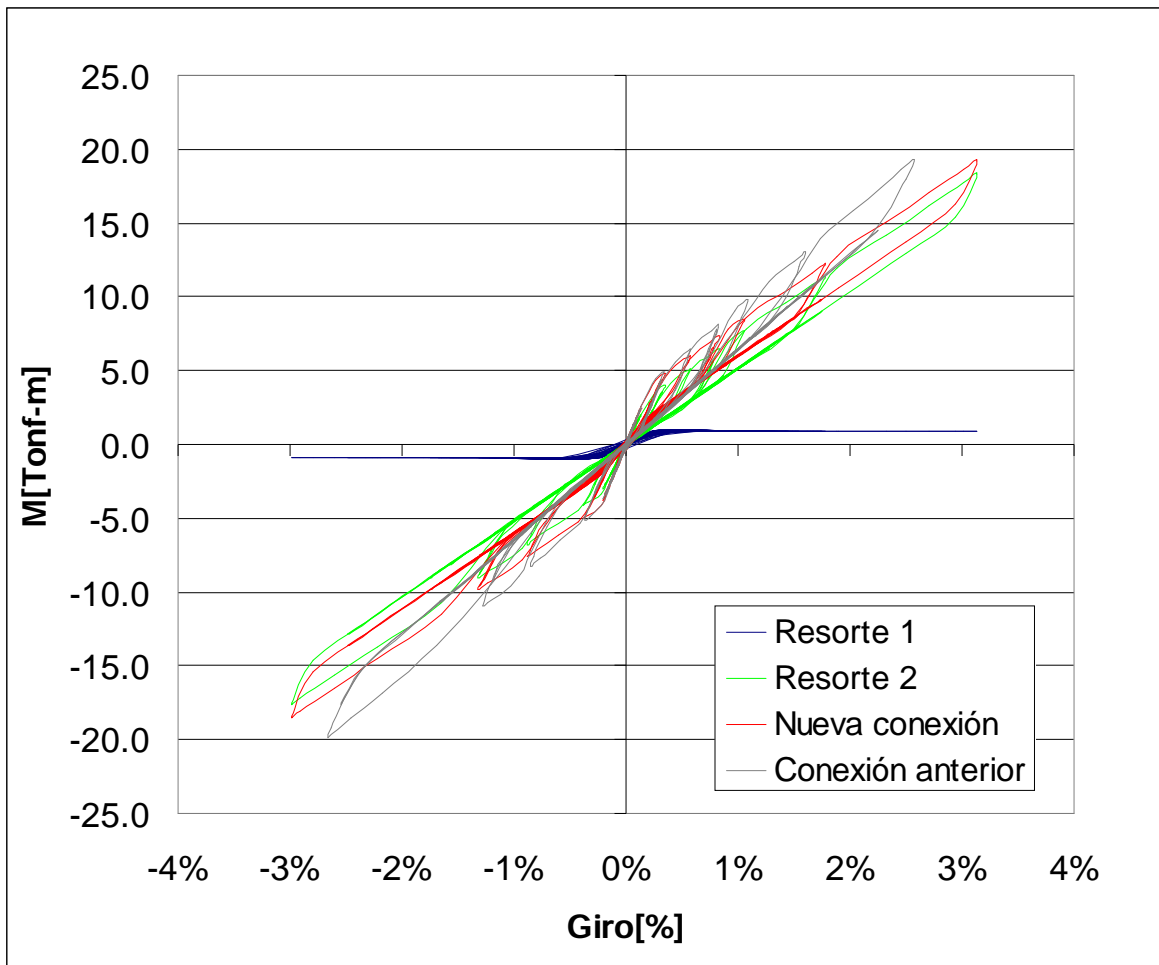


Fig. 6.50: Comportamiento de nueva conexión y resortes.

En la figura anterior se observa que al combinar un resorte elastoplástico (Resorte 1) con uno elástico (Resorte 2) se redujo la rigidez de la conexión y por ende se flexibilizó la estructura, sin embargo, el resorte elastoplástico no realiza una contribución muy significativa en la conexión.

6.7 Análisis de sensibilidad de la conexión con respecto al diseño.

Se decidió analizar qué consecuencia podía tener un error en el cálculo de la conexión, o hasta dónde se puede tolerar un error en el cálculo de las secciones de las barras de SMA necesarias. Se resolvió el sistema de ecuaciones (6.6.5) incrementando y disminuyendo la sección de SMA en la conexión, y luego se procesaron los modelos y se observó para qué cantidad de barras, la estructura se comportó de manera semejante a la estructura con conexiones debidamente calculadas.

Luego de procesar los modelos con diversa cantidad de barras en la conexión se identificó un límite superior y un límite inferior.

Límite superior (+15%):

Se logró concluir que si las barras superaban el 15% adicional de sección con respecto a la conexión bien calculada, la rigidez de la estructura aumentaba y la conexión traspasaba el momento a las vigas y éstas se plastificaban.

El comportamiento de la estructura con una sección de barras aumentada en un 15% fue el siguiente.

- El periodo fue de 0.976 [seg].
- El corte basal $Q = 108.73$ [Tonf].
- La energía disipada por la conexión 99.53%.
- Las deformaciones remanentes fueron prácticamente nulas.
- La deformación máxima de las barras fue de 2.2%, menor a la deformación de falla 8.1%.

Límite inferior (-50%):

Se decidió tomar como límite inferior de las barras una disminución del 50% de la sección de barras ya que al disminuir demasiado la cantidad de barras, la conexión se comportó bien pero la estructura se tornó demasiado flexible.

El comportamiento de la estructura con una sección de barras disminuida en un 50% fue el siguiente.

- El periodo fue de 1.23 [seg].
- El corte basal $Q = 74.33$ [Tonf].
- La energía disipada por la conexión 99.57%.
- Las deformaciones remanentes fueron prácticamente nulas.
- La deformación máxima de las barras fue de 3.25%, menor a la deformación de falla 8.1%.

En la figura 6.51 se puede ver el comportamiento de la conexión más desfavorable. Ahí se aprecia el barrido a través del límite superior y límite inferior, que hace posible el buen comportamiento de la estructura.

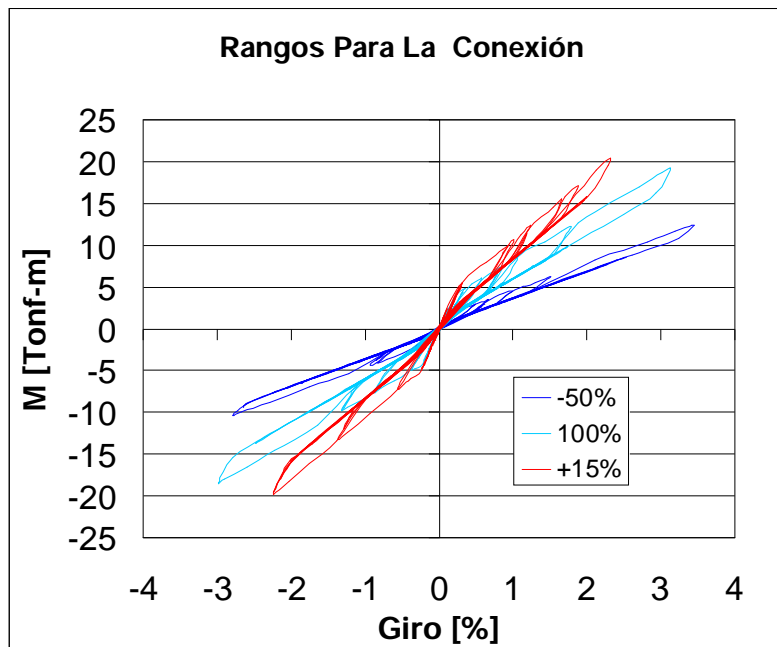


Fig. 6.51: Rango para la conexión en base a la sección de SMA.

6.8 Análisis del comportamiento de la estructura con conexiones en base a SMA solo en dos Vanos.

Considerando el alto precio que puede llegar a tener el tipo de conexión propuesto en este trabajo, se analizó el comportamiento de la estructura utilizando sólo en los vanos extremos de la estructura conexiones en base a SMA.

Luego de terminado el análisis de la estructura sometida al registro sísmico Llolleo N10E, por medio del software DRAIN-2DX, se concluyó que la estructura evidentemente es más rígida y las vigas que conforman los vanos que no tienen conexiones en base a SMA sufrieron plastificaciones.

- El periodo fue de 0.813 [seg].
- El corte basal $Q = 99.34$ [Tonf].
- La energía disipada por las conexiones fue 1.55%
- Las deformaciones remanentes fueron pequeñas, pero mayores a las obtenidas en la estructura original.

El comportamiento de las conexiones con SMA fue el esperado según los modelos anteriormente analizados, lo que queda demostrado en la figura 6.52, donde se puede ver que los giros máximos alcanzados para la conexión más desfavorable son menores que los alcanzados por la misma conexión en la estructura con SMA en todos los nudos. Por ende, se deduce que las deformaciones de las barras de SMA son menores a las deformaciones de la estructura original y no alcanzan la rotura.



Fig. 6.52: Comportamiento de la conexión con SMA para la estructura con SMA en los dos vanos extremos.

Capítulo 7 Conclusiones y Recomendaciones.

7.1. Conclusiones.

Se ha diseñado un edificio simétrico de 3 pisos en base a marcos de acero con 4 vanos, de carácter habitacional, utilizando la norma sísmica NCh 433 of 96 [8], y AISC-2005 [6] con conexión viga-columna de material superelástico, rotulado en la base. La solución con columna empotrada en la base no permite que las conexiones disipen energía, pues la columna se rotula en la base.

El diseño de los elementos viga y columna está controlado por el criterio de deformaciones relativas máximas de entre piso, resultando factores de utilización pequeños. De igual forma para la verificación del criterio columna fuerte-viga débil los factores obtenidos fueron bastante mayores que 1.

Para diseñar la conexión se utilizaron dos criterios importantes: uno de ellos es considerar sólo la carga gravitacional para determinar la cantidad de barras de SMA y así en cuanto comienza el sismo, estas barras se plastifican y disipan energía, y consideran que la conexión rotacional rota entorno al centro de masa de las barras, generando un brazo de palanca igual a la altura de separación de barras superiores e inferiores.

Se comparó la respuesta sísmica de la estructura rotulada en la base, con y sin conexiones en base a SMA sometidas al registro Lollole N10E y se observó que al incluir los disipadores sísmicos en la conexión, el corte basal disminuye en un 21.85%, ningún elemento de acero sufre plastificaciones, la estructura se flexibiliza aumentando el periodo en un 51% y queda sin deformaciones remanentes al terminar el sismo. Las conexiones rotacionales en base a SMA fueron capaces de disipar 99.66% del total de la energía disipada por la estructura, lo que se tradujo en que en la conexión más desfavorable las

barras alcanzaron una deformación de 2.46%, lo que indica que no se cortó ninguna barra. Igual comparación se realizó al aplicar los registros de Notthridge y Sylmar, obteniéndose para ambos registros plastificación en las vigas y muy poca disipación en las barras SMA. Por la situación descrita se puede decir que el buen comportamiento de la estructura con disipadores está sujeto al tipo de sismo que la solicite.

Posteriormente se analizó la estructura rotulada en la base, modelando la conexión rotacional, a través de dos resortes: un resorte elastoplástico y un resorte bilineal menos rígido obteniéndose similares resultados.

Finalmente se estableció un límite superior y un límite inferior para la sección de barras SMA necesaria en la conexión. Si se coloca una sección que supere en 15% al cálculo inicial, la estructura deja de tener un buen comportamiento, debido a que comienzan a aparecer elementos de acero plastificados y por ende la estructura sufre daños, pues termina con deformaciones remanentes.

Como límite inferior resultó un 50% del área original, pues si bien la conexión es capaz de plastificarse alcanzando deformaciones inferiores a la de rotura, la estructura se flexibiliza demasiado.

Otro análisis que se realizó a la estructura, considerando que las conexiones en base a SMA pueden tener un alto costo, fue colocar conexiones rotacionales en base a SMA sólo en los nudos de los vanos extremos y en los demás nudos conexiones rígidas. Como resultado se obtuvo que las vigas de los vanos con conexiones rígidas, se plastificaron y las conexiones rotacionales en base a SMA liberaron 1.55% de la energía total liberada y por ende la estructura queda con deformaciones remanentes.

7.2. Limitaciones y Recomendaciones.

Una de las limitaciones de este trabajo es que en la conexión siempre se consideró solo las demandas de momento en el nudo y nunca se verificó si algún elemento es capaz de tomar el esfuerzo de corte. Una posible solución sería argumentar que el corte se toma a través de la fricción que se produce entre la viga y la columna al considerar una pretensión en las barras y la rugosidad del acero.

Otra limitación es que para el diseño de la conexión se consideró un brazo de palanca igual a la distancia entre las barras superiores e inferiores, Sin embargo, el brazo de palanca real, puede generarse entre las barras superiores y el borde de la plancha de contacto entre la viga y la columna, generando una rigidez mayor en la conexión a la considerada en el modelo con DRAIN-2DX.

También se desconoce el comportamiento de la losa o lo efectivo de considerar diafragma rígido con respecto al giro de la viga o su colaboración a la rigidez de la viga.

Bibliografía y referencias:

[1] **Sepúlveda, José Rodrigo. (2006).** *“Diseño y Ensayo de un Disipador de Energía Usando Aleación SMA CuAlBe Superelástica para Conexiones Columna Viga”*, Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Chile.

[2] **Arellano, Daren Haydée. (2002).** *“Determinación del Amortiguamiento en Estructuras con Disipadores de Energía de Material SMA de Cobre”*, Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Chile.

[3] **De la Llera J. C., Watt L., Almazán J. L., Lopez D.,** *“Design Procedure for structures with energy dissipation devices”*, Engineering Structures, en publicación, Octubre 2007.

[4] **Maria Garlock. (2002).** *“Design, Analysis, and Experimental Behavior of Seismic Resistant Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames”*, Memoria para optar al título de doctor in civil engineering, Lehigh University Bethlehem, Pennsylvania.

[5] **Garrau, Sylvain. (2008).** *“Estudio Analítico de una conexión viga columna usando aleación SMA CuAlBe”*, Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Chile.

[6] **AISC (2005)** *“Specification for Structural Steel Buildings”* American Institute of Steel Construction, Illinois, Marzo 2005.

[7] **FEMA 350** *“Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings”* FEMA Publication No. 350, Federal Emergency Management Association, Washington (DC), Junio 2000.

[8] **NCh 433 of 96** *“Diseño sísmico de edificios”* Instituto Nacional De Normalización, INN-Chile, 1996.

[9] **DRAIN-2DX BASE PROGRAM DESCRIPTION AND USER GUIDE** *“Element Description and User Guide for element Type01, Type02, Type04, Type06, Type09, and Type15 Version 1.10”* Department of Civil Engineering University of California Berkeley, California, USA.

Anexo 1

Verificación de Viga 1 (Ref. fig. 3.4).

AISC 2005

1. Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC 360-05

Tipo de Diseño

LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Soldado

1.3 Material

Calidad del Acero

A36

Fy = 2.53 [Ton/cm²]
Fr = 4.00 [Ton/cm²]

Tensión de Fluencia
Tensión de Rotura

E = 2100 [Ton/cm²]
G = 840 [Ton/cm²]

Modulo de Elasticidad
Modulo de Corte

1.4 Cargas

Pu = 0 [Ton]

Carga de Compresión

Mux = 9 [Ton-m]
Vux = 7 [Ton]

Carga de Flexión Eje Fuerte
Carga de Corte Eje Fuerte

Muy = 0 [Ton-m]
Vuy = 0 [Ton]

Carga de Flexión Eje Débil
Carga de Corte Eje Débil

1.5 Condiciones Geométricas

Lpx = 500 [cm]
Kx = 1.00 []

Longitud de Pandeo
Condición de Borde

Lpy = 500 [cm]
Ky = 1.00 []

Longitud de Pandeo
Condición de Borde

Lv = 500 [cm]
Kz = 1.00 []
Cb = 2.35 []

Longitud de Volcamiento
Condición de Borde
Factor de Forma del Diagrama de Momento

a = 500 [cm] Distancia entre Atiesadores

2. Perfil IN

2.1 Datos

H =	30	[cm]	Altura del Perfil
B =	20	[cm]	Ancho del Perfil
e =	1.0	[cm]	Espesor del Ala del Perfil
t =	0.6	[cm]	Espesor del Alma del Perfil

IN30x44.6
IN300x200x10x6

2.2 Propiedades

A =	56.8	[cm ²]	Área del Perfil
I _x =	9511	[cm ⁴]	Inercia Eje Fuerte del Perfil
I _y =	1334	[cm ⁴]	Inercia Eje Débil del Perfil
r _x =	12.9	[cm]	Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil
r _y =	4.8	[cm]	Radio de Giro Eje Débil del Perfil
Z _x =	698	[cm ³]	Modulo Plástico Eje Fuerte del Perfil
Z _y =	203	[cm ³]	Modulo Plástico Eje Débil del Perfil
W _x =	634	[cm ³]	Modulo de Sección Eje Fuerte del Perfil
W _y =	133	[cm ³]	Modulo de Sección Eje Débil del Perfil
J =	15	[cm ⁴]	Constante Torsional del Perfil
C _w =	2.8E+05	[cm ⁶]	Constante de Alabeo del Perfil
λ _{ala} =	10.0	[]	Esbeltez del Ala del Perfil
λ _{alma} =	46.7	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

€

3. Compresión

3.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

φ = 0.9 Factor de Resistencia

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determina según la sección E2.

$\lambda_x =$	38.6	[]	Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil
$\lambda_y =$	103.2	[]	Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil
$\lambda_{max} =$	103.2	[]	Esbeltez Efectiva del Perfil

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200.

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

Caso:	10		
$\lambda_{alma\ max} =$	42.9	[]	Esbeltez Límite del Alma del Perfil
$\lambda_{alma} =$	46.7	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

El Alma es Esbelta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

Caso:	4		
$\lambda_{ala\ max} =$	14.1	[]	Esbeltez Límite del Ala del Perfil
$\lambda_{ala} =$	10.0	[]	Esbeltez del Ala del Perfil

El Ala es No Esbelta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la fórmula E3-4

$$F_e = 1.95 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la fórmula E4-4

$$F_e = 3.33 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo global

$$F_e = 1.95 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

$$\lambda_{ala} = 10.0 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$\lambda_{\text{ala } 1} =$	14.1	[]	Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil
$\lambda_{\text{ala } 2} =$	24.5	[]	Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la fórmula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad []$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

$\lambda_{\text{alma}} =$	46.7	[]	Esbeltez del Ala del Perfil
$F_{cr} =$	1.56	[Ton/cm ²]	
$\lambda_{\text{alma lim}} =$	54.7	[]	Límite para la Esbeltez del Ala del Perfil

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la fórmula E7-17

$$Q_a = 1.00 \quad []$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E7

El F_{cr} se determina según la fórmula E7-2

$$F_{cr} = 1.56 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la fórmula E7-1

$$P_n = 88.39 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

$\phi =$	0.9	
$P_n =$	88.39	[Ton]
$P_u =$	0.00	[Ton]
$FU =$	0.00	OK!

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

$$\text{Caso: } 9$$

$\lambda_{\text{alma } 1} =$	108.3	[]	Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{alma } 2} =$	164.2	[]	Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{alma}} =$	46.7	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

El Alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

$$\text{Caso: } 2$$

$\lambda_{\text{ala } 1} =$	10.9	[]	Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{ala } 2} =$	20.9	[]	Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{ala}} =$	10.0	[]	Esbeltez del Ala del Perfil

El Ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la fórmula F2-1

$$M_n = 1765 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la fórmula F2-2

$$r_{ts} = 5.5 \quad [\text{cm}]$$

$$L_p = 246 \quad [\text{cm}]$$

$$L_r = 720 \quad [\text{cm}]$$

$$L_b = 500 \quad [\text{cm}]$$

$$M_n = 1765 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

$$M_n = 1765 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles simétricos

4.7 Factor de Utilización

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \\ M_n &= 18 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ M_{ux} &= 9 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ FU &= 0.55 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

5. Flexión Eje Débil

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 && \text{Factor de Resistencia} \\ \epsilon & && \end{aligned}$$

La tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F6

5.2 Fluencia

El momento nominal se determina según la fórmula F6-1

$$M_n = 512 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.3 Pandeo Local del Ala

$$\text{Caso: } 2$$

$$\begin{aligned} \lambda_{\text{ala } 1} &= 10.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala } 2} &= 20.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 10.0 \quad [] && \text{Esbeltez del Ala del Perfil} \end{aligned}$$

El Ala es Compacta

El momento nominal se determina según la sección F6.2

$$M_n = 512 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.4 Factor de Utilización

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \\ M_n &= 5 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \end{aligned}$$

$$\text{Muy} = 0 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$\text{FU} = 0.00 \quad \text{OK!}$$

6. Interacción

6.1 Factor de Utilización

El factor de utilización para la interacción se determina según la sección H1.1

$$\text{FU} = 0.00 < 0.2 \quad \text{Factor de Utilización a Compresión}$$

El factor de utilización para la interacción se determina según la fórmula H1-1b

$$\text{FU} = \boxed{0.55} \quad \text{OK!}$$

7. Corte Eje Fuerte

7.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

7.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1 (b)

$$\phi = 0.9$$

$$C_v = 1.00$$

$$V_n = 27 \quad [\text{Ton}]$$

7.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 27 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{ux} = 7 \quad [\text{Ton}]$$

$$\text{FU} = \boxed{0.30} \quad \text{OK!}$$

8. Corte Eje Débil

8.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

8.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G7

$A_w =$	20	[cm ²]	
$K_v =$	1.2	[]	
$\lambda_{alma 1} =$	34.7	[]	Límite 1 para Alma del Perfil
$\lambda_{alma 2} =$	43.2	[]	Límite 2 para Alma del Perfil
$\lambda_{alma} =$	46.7	[]	Esbeltez del Alma del Perfil
ϵ			
$C_v =$	0.69		
$V_n =$	21	[Ton]	

8.3 Factor de Utilización

$\phi =$	0.9	
$V_n =$	21	[Ton]
$V_{uy} =$	0	[Ton]
FU =	0.00	OK!

9. Resumen

9.1 Perfil

El perfil elegido es el IN300x200x10x6

9.2 Factores de Utilización

FU =	0.00	OK!	Compresión
FU =	0.55	OK!	Flexión Eje Fuerte
FU =	0.00	OK!	Flexión Eje Débil
FU =	0.55	OK!	Interacción
FU =	0.30	OK!	Corte Eje Fuerte
FU =	0.00	OK!	Corte Eje Débil

El perfil cumple con todos los requerimientos

Anexo 2

Verificación de Columna 16 (Ref. fig. 3.4).

AISC 2005

1. Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC 360-05

Tipo de Diseño

LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Soldado

1.3 Material

Calidad del Acero

A36

Fy = 2.53 [Ton/cm²]

Tensión de Fluencia

Fr = 4.00 [Ton/cm²]

Tensión de Rotura

E = 2100 [Ton/cm²]

Modulo de Elasticidad

G = 840 [Ton/cm²]

Modulo de Corte

1.4 Cargas

Pu = 26 [Ton]

Carga de Compresión

Mux = 14 [Ton·m]

Carga de Flexión Eje Fuerte

Vux = 7 [Ton]

Carga de Corte Eje Fuerte

Muy = 0 [Ton·m]

Carga de Flexión Eje Débil

Vuy = 0 [Ton]

Carga de Corte Eje Débil

1.5 Condiciones Geométricas

Lpx = 250 [cm]

Longitud de Pandeo

Kx = 0.57 []

Condición de Borde

Lpy = 250 [cm]

Longitud de Pandeo

Ky = 0.70 []

Condición de Borde

Lv = 250 [cm]

Longitud de Volcamiento

Kz = 1.00 []

Condición de Borde

Cb = 1.85 []

Factor de Forma del Diagrama de Momento

$$a = 250 \text{ [cm]}$$

Distancia entre Atiesadores

2. Perfil IN

2.1 Datos

$$\begin{aligned} H &= 35 \text{ [cm]} \\ B &= 35 \text{ [cm]} \\ e &= 2.0 \text{ [cm]} \\ t &= 1.2 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

Altura del Perfil
Ancho del Perfil
Espesor del Ala del Perfil
Espesor del Alma del Perfil

IN35x139.1
IN350x350x20x12

2.2 Propiedades

$$A = 177.2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Área del Perfil

$$I_x = 41141 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Inercia Eje Fuerte del Perfil

$$I_y = 14296 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Inercia Eje Débil del Perfil

$$r_x = 15.2 \text{ [cm]}$$

Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil

$$r_y = 9.0 \text{ [cm]}$$

Radio de Giro Eje Débil del Perfil

$$Z_x = 2598 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Modulo Plástico Eje Fuerte del Perfil

$$Z_y = 1236 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Modulo Plástico Eje Débil del Perfil

$$W_x = 2351 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Modulo de Sección Eje Fuerte del Perfil

$$W_y = 817 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Modulo de Sección Eje Débil del Perfil

$$J = 205 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Constante Torsional del Perfil

$$C_w = 3.9E+06 \text{ [cm}^6\text{]}$$

Constante de Alabeo del Perfil

$$\lambda_{\text{ala}} = 8.8 \text{ []}$$

Esbeltez del Ala del Perfil

$$\lambda_{\text{alma}} = 25.8 \text{ []}$$

Esbeltez del Alma del Perfil

€

3. Compresión

3.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

$$\phi = 0.9$$

Factor de Resistencia

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determina según la sección E2.

$\lambda_x =$	9.3	[]	Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil
$\lambda_y =$	19.5	[]	Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil
$\lambda_{max} =$	19.5	[]	Esbeltez Efectiva del Perfil

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200.

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

Caso:	10		
$\lambda_{alma\ max} =$	42.9	[]	Esbeltez Límite del Alma del Perfil
$\lambda_{alma} =$	25.8	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

El Alma es No Esbelta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

Caso:	4		
$\lambda_{ala\ max} =$	16.1	[]	Esbeltez Límite del Ala del Perfil
$\lambda_{ala} =$	8.8	[]	Esbeltez del Ala del Perfil

El Ala es No Esbelta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la fórmula E3-4

$$F_e = 54.60 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la fórmula E4-4

$$F_e = 26.38 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo lateral torsional

$$F_e = 54.60 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

$$\lambda_{ala} = 8.8 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$\lambda_{\text{ala } 1} =$	16.1	[]	Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil
$\lambda_{\text{ala } 2} =$	27.9	[]	Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la fórmula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad []$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

$\lambda_{\text{alma}} =$	25.8	[]	Esbeltez del Ala del Perfil
$F_{cr} =$	2.49	[Ton/cm ²]	
$\lambda_{\text{alma lim}} =$	43.3	[]	Límite para la Esbeltez del Ala del Perfil

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la fórmula E7-17

$$Q_a = 1.00 \quad []$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E3

El F_{cr} se determina según la fórmula E3-2

$$F_{cr} = 2.49 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la fórmula E3-1

$$P_n = 440.61 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

$\phi =$	0.9	
$P_n =$	440.61	[Ton]
$P_u =$	25.74	[Ton]
$FU =$	0.06	OK!

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$\phi =$	0.9	Factor de Resistencia
----------	-----	-----------------------

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

Caso:	9		
$\lambda_{\text{alma } 1} =$	108.3	[]	Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{alma } 2} =$	164.2	[]	Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{alma}} =$	25.8	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

El Alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

Caso:	2		
$\lambda_{\text{ala } 1} =$	10.9	[]	Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{ala } 2} =$	23.9	[]	Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil
$\lambda_{\text{ala}} =$	8.8	[]	Esbeltez del Ala del Perfil

El Ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la fórmula F2-1

$$M_n = 6574 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la fórmula F2-2

$$r_{ts} = 10.0 \quad [\text{cm}]$$

$$L_p = 455 \quad [\text{cm}]$$

$$L_r = 1804 \quad [\text{cm}]$$

$$L_b = 250 \quad [\text{cm}]$$

$$M_n = 6574 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

$$M_n = 6574 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles simétricos

4.7 Factor de Utilización

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ Mn &= 66 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ Mux &= 14 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ FU &= 0.24 \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

5. Flexión Eje Débil

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 && \text{Factor de Resistencia} \\ \epsilon &&& \end{aligned}$$

La tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F6

5.2 Fluencia

El momento nominal se determina según la fórmula F6-1

$$Mn = 3127 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.3 Pandeo Local del Ala

$$\text{Caso: } 2$$

$$\begin{aligned}\lambda_{\text{ala } 1} &= 10.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala } 2} &= 23.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 8.8 \quad [] && \text{Esbeltez del Ala del Perfil}\end{aligned}$$

El Ala es Compacta

El momento nominal se determina según la sección F6.2

$$Mn = 3127 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.4 Factor de Utilización

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ Mn &= 31 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ Muy &= 0 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]\end{aligned}$$

$$FU = 0.00 \quad \text{OK!}$$

6. Interacción

6.1 Factor de Utilización

El factor de utilización para la interacción se determina según la sección H1.1

$$FU = 0.06 < 0.2 \quad \text{Factor de Utilización a Compresión}$$

El factor de utilización para la interacción se determina según la fórmula H1-1b

$$FU = \boxed{0.28} \quad \text{OK!}$$

7. Corte Eje Fuerte

7.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

7.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1 (b)

$$\phi = 0.9$$

$$Cv = 1.00$$

$$Vn = 64 \quad [\text{Ton}]$$

7.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$Vn = 64 \quad [\text{Ton}]$$

$$Vux = 7 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \boxed{0.12} \quad \text{OK!}$$

8. Corte Eje Débil

8.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

8.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G7

$A_w =$	70	[cm ²]	
$K_v =$	1.2	[]	
$\lambda_{alma 1} =$	34.7	[]	Límite 1 para Alma del Perfil
$\lambda_{alma 2} =$	43.2	[]	Límite 2 para Alma del Perfil
$\lambda_{alma} =$	25.8	[]	Esbeltez del Alma del Perfil
ϵ			
$C_v =$	1.00		
$V_n =$	106	[Ton]	

8.3 Factor de Utilización

$\phi =$	0.9	
$V_n =$	106	[Ton]
$V_{uy} =$	0	[Ton]
FU =	0.00	OK!

9. Resumen

9.1 Perfil

El perfil elegido es el IN350x350x20x12

9.2 Factores de Utilización

FU =	0.06	OK!	Compresión
FU =	0.24	OK!	Flexión Eje Fuerte
FU =	0.00	OK!	Flexión Eje Débil
FU =	0.28	OK!	Interacción
FU =	0.12	OK!	Corte Eje Fuerte
FU =	0.00	OK!	Corte Eje Débil

El perfil cumple con todos los requerimientos

Anexo 3

Verificación Criterio Columna fuerte, viga débil.

FEMA 350

EJE 1

Primer piso	Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
	Fy= 2.53 Ry= 1.3			
	Columna			
	Hc= 35 eflanche= 1	Zc1= 2598	Zc2= 2598	
		Ag1= 177	Ag2= 177	
	Vuc1= -5.09 Puc1= 9.17	Vuc2= -1.13 Puc2= 5.08	dc= 27	Mpc= 12771
	Vigas			
Viga derecha				
Hb= 30	Zb1= 698	Zb2= 698		
Vub1= 0 Vub2= -3.3	dv= 29		Mpv= 4956	
Comparacion				
Mpc/Mpb= 2.58				
Segundo piso	Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
	Fy= 2.53 Ry= 1.3			
	Columna			
	Hc= 35 eflanche= 1	Zc1= 2598	Zc2= 2598	
		Ag1= 177	Ag2= 177	
	Vuc1= -1.13 Puc1= -4.72	Vuc2= 0.88 Puc2= -0.35	dc= 27	Mpc= 13214
	Vigas			
Viga derecha				
Hb= 30	Zb1= 698	Zb2= 698		
Vub1= 0 Vub2= -3.65	dv= 29		Mpv= 4947	
Comparacion				
Mpc/Mpb= 2.67				
Tercer piso	Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
	Fy= 2.53 Ry= 1.3			
	Columna			
	Hc= 35 eflanche= 1	Zc1= 2598	Zc2= 2598	
		Ag1= 177	Ag2= 177	
	Vuc1= 0.88 Puc1= -0.012	Vuc2= 0 Puc2= 0	dc= 27	Mpc= 13170
	Vigas			
Viga derecha				
Hb= 30	Zb1= 698	Zb2= 698		
Vub1= 0 Vub2= 0.15	dv= 29		Mpv= 5055	
Comparacion				
Mpc/Mpb= 2.61				

EJE 2

Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
Primer piso	Fy= 2.53 Ry= 1.3		
	Columna		
	Hc= 35 eflanche= 1	Zc1= 2598 Ag1= 177	Zc2= 2598 Ag2= 177
	Vuc1= -6.99 Puc1= 25.33	Vuc2= -4.64 Puc2= 13.78	dc= 27 Mpc= 12262
	Vigas		
	Viga derecha		
	Hb= 30	Zb1= 698	Zb2= 698
	Vub1= 6.67 Vub2= -3.5	dv= 29	Mpv= 5142
	Comparacion		
	Mpc/Mpb= 2.38		
Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
Fy= 2.53 Ry= 1.3			
Columna			
Hc= 35 eflanche= 1		Zc1= 2598 Ag1= 177	Zc2= 2598 Ag2= 177
Vuc1= -4.64 Puc1= 13.42		Vuc2= -1.47 Puc2= 1.9	dc= 27 Mpc= 12758
Vigas			
Viga derecha			
Hb= 30		Zb1= 698	Zb2= 698
Vub1= 6.43 Vub2= -3.75		dv= 29	Mpv= 5127
Comparacion			
Mpc/Mpb= 2.49			
Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
Fy= 2.53 Ry= 1.3			
Columna			
Hc= 35 eflanche= 1		Zc1= 2598 Ag1= 177	Zc2= 2598 Ag2= 177
Vuc1= -1.47 Puc1= 1.54		Vuc2= 0 Puc2= 0	dc= 27 Mpc= 13084
Vigas			
Viga derecha			
Hb= 30		Zb1= 698	Zb2= 698
Vub1= 1.44 Vub2= 0.11		dv= 29	Mpv= 5095
Comparacion			
Mpc/Mpb= 2.57			

EJE 3

Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
Primer piso	Fy= 2.53 Ry= 1.3		
	Columna		
	Hc= 35 eflanche= 1	Zc1= 2598 Ag1= 177	Zc2= 2598 Ag2= 177
	Vuc1= -6.95 Puc1= -25.05	Vuc2= -4.57 Puc2= 13.64	dc= 27 Mpc= 13006
	Vigas		
	Viga derecha		
	Hb= 30	Zb1= 690 dv= 29	Zb2= 690
	Vub1= 6.57 Vub2= -3.5		Mpv= 5138
	Comparacion		
	Mpc/Mpb= 2.53		
Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
Fy= 2.53 Ry= 1.3			
Columna			
Hc= 35 eflanche= 1		Zc1= 2598 Ag1= 177	Zc2= 2598 Ag2= 177
Vuc1= -4.57 Puc1= 13.28	Vuc2= -1.44 Puc2= 1.87	dc= 27 Mpc= 12763	
Vigas			
Viga derecha			
Hb= 30	Zb1= 690 dv= 29	Zb2= 690	
Vub1= -6.33 Vub2= -3.8		Mpv= 4763	
Comparacion			
Mpc/Mpb= 2.68			
Verificacion Columna fuerte-Viga debil			
Fy= 2.53 Ry= 1.3			
Columna			
Hc= 35 eflanche= 1		Zc1= 2598 Ag1= 177	Zc2= 2598 Ag2= 177
Vuc1= -1.44 Puc1= 1.51	Vuc2= 0 Puc2= 0	dc= 27 Mpc= 13085	
Vigas			
Viga derecha			
Hb= 30	Zb1= 690 dv= 29	Zb2= 690	
Vub1= 1.41 Vub2= 0.11		Mpv= 5094	
Comparacion			
Mpc/Mpb= 2.57			

Anexo 4

Ejemplo de Ingreso de datos para el modelamiento de las estructuras (Modelo rotulado en su base con SMA en todos los nudos).

DRAIN-2DX

```

*STARTXX
  memollo          0 1 0 1          Modelo con SMA, 4 vano-3 pisos
!Corresponde al edificio de 3 pisos con disipadores
!Unidades: Kg-cm.
!Cálculo de Drift entrepiso y Drift roof.
!Registro l1olleoN-n10e Fy=s/SAC
*NODECOORDS
C   1010          0.          0.
C   1020          0.         250.
C   1030          0.         500.
C   1040          0.         750.
C   2010         500.          0.
C   2020         500.         250.
C   2030         500.         500.
C   2040         500.         750.
C   3010        1000.          0.
C   3020        1000.         250.
C   3030        1000.         500.
C   3040        1000.         750.
C   4010        1500.          0.
C   4020        1500.         250.
C   4030        1500.         500.
C   4040        1500.         750.
C   5010        2000.          0.
C   5020        2000.         250.
C   5030        2000.         500.
C   5040        2000.         750.
C   1120          0.         250.
C   1130          0.         500.
C   1140          0.         750.
C   1920         500.         250.
C   1930         500.         500.
C   1940         500.         750.
C   2120         500.         250.
C   2130         500.         500.
C   2140         500.         750.
C   2920        1000.         250.
C   2930        1000.         500.
C   2940        1000.         750.
C   3120        1000.         250.
C   3130        1000.         500.
C   3140        1000.         750.
C   3920        1500.         250.
C   3930        1500.         500.
C   3940        1500.         750.
C   4120        1500.         250.
C   4130        1500.         500.
C   4140        1500.         750.
C   4920        2000.         250.
C   4930        2000.         500.
C   4940        2000.         750.
*RESTRAINTS
! En las fundaciones nodos: 1010-5010
S 110   1010   5010   1000
*SLAVING
! Conexiones rígidas horizontalmente
s 100   1020   2020   5020   1000
s 100   1020   1120   4120   1000
s 100   1020   1920   4920   1000
s 100   1030   2030   5030   1000
s 100   1030   1130   4130   1000
s 100   1030   1930   4930   1000
s 100   1040   2040   5040   1000
s 100   1040   1140   4140   1000
s 100   1040   1940   4940   1000
s 010   1020   1120
s 010   1030   1130
s 010   1040   1140
s 010   2020   1920   2120   200
s 010   2030   1930   2130   200
s 010   2040   1940   2140   200

```

```

s 010      3020      2920      3120      100
s 010      3030      2930      3130      100
s 010      3040      2940      3140      100
s 010      4020      3920      4120      100
s 010      4030      3930      4130      100
s 010      4040      3940      4140      100
s 010      5020      4920
s 010      5030      4930
s 010      5040      4940
*MASSES
S 100      30.059      1040
S 100      119.84      1030
S 100      119.84      1020
1.          0.209
1.
*ELEMENTGROUP
2 1 0      0.00089      15COLUMNAS Y 15VIGAS
2 0 2
! E02.2.2 Sección de viga IN30x44.6
1 2100000. .01 70.1 11361 4. 4. 2.
! E02.2.2 Sección de columna HN35x139,1
2 2100000. .01 203.2 62479.0 4. 4. 2.
! E02.2.4 Yiels surface para vigas IN30x44,6
! E02.2.4 Columna fuerte HN35x139,1
1 1 2134186.6 2134186.6
2 2 8674864.0 8674864 514096.0 501423.3 1. .15 1. .15
! E02.2.5 Vigas
1 1120 1920 10 1 0 1 1
4 2120 2920 10 1 0 1 1
7 3120 3920 10 1 0 1 1
10 4120 4920 10 1 0 1 1
12 4140 4940 0 1 0 1 1
! columnas ordenadas por ejes.
13 1010 1020 10 2 0 2 2
16 2010 2020 10 2 0 2 2
19 3010 3020 10 2 0 2 2
22 4010 4020 10 2 0 2 2
25 5010 5020 10 2 0 2 2
27 5030 5040 0 2 0 2 2
*ELEMENTGROUP
4 1 0      0.0089      CONEXIONES ROTACIONALES
1
! PARÁMETROS DEL MATERIAL, SOLO CON 6 PAR DE BARRAS.
! SMA
1 163029809 0.345 420722 420722 0.125 3 2
! CONECTIVIDAD
1 1020 1120 10 1
4 1920 2020 10 1
7 2020 2120 10 1
10 2920 3020 10 1
13 3020 3120 10 1
16 3920 4020 10 1
19 4020 4120 10 1
22 4920 5020 10 1
24 4940 5040 0 1
*SECTION
0.
1 19 0. 0
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1 16 -500. 1
1 13 -1000. 1
1 22 500. 1
1 25 1000. 1
*SECTION
0.
1 20 0. 0
1. 0. 0.
0. 1. 0.

```

0.	0.	1.			
0.	0.	0.			
0.	0.	0.			
0.	0.	0.			
1	17	-500.	1		
1	14	-1000.	1		
1	23	500.	1		
1	26	1000.	1		
*SECTION					
0.					Corte 2° Piso
1	21	0.	0		
1.		0.		0.	
0.		1.		0.	
0.		0.		1.	
0.		0.		0.	
0.		0.		0.	
0.		0.		0.	
1	18	-500.	1		
1	15	-1000.	1		
1	24	500.	1		
1	27	1000.	1		
*GENDISP					
1040	1	0.004			
1030	1-	0.004			
*GENDISP					
1030	1	0.004			Desplazamientos
1020	1-	0.004			
*GENDISP					
1020	1	0.004			
1010	1-	0.004			
*GENDISP					
1040	1	0.00133			
1010	1-	0.00133			
*GENDISP					
1040	1	1.000			
*GENDISP					
1030	1	1.000			Desplazamientos
*GENDISP					
1020	1	1.000			
*RESULTS					
GD	001				
!GA	001				
!S	001				
E	001	1	1	1	0
E	001	2	16	16	0
!NSA	001		9		11
!NSA	001		20		22
!NSD	001		1		11
*ACCNREC					
llon	llon-n10e		(8f10.5)		llolleo n10e
20000	8 0 2	1.0	980.	0.005	0.
!*ACCNREC					
! ELRI	ELRINA318		(1F12.0)		NORTHRIDGE, RINALDI 318
! 2990	1 0 2	1.0	1.	0.005	0.
!*ACCNREC					
! RIUP	ELRINAUP		(1F12.0)		NORTHRIDGE, RINALDI UP
! 2994	1 0 2	1.0	1.	0.005	0.
!*ACCNREC					
! ELCN	ELCN40NS		(8F10.0)		EL CENTRO
! 2688	8 0 2	1.0	0.1	0.02	0.
!*ACCNREC					
! IMPE	ELIMP267		(8F10.0)		IMPERIAL VALLEY A=267
! 1894	8 0 2	1.0	1.	0.02	0.
!*ACCNREC					
! ELIM	ELIMP473		(8F10.0)		IMPERIAL VALLEY A=473
! 1952	8 0 2	1.0	1.	0.02	0.
!*ACCNREC					
! LOMA	ELLOMA469		(8F10.0)		LOMA PRIETA A=469
! 2000	8 0 2	1.0	1.	0.02	0.
!*ACCNREC					
! ELOM	ELLOMA617		(8F10.0)		LOMA PRIETA A=617

```

! 2000 8 0 2 1.0 1. 0.02 0.
!*ACCNREC
! ELNO ELNORTHR (8F10.0) NORTHRIDGE
! 3008 8 0 2 1.0 1. 0.02 0.
!*ACCNREC
! SYLM ELSYLMAR (1F12.0) NORTHRIDGE, SYLMAR
! 3000 1 0 2 1.0 1. 0.02 0.
!*ACCNREC
! ELAN ELLAND151 (8F10.0) LANDERS
! 4000 8 0 2 1.0 1. 0.02 0.
*PARAMETERS
OD 0 10. 0 0.0 0 0.05 0 0.0 0 70.
OS 0 0 1
DC 1 0 0 0
DT 0.005 0. 0. 0.00
*MODE Determinación de los períodos
9 0 1 1
*ACCN llolleon10e
70.014000 1
1 llon 1.0
!*ACCN RINALDI 318
! 14.0 2800 1
!1 ELRI 1.0
!*ACCN RINALDI UP
! 14.0 2800 1
!1 RIUP 1.0
!*ACCN EL CENTRO
! 50.0 2500 1
!1 ELCN 1.0
!*ACCN IMPERIAL VALLEY A=267
! 25.0 1500 1
!1 IMPE 1.0
!*ACCN IMPERIAL VALLEY A=473
! 20.0 1000 1
!1 ELIM 1.0
!*ACCN LOMA PRIETA A=469
! 40.0 2000 1
!1 LOMA 1.0
!*ACCN LOMA PRIETA A=617
! 40.0 2000 1
!1 ELOM 1.0
!*ACCN NORTHRIDGE
! 60.0 3000 1
!1 ELNO 1.0
!*ACCN NORTHRIDGE, SYLMAR
! 60.0 3000 1
!1 SYLM 1.0
!*ACCN LANDERS
! 80.0 4000 1
!1 ELAN 1.0
*REST SYLVMOD
*STOP

```