

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis No Lineal en el Tiempo

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Víctor Adolfo Gálvez Chunas

ASESOR: Juan Alejandro Muñoz Pelaez

Lima, Agosto del 2011

RESUMEN

En el Perú las edificaciones usualmente se diseñan utilizando análisis elásticos a pesar de que la mayoría experimentarán deformaciones inelásticas durante sismos severos. Los diseños modernos basados en desempeño requieren procedimientos para predecir el comportamiento real de estructuras en tales condiciones. Los análisis No Lineales, junto con el avance de computación e información obtenida de ensayos, nos dan los medios para calcular la respuesta estructural mas allá del rango elástico, incluyendo el deterioro de la resistencia y de la rigidez asociado con el comportamiento inelástico de los materiales y grandes desplazamientos. Es por ello que el análisis No Lineal juega un papel muy importante en los diseños de nuevas estructuras y verificación de las existentes.

Se estudió un procedimiento para analizar una estructura en el rango inelástico y calibrando los elementos estructurales de la edificación con ensayos reales del PEER con el programa CANNY, se utilizaron diagramas esfuerzo deformación de los materiales, hasta obtener resultados muy similares al ensayo. Modelamos y aplicamos solicitaciones sísmicas incrementales de registros nacionales de la costa peruana sobre suelos buenos a una edificación escolar de 2 pisos con sistemas aporticado y de muros de albañilería confinada. Se evaluó el desempeño de la edificación utilizando los criterios de desempeño del FEMA 368 y Ghojarah.

Luego de estudiar el procedimiento y aplicarlo en un caso práctico se concluyó que el análisis no lineal aun debe recorrer un camino largo antes de volverse una práctica común, pero demostró que es una herramienta más útil, precisa y racional para el diseño de estructuras. El análisis no lineal es un procedimiento mucho más tedioso, pero que brinda información más útil para revisar el diseño. Se observó que es el único método de análisis que logra simular la disipación de la energía en los elementos. Lamentablemente para poder aplicarlo correctamente se requiere de un banco de información con ensayos de materiales, elementos y registros del cual como país carecemos.

Al aplicar el procedimiento estudiado en la edificación escolar concluimos que la estructura es robusta con niveles de confianza del 84% y $U=1.5$. Vemos que ante demandas frecuentes y ocasionales obtenemos derivas menores al 0.40% estando dentro del nivel operacional. Ante un sismo raro obtenemos derivas de 0.85% estando dentro del nivel de resguardo de vida con daños moderados. Finalmente obtenemos que ante un sismo muy raro obtenemos 1.10% de deriva obteniendo algunos daños irreparables. En ningún momento la estructura estuvo cerca del colapso total.

INDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	1
OBJETIVOS	1
METODOLOGÍA DEL TRABAJO.....	1
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	2
CAPÍTULO 2. DEMANDA Y DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	3
DEMANDA SÍSMICA.....	3
REGISTROS SÍSMICOS	3
NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO	5
NIVELES DE DESEMPEÑO.....	7
COMPORTAMIENTO ESPERADO SEGÚN LA NORMA E.030	9
CAPITULO 3. METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS.....	10
CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	11
INCERTIDUMBRE	11
DEMANDA SÍSMICA.....	11
CAPÍTULO 4. MODELAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	13
ENSAYOS CÍCLICOS EXPERIMENTALES	13
MODELOS DE LOS MATERIALES.....	14
MODELOS DE LOS ELEMENTOS.....	17
ELEMENTO REPRESENTATIVO.....	17
CALIBRACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	19
PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN DE ELEMENTOS UNIDIMENSIONALES	19
MODELAMIENTO DE MUROS.....	22
PROCEDIMIENTO DE MODELAMIENTO	24
CAPITULO 5. ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA.....	29
ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	29
EXTENSIÓN AL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	29
ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS	29
<i>Curvas IDA</i>	30
<i>Respuesta probabilística</i>	31
CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR.....	33
DESCRIPCIÓN Y MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	33
MODELO ESTRUCTURAL.....	34
NIVELES DE DEMANDA SÍSMICA.....	35
CURVA DE CAPACIDAD.....	36
CURVAS IDA	38
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL MODULO ANALIZADO.....	39
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	44
CONCLUSIONES.....	44

<i>Sobre el procedimiento de análisis presentado</i>	44
<i>Sobre la estructura analizada</i>	44
RECOMENDACIONES	45
BIBLIOGRAFIA	46
APENDICE A: PLANOS DE ESTRUCTURAS	48
APENDICE B: ARCHIVO DE DATOS CALIBRACIÓN MURO M1	51
APENDICE C: ARCHIVO DE DATOS MODELO CANNY	54
APENDICE D: ALGUNOS RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL	60



Índice de Figuras

Figura 2-1: Espectros de Repuestas de Sismos seleccionados	5
Figura 2-2: Curva de Peligro $T=0.15s$ – Amortiguamiento 5%	6
Figura 3-1: Esquema de Trabajo en Diseño Sísmico por Desempeño	10
Figura 4-1: Ensayo Cíclico Incremental	14
Figura 4-2: Modelo Esfuerzo – Deformación Material Concreto	15
Figura 4-3: Modelo Esfuerzo – Deformación Material Acero Longitudinal	16
Figura 4-4: Modelo Esfuerzo – Deformación Material Acero Transversal	16
Figura 4-5: Modelo Columna: Método de las Fibras	17
Figura 4-6: Calibración con el Elemento Estructural Ohno Nishioka 1984 L3	21
Figura 4-7: Comparación del Ensayo versus Modelo	22
Figura 4-8: Lazos Histeréticos Muros Albañilería	23
Figura 4-9: Modelo CANNY Muro Albañilería	24
Figura 4-10: Lazos Histeréticos Muro M1 de la PUCP – OBJETIVO	25
Figura 4-11: Parámetros de Calibración Rama Ascendente	26
Figura 4-12: Parámetros de Calibración Rama Descendente	26
Figura 4-13: Lazos Histeréticos según el CANNY	27
Figura 4-14: Comparación Ensayo vs Modelo del CANNY	27
Figura 5.1: Curva IDA	30
Figura 5.2: Familia de Curvas IDA: Analisis Dinamico Incremental	31
Figura 5.3: IDA como Caracterización de la Respuesta Estructural	32
Figura 6-1: Planta del Primer piso del Colegio Analizado	34
Figura 6-2: Modelo del Colegio Analizado en el CANNY	34
Figura 6-3: Curva de Peligro $T=0.15s$ y 5% de Amortiguamiento	35
Figura 6-4: Curva de Capacidad del Colegio en el Sentido X-X	36
Figura 6-5: Curva de Capacidad Eje Débil, (Muñoz, 2003)	37
Figura 6-6: Curva de Capacidad Eje Débil, (Gálvez, 2002)	38

Figura 6-7: Curva IDA del Colegio en el Eje X-X Confiabilidad 84%	39
Figura 6-8: Desempeño del Colegio Ante un Nivel de Peligro Raro	40
Figura 6-9: Desempeño del Colegio - Filosofía de la Norma E.030	41
Figura 6-10: Desempeño Estructural del Colegio Analizado	43



Índice de Tablas

Tabla 2-1: Registros Sísmicos Usados	4
Tabla 2-2: Niveles de Peligro Sísmico	7
Tabla 2-3: Niveles de Desempeño Estructural	8
Tabla 4-1: Parámetros Curva de Concreto	15
Tabla 4-2: Selección de Elementos para Calibración de Columnas	19
Tabla 4-3: Geometría Muros Albañilería	23
Tabla 6-1: Aceleraciones para cada Nivel de Peligro Sísmico	36
Tabla 6-2: Rangos del Desempeño Estructural	40



Capítulo 1. Introducción

Antecedentes

El análisis sísmico ha ido evolucionando en el tiempo a consecuencia de estudios y nuevas herramientas, permitiendo llegar a respuestas más precisas y representativas del comportamiento de los edificios ante los sismos (FEMA 273, 1997). Primero, mediante el análisis estático lineal y luego al análisis dinámico lineal.

Posteriormente, se pudo lograr entrelazar las curvas de capacidad de los ensayos reales con las solicitudes sísmicas, lográndose análisis estáticos no lineales, donde los Espectros de Capacidad y Demanda fueron un gran avance.

Ahora que las herramientas informáticas para el análisis sísmico son lo suficientemente poderosas, se están desarrollando procedimientos de análisis dinámico no lineal, tales como es el análisis dinámico incremental, que permiten modelar la estructura tomando en cuenta la forma como disipa energía, en base a sus tipos de comportamiento histerético y todo esto frente a diversos niveles de peligro sísmico.

En el caso de la PUCP y el Perú, el análisis dinámico no lineal no está difundido lo suficiente y no se han empleado procedimientos para utilizarlo de manera práctica. Es por ello que la presente tesis estudiará cómo se aplican los procedimientos de análisis dinámico no lineal, aportando un enfoque simple de la teoría y un ejemplo sencillo de aplicación para difundir este método.

Objetivos

1. El objetivo de este trabajo es el estudio de un procedimiento para evaluar el desempeño de edificaciones usando técnicas No Lineales Tiempo Historia con solicitudes sísmicas incrementales.
2. Como parte del trabajo se evaluará el desempeño de un edificio escolar peruano, típico, ubicado en la zona costera.

Metodología del trabajo

La siguiente investigación se desarrolló en 3 etapas concretas. La primera se enfoca en estudiar la teoría sobre demanda sísmica y los distintos tipos de análisis para calcular la

respuesta estructural. En paralelo se estudió publicaciones por distintos ingenieros que estaban desarrollando la metodología del Diseño Sísmico Basado en Desempeño.

El segundo paso fue presentar una metodología aplicando el análisis no lineal tiempo historia que pueda ser utilizado de manera práctica. La tercera y última etapa se enfocó en aplicar la metodología presentada en un colegio real de manera de visualizar la respuesta obtenida con otros tipos de análisis conocidos y tener un ejemplo concreto de la metodología aprendida.

Organización del trabajo

La siguiente investigación se desarrollará en siete capítulos: el primero es de naturaleza introductoria; el segundo capítulo se enfocará en explicar de manera sucinta la demanda sísmica, mencionaremos los niveles de peligro que son usados para verificar el desempeño, haremos uso de la Curva de Peligro Sísmico para encontrar las aceleraciones espectrales que debemos de considerar a fin de evaluar el desempeño estructural; el tercer capítulo es sobre el análisis estructural, la comparación de capacidad versus demanda y las incertidumbres esperadas; el cuarto capítulo explicará cómo se usa la respuesta inelástica de ensayos de los elementos estructurales para poder modelar correctamente la estructura, en lo que denominamos procedimientos de calibración, asimismo, se desarrollará el modelo de elementos unidimensionales (vigas y columnas) y de elementos bidimensionales (muros portantes). El quinto capítulo describe el método utilizado para estimar la respuesta sísmica; además, procederemos a describir que es un análisis tiempo-historia y cómo éste se puede utilizar para generar un análisis dinámico incremental; el capítulo sexto une todos los conocimientos obtenidos de la investigación y los aplica a una estructura real. De esta manera se procede a tener un ejemplo completo de la aplicación del análisis no lineal tiempo-historia. Finalmente, el capítulo séptimo detallará todas las conclusiones e ideas importantes, las cuales se deberán tener en cuenta para el desarrollo de un análisis sísmico de este tipo.

Capítulo 2. Demanda y Desempeño Estructural

Demanda Sísmica

La demanda sísmica se representa como los movimientos de diferente severidad que pueden presentarse durante la vida útil de la estructura. Enfocaremos la demanda sísmica de una manera probabilística, que dependiendo del sistema estructural, ubicación y grado de importancia en la sociedad, se le asigna la probabilidad de que ocurra un cierto nivel de demanda en un periodo específico de tiempo.

Registros sísmicos

Como sabemos, los sismos podemos representarlos con las lecturas de los registros de aceleración del suelo. Estos registros son función de la ubicación (tipo de suelo) del equipo, de la distancia a la fuente, de la atenuación de las ondas y también de los contenidos de frecuencia originados por la fuente sísmica. Es por ello que los registros sísmicos no pueden mezclarse para analizar una estructura, dicho de otro modo, los registros deben de ser representativos en sus contenidos de frecuencia, tipo de suelo y distancia a la falla, del peligro sísmico que nuestra estructura va a tener. Las aceleraciones en un registro cambian drásticamente por la ubicación y el tipo de suelo. Es por ello que la estructura analizada debe contar con registros que representen las aceleraciones para la ubicación y el tipo de suelo dado.

En el caso de nuestro análisis tiempo-historia no podemos basarnos en uno solo porque la estructura se comporta distinta ante cada sollicitación aun siendo de la misma fuente. Es por ello que se requiere de un cierto número de registros y un procesamiento estadístico para obtener una cierta confiabilidad en nuestra respuesta. En nuestro caso verificamos que necesitamos al menos 7 sismos (ATC 58, 2009), cada sismo consta de un par de registros de aceleración en las dos direcciones principales. En el ejemplo hemos utilizado 10 sismos ó 20 registros para lograr un mejor nivel de confianza de nuestra respuesta.

A continuación presentamos una tabla que describe los sismos utilizados para calcular la demanda en la estructura.

Sismo	Ubicación	Componente	Fecha	Time Step	# puntos	APS (g)
7032	Parque de la Reserva	N82W	31-ene-51	0.02	50	0.0948
7033	Parque de la Reserva	NO8W	31-ene-51	0.02	50	0.0743
7035	Parque de la Reserva	N82W	17-oct-66	0.02	50	0.1855
7036	Parque de la Reserva	NO8E	17-oct-66	0.02	50	0.2802
7038	Parque de la Reserva	NO8E	31-may-70	0.02	50	0.1085
7039	Parque de la Reserva	NO8E	31-may-70	0.02	50	0.1011
7041	Parque de la Reserva	N82W	29-nov-71	0.02	50	0.0589
7042	Parque de la Reserva	N08E	29-nov-71	0.02	50	0.1030
7044	Parque de la Reserva	N82W	05-ene-74	0.02	50	0.1190
7045	Parque de la Reserva	NO8E	05-ene-74	0.02	50	0.0753
7046	Zarate	Zarate-L	05-ene-74	0.02	50	0.1476
7048	Zarate	Zarate-T	05-ene-74	0.02	50	0.1614
7050	Parque de la Reserva	NO8E	03-oct-74	0.02	50	0.1852
7051	Parque de la Reserva	N82W	03-oct-74	0.02	50	0.1979
7052	Huaco	N82W	03-oct-74	0.02	50	0.1975
7054	Huaco		03-oct-74	0.02	50	0.2137
7056	Parque de la Reserva		09-nov-74	0.02	50	0.0474
7057	Parque de la Reserva		09-nov-74	0.02	50	0.0712
7058	Parque de la Reserva		09-nov-74	0.02	50	0.1197
7060	Parque de la Reserva		09-nov-74	0.02	50	0.0960

Tabla 2-1: Registros Sísmicos Usados

Los sismos elegidos cumplen con las características de tener un mismo tipo de suelo y ubicación, S₁ y Lima respectivamente. Se ha seguido las recomendaciones de diversas referencias (Lestuzzi, 2004 y Kalkan, 2009) para evaluar que registros deberíamos haber seleccionado, finalmente teniendo en cuenta el alcance del presente trabajo y la disponibilidad de registros locales, hemos trabajado con los mostrados en la Tabla 2-1.

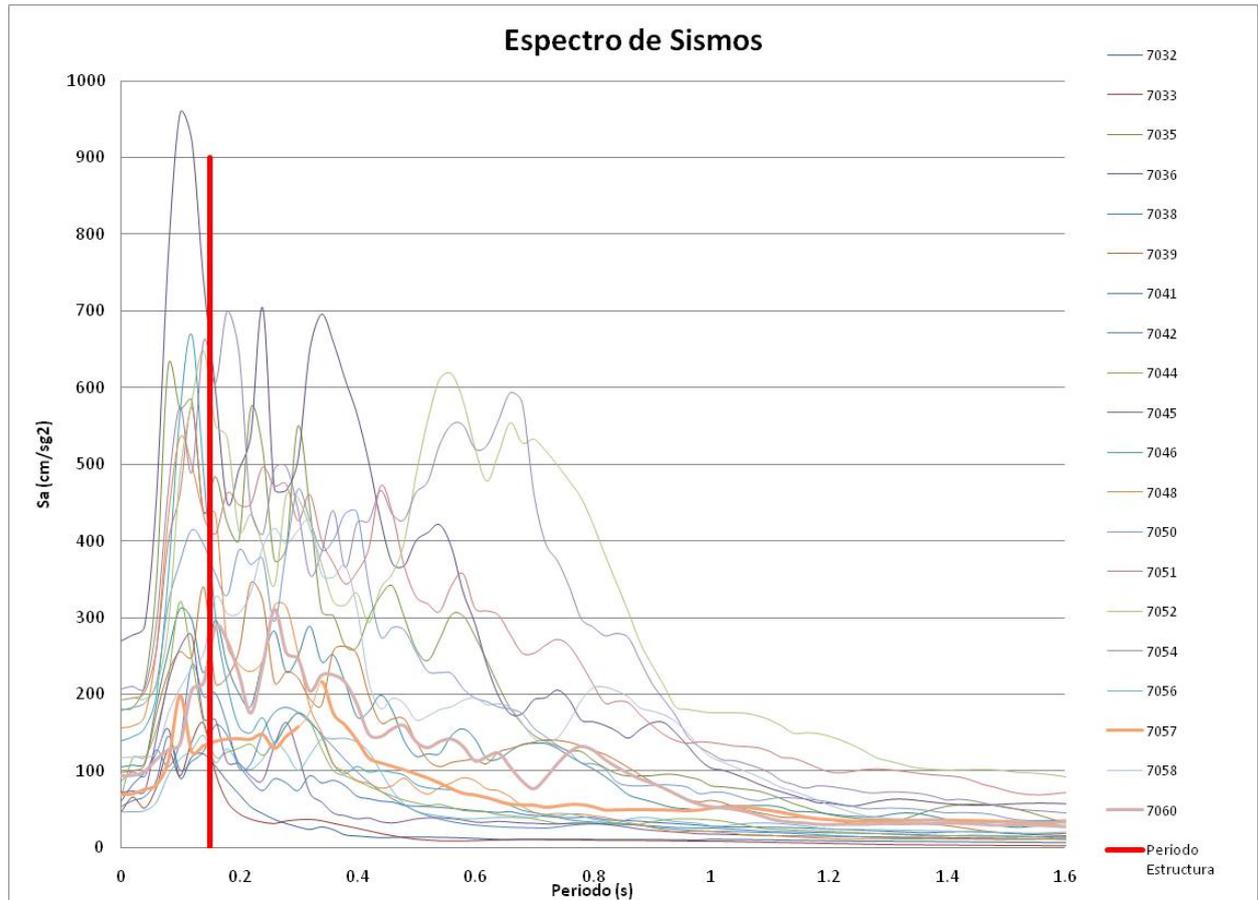


Figura 2-1: Espectros de Respuestas de Sismos seleccionados

Al graficar los espectros de aceleración de los diversos registros, no amplificados con una amortiguación del 5%, obtenemos la Figura 2-1. Los sismos demuestran una clara tendencia de generar altas aceleraciones para estructuras de periodos cortos. Si trazamos una línea, marcado en rojo en el gráfico, en el periodo fundamental de la estructura elegida como ejemplo observamos las aceleraciones demandadas por cada sismo, este criterio de aceptar que las respuestas son proporcionales a la ordenada del espectro en el periodo fundamental es de una tesis asesorada por Allin C. Cornell (Shome, 1999).

Nivel de Peligro Sísmico Probabilístico

En el caso de la Norma E030 (El Peruano, 2006), el peligro sísmico se determina utilizando la fórmula $S_a = ZUCS/R$ en donde cada parámetro modifica el peligro dependiendo de la ubicación y tipo de estructura.

El presente trabajo, cambiará el concepto determinístico por uno probabilístico.

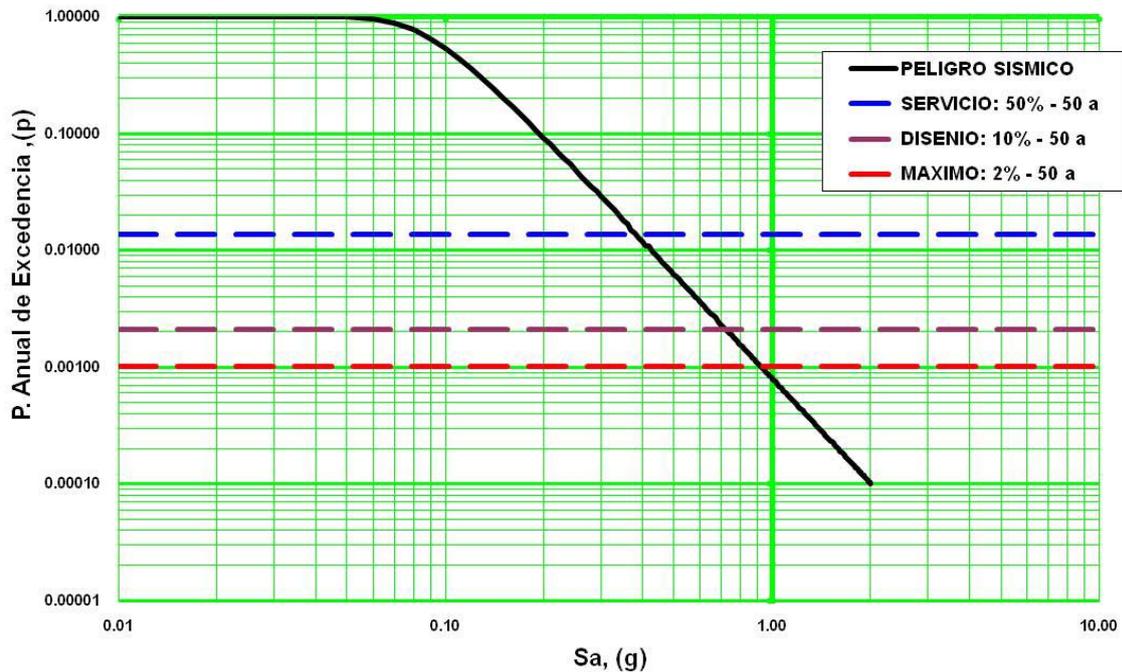


Figura 2-2: Curva de Peligro T=0.15s – Amortiguamiento 5%

De la Figura 2-2 podemos observar la curva de peligro para el periodo fundamental de nuestra estructura relacionando el S_a del periodo de la estructura con su APS respectivo (Benjamin y Cornell, 1970). De la Tabla 2-2 podemos conocer cuál es la probabilidad anual de excedencia para diversos niveles de Peligro, por ejemplo en el caso de una aceleración con 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años, el periodo de retorno es de 475 años y la probabilidad anual es de 0.0021, por ello el Peligro es de $S_a = 0.74$ g, para un Periodo de 0.15 segundos y un amortiguamiento de 5.0%. Es importante destacar que este procedimiento para evaluar el Peligro Sísmico Probabilístico, en base a la correlación del APS y del S_a , es aproximado pero simple y si se tiene un número aceptable de registros, da resultados razonables, siendo su determinación mucho más simple que la de un procedimiento de Probabilistic Seismic Hazard Analisis tradicional. Según el FEMA los niveles de demanda sísmica son los siguientes:

Niveles de Peligro Sísmico según el FEMA				
Peligro	P(A<a) en 50 años	APS (g)	Tr (años)	S _a (g)
FRECUENTE	50%	0.21	73	0.38
RARO (E.030)	10%	0.40	475	0.74
Muy Raro	2%	0.70	2474	0.91

Tabla 2-2: Niveles de Peligro Sísmico

Niveles de Desempeño

Existen varios criterios para describir el desempeño de una estructura. En nuestro caso nosotros vamos a seguir los criterios dados por el FEMA 368 (FEMA, 2001) el cual nos da límites a las respuestas de las estructuras para cumplir con cierto desempeño dependiendo del nivel de la demanda, asimismo como complemento a la información del FEMA hemos considerado útil también usar otra referencia (Ghobarah, 2004). Existe una gran dispersión en la estadística que sustenta los valores sugeridos, sin embargo hay un consenso en (Villaverde, 2007) la comunidad científica que el parámetro de control para estructuras aporticadas que mejor define las demandas sísmicas y por lo tanto el daño que presentan, es el de las rotaciones de los elementos verticales, similarmente para el caso de estructuras duales o en base a muros estructurales, es la deriva de entrepiso (drift), esto es aplicable también a los elementos no estructurales. Para los contenidos, sean equipos o mobiliario, el parámetro que mejor representa el daño que pueden presentar, es la aceleración de entrepiso.

Niveles de Desempeño Estructural (Deriva %) Material: Concreto Armado y Albañilería								
	Nivel de Daño	Pórticos Dúctiles	Pórticos No Dúctiles	Pórticos Rellenos con Albañilería	Muros Dúctiles	Muros Chatos	Muros de Ductilidad Limitada	Albañilería Confinada
Operativo	Nulo	<0.20	<0.10	<0.10	<0.20	<0.10	<0.05	<0.04
	Reparable Ligero	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.10
Resguardo de Vida	Moderado	<1.0	<0.5	<0.4	<0.80	<0.40	<0.30	<0.32
	Irreparable (<Fluencia)	1.80	0.80	0.70	1.50	0.70	0.50	0.40
Prevención de Colapso	Severo (Colapso Parcial)	1.80	0.80	0.70	1.50	0.70	0.50	0.40
Colapso	Colapso	>3.00	>1.00	>0.80	>2.5	>0.80	>1.00	>0.50

Tabla 2-3: Niveles de Desempeño Estructural

La Tabla 2-3 nos explica que dependiendo de la demanda del sismo y la respuesta estructural podemos hallar el desempeño de esta mediante los valores de su deriva máxima de entrepiso. En el caso de la estructura a ser analizada, que describimos en el capítulo 6, vemos que para el eje X-X tenemos una estructura de Pórticos Dúctiles y en el caso del eje Y-Y tenemos una estructura de albañilería. Dependiendo de la demanda asignada a nuestra estructura vemos los niveles de desempeño que deben cumplir para que tenga una respuesta adecuada ante un sismo.

Comportamiento esperado según la Norma E.030

En el Perú nosotros no estamos obligados a cumplir con lo publicado por el FEMA, que es una buena práctica. La Norma E.030 establece un nivel de demanda sísmica, como una aceleración en la base: el factor Z. Este nivel de demanda sísmica debe cumplir con un solo criterio de desempeño, el establecido en la tabla 8 del capítulo 15 de la citada Norma.

La norma E.030 incrementa la demanda dependiendo del uso, componente, ubicación y sistema constructivo y pone como límite el criterio del drift que depende básicamente del material predominante. Si lo tratamos de comparar con el FEMA, que depende del sistema estructural, debemos tomar en cuenta lo siguiente:

- El FEMA considera el uso de secciones agrietadas para determinar las respuestas estructurales (FEMA 368,2001).
- Nuestra Norma no indica nada, ni en la E.030 ni en la E.060 correspondiente al Concreto Armado, acerca de las propiedades de las secciones a considerar. Tampoco en la E.070, Albañilería, se menciona el concepto de sección efectiva.
- Comparar entonces deformaciones que implican incursiones en el rango inelástico, con niveles de agrietamiento importantes, tal como estipula las referencias mencionadas y los de la Norma E.030, no es posible pues las características sobre las cuales se determinan las respuestas estructurales (específicamente la sección efectiva a considerar) no son similares.

Capítulo 3. Metodología del Análisis

El trabajo se enfoca en presentar un procedimiento para desarrollar un análisis sísmico dinámico no lineal. Vamos a visualizar esto desde el punto de vista de Capacidad vs. Demanda. A continuación presentamos el esquema básico del Diseño Sísmico Basado en Desempeño.

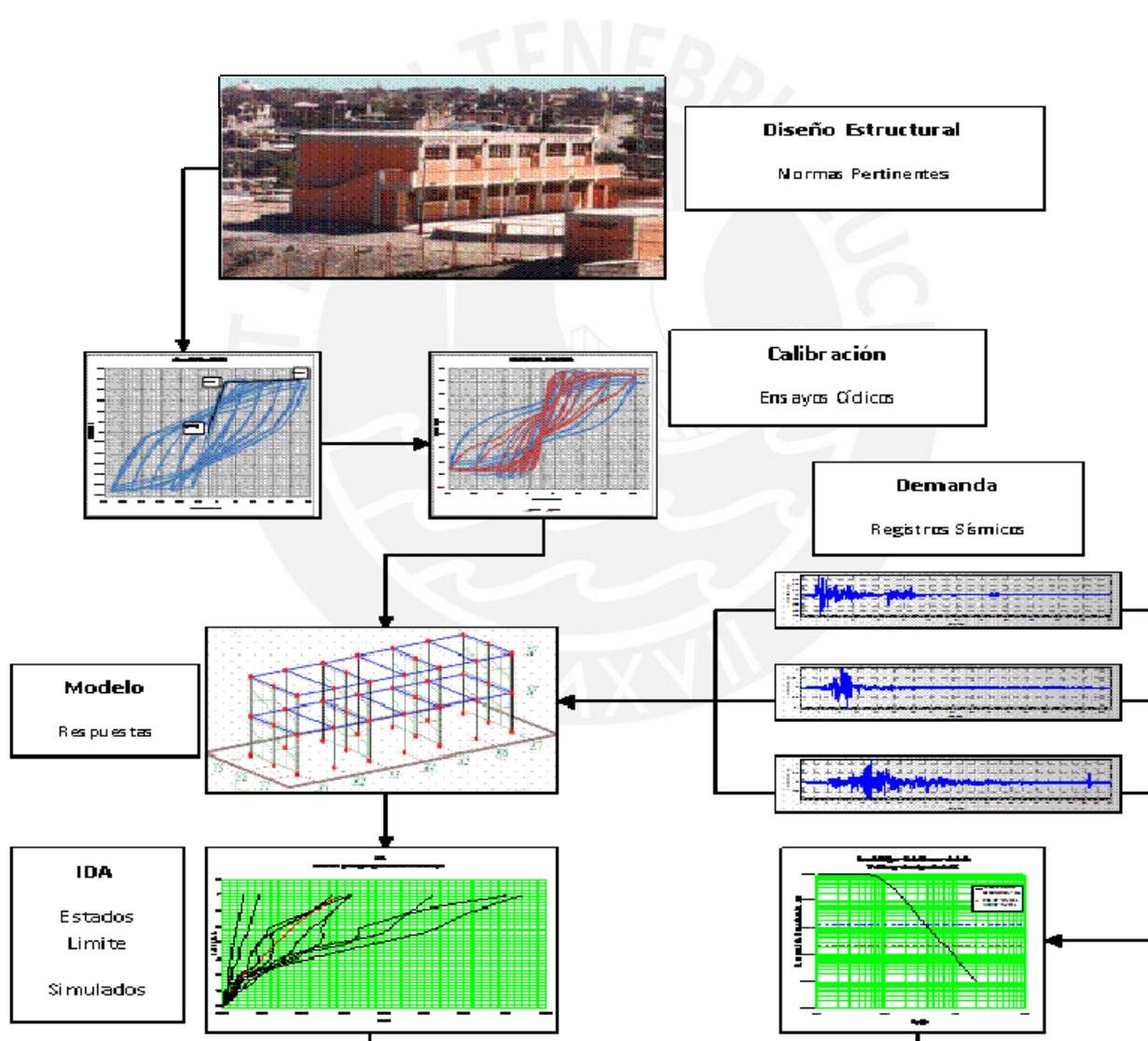


Figura 3-1: Esquema de Trabajo en Diseño Sísmico por Desempeño

Capacidad Estructural

La capacidad de nuestra estructura es función del análisis y el diseño estructural con el que se determina las secciones de los elementos, los refuerzos respectivos y demás características estructurales, todo esto es definido en base a las Normas bajo las cuales dicha estructura es concebida. Por lo tanto, para nosotros, realmente el desempeño lo vamos a contrastar en una estructura que ya se encuentra diseñada, por ello es claro que lo que haremos es verificar que ese diseño se desempeñe de un modo que pueda o no ser satisfactorio.

Para determinar la Capacidad, debemos de modelar la estructura en base a los distintos tipos de elementos que tenga el programa de análisis estructural que seleccionemos. El que hemos seleccionado es el CANNY (Kangning Li, 2010), que presenta una librería de elementos bastante amplia y además posee un conjunto de modelos Histeréticos que nos permite simular respuestas estructurales en el rango no lineal e inelástico para diversos tipos de materiales constitutivos de los elementos de nuestra estructura.

Incertidumbre

Una forma aceptada de reducir la incertidumbre, en el modelo de nuestra estructura, es mediante la calibración de las propiedades de los elementos estructurales. Para esto usaremos ensayos cíclicos de elementos representativos de los que posee nuestra estructura, de tal modo que al replicar el ensayo determinamos los parámetros del software que mejor modelan a nuestros elementos representativos. Una vez conseguido esto, es razonable aceptar que siendo nuestra estructura un ensamble de estos elementos calibrados, que ya son adecuadamente modelados en los ensayos, las respuestas que presente ante demandas sísmicas, deberían ser aceptables.

Demanda Sísmica

La Demanda sísmica la representaremos mediante el peligro sísmico, en los niveles estipulados en la bibliografía que enmarca el Diseño Basado en Desempeño enunciado en el capítulo 2 del presente trabajo. La incertidumbre inherente a las intensidades de los sismos que demanden a la estructura, la podemos manejar mediante el Análisis Dinámico Incremental que en buena cuenta nos plantea que con un número adecuado de registros representativos al entorno sismo génico que enmarca a nuestra edificación, es posible cubrir los diversos niveles de peligro mediante un incremento debidamente seleccionado de las intensidades de la aceleración espectral en el periodo fundamental.

En la Figura 3-1 podemos ver un diagrama de flujo, enmarcado en los conceptos de Capacidad y Demanda, que nos muestra el procedimiento usado: Desde tener una estructura debidamente diseñada bajo ciertas Normas, continuando con la calibración de los parámetros del software que se ha seleccionado y que nos permite plantear un modelo matemático más realista de la estructura; este modelo es sometido a la demanda sísmica, representada por un conjunto de registros de aceleración representativos que se reflejan por medio de la curva de peligro sísmico en el periodo fundamental de de la estructura y a un nivel dado de amortiguamiento (ATC-58, 2009 y ATC-63, 2004). La respuesta estructural tomando en cuenta fallas por inestabilidad dinámica, fallas por modos no contemplados y otras causas de fallas, es modelada probabilísticamente mediante el Análisis Dinámico Incremental (Vamvatsikos, 2002), si bien nuestro trabajo llega a este punto, es a partir de estos resultados que se puede realizar la determinación de los Parámetros de Modificación de la Respuesta Sísmica, la determinación de la fragilidad estructural en referencia a un Estado Limite definido o la determinación de la probabilidad de Colapso Estructural.



Capítulo 4. Modelamiento de Elementos Estructurales

El presente capítulo se enfoca en representar adecuadamente la respuesta de un elemento estructural en base a un modelo matemático. El proceso de afinar los valores de los parámetros que definen el modelo, en base a ensayos representativos de un espécimen en un laboratorio de estructuras se llama calibración, el cual es necesario para representar en forma correcta la respuesta no lineal de un sistema estructural.

Ensayos cíclicos experimentales

Los modelos matemáticos son tan buenos como las respuestas que generan, es por ello que un modelo debe representar de manera adecuada lo que esta modelando. Para lograr una buena calibración de nuestro elemento necesitamos una repuesta conocida ante una demanda controlada.

El ensayo cíclico incremental (Figura 4-1) consiste en aplicar desplazamientos en dos sentidos muy lentamente, mediante un patrón previamente definido y que intenta representar las reversiones que generan los sismos en las estructuras (FEMA 461, 2007). Se aplican fases de amplitud constante y luego se incrementan hasta llegar a un nivel cercano a la falla por excedencia de un Estado Limite o al colapso del elemento.

Cada ciclo de las fases genera una curva fuerza versus desplazamiento, denominada lazo histerético que nos determina la fuerza requerida para obtener el desplazamiento asignado, cabe resaltar que definimos como la curva de capacidad del elemento a la envolvente de todas estas curvas histeréticas (FEMA P440A, 2009). Si estudiamos las curva histeréticas podemos llegar a varias conclusiones. Este tipo de ensayo nos permite apreciar la degradación de la rigidez y de la resistencia del elemento y la disipación de la energía que se presenta ante los diversos ciclos de desplazamiento. Como podemos observar la degradación de la rigidez lateral se manifiesta por el cambio de pendiente de los lazos de la curva y el deterioro de la resistencia por los menores valores de la fuerza requeridos para llegar a similares niveles de desplazamiento.

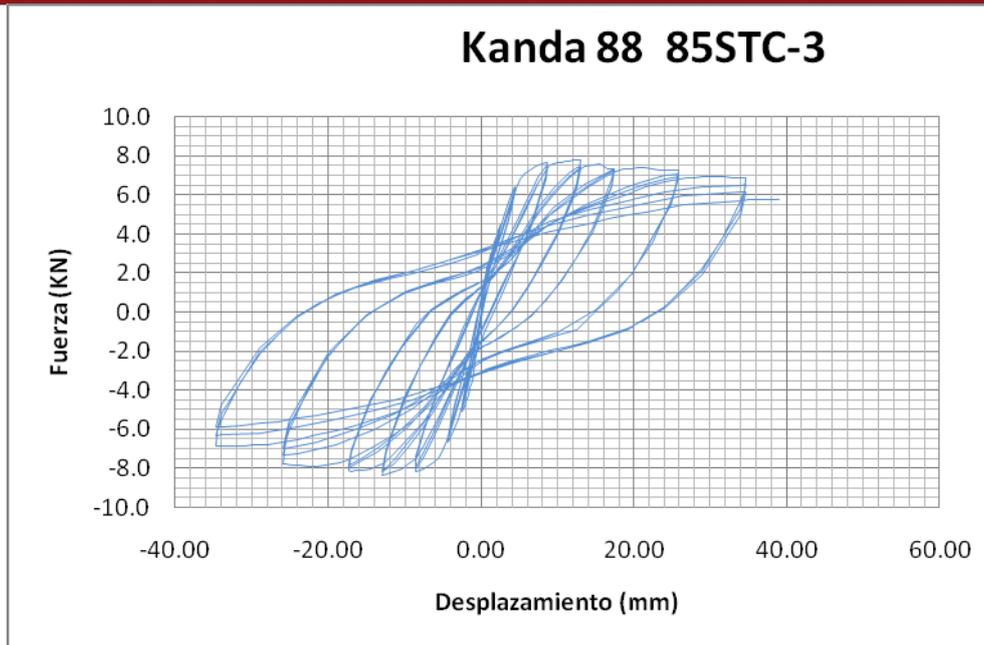


Figura 4-1: Ensayo Cíclico Incremental

Este tipo de ensayo hasta un cierto modo representa de mejor manera el comportamiento de un elemento ante una sollicitación sísmica debido a la acción de la fuerza en dos direcciones tratando de simular el cambio de dirección de las aceleraciones en la base.

Modelos de los Materiales

Para poder modelar correctamente la estructura, debemos definir las propiedades de los elementos que la constituyen. En nuestro caso trabajamos con 3 materiales básicos: Concreto, acero y albañilería. Los primeros dos constituyen el material de los elementos unidimensionales (columnas y vigas), por ende la albañilería es el material que constituye el elemento bidimensional (muros).

Podemos observar, en el siguiente gráfico (Figura 4-2), la curva esfuerzo deformación utilizada para describir el comportamiento del concreto, tanto confinado como sin confinar, para los elementos unidimensionales.

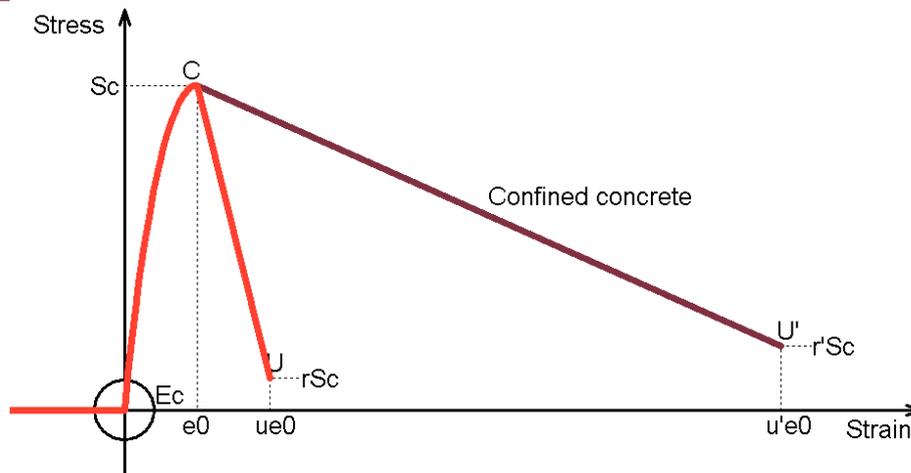


Figura 4-2: Modelo Esfuerzo – Deformación Material Concreto

Observamos que el comportamiento del concreto se describe mediante distintos valores específicos en la curva típica. Para el caso del programa CANNY utilizamos los siguientes valores para describir el comportamiento del concreto:

Datos curva Esfuerzo Deformación del concreto						
Sc	E0	r	u	r'	u'	Ec
20.58 MPa	0.001837	0.1	2.0	0.2	9.0	27,540 MPa

Tabla 4-1: Parámetros Curva de Concreto

Los valores r , u , r' , u' son parámetros para definir la degradación del concreto simple o confinado. Estos valores demostraron no tener un efecto significativo sobre la respuesta de los elementos.

En el caso del acero (Figuras 4-3 y 4-4), si tuvieron un efecto significativo sobre los resultados, en consecuencia nos vimos obligados a tener dos curvas esfuerzo deformación, uno para el acero longitudinal y otro para el acero transversal (estribos).

Acero Longitudinal

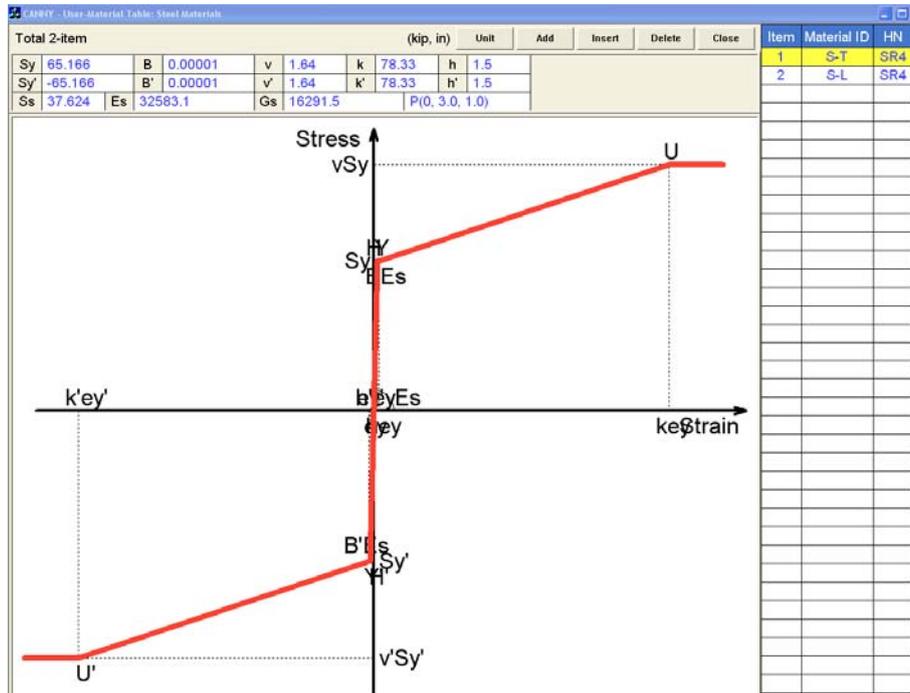


Figura 4-3: Modelo Esfuerzo – Deformación Material Acero Longitudinal

Acero Transversal

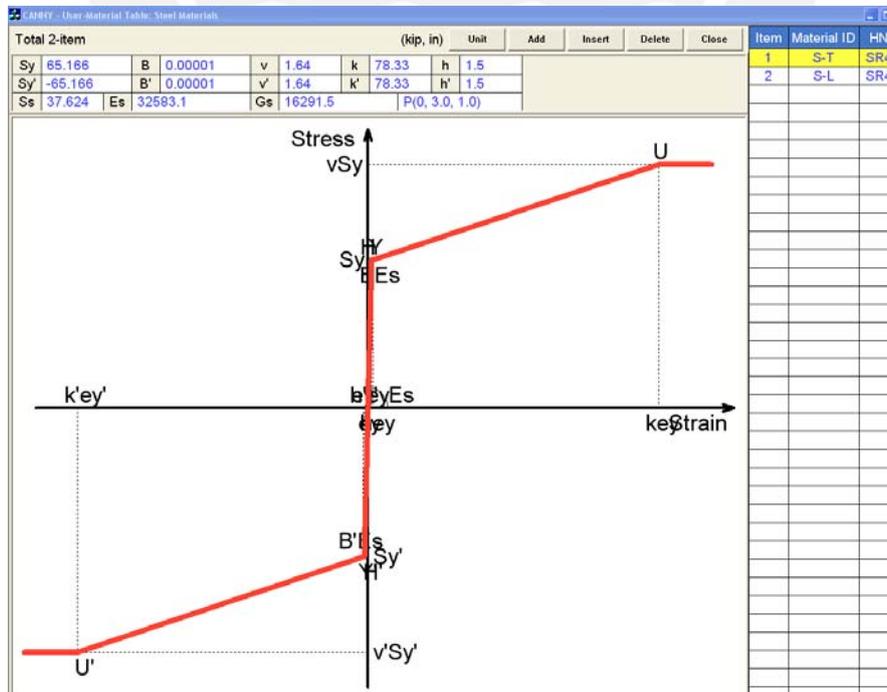


Figura 4-4: Modelo Esfuerzo – Deformación Material Acero Transversal

En el caso de la albañilería estructural, también se requiere describir parámetros para su respuesta esfuerzo deformación, estos se definirán posteriormente en el presente capítulo.

Todos los valores de los parámetros necesarios para modelar la respuesta de los materiales son obtenidos del proceso de calibración de los elementos para obtener los resultados de los ensayos.

Modelos de los Elementos

El modelamiento de un elemento consiste en seleccionar un modelo matemático de la librería de modelos del software, utilizando las características de esfuerzo deformación establecida de los materiales que lo constituyen. En la Figura 3-5 podemos observar el modelamiento de un elemento unidimensional utilizando los parámetros de los materiales descritos anteriormente, por el método de las fibras.

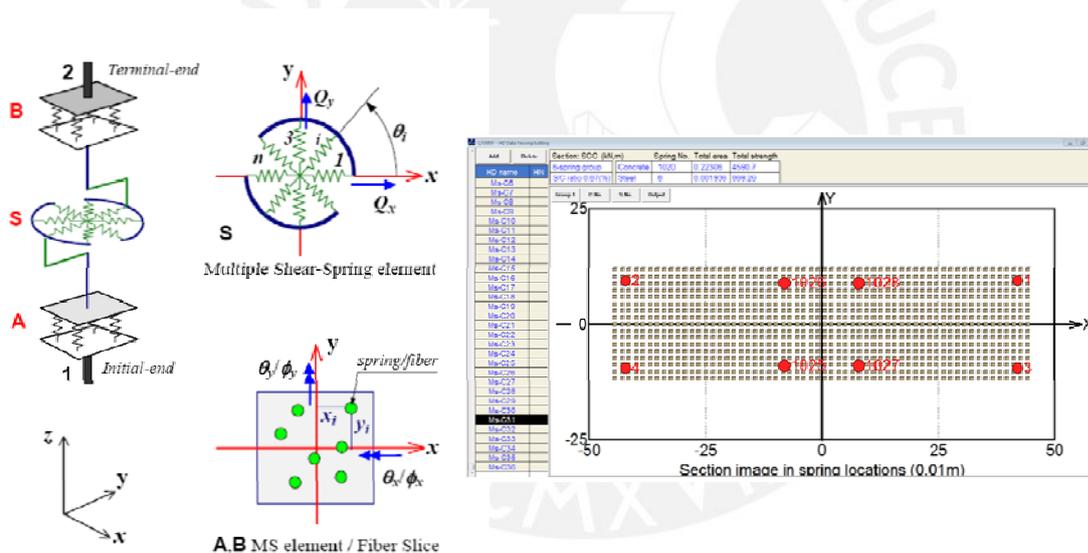


Figura 4-5: Modelo Columna: Método de las Fibras

Elemento representativo

Como existe una diversa cantidad de elementos unidimensionales en las estructuras, es poco probable que se encuentre un ensayo real que se pueda aplicar a cada uno de ellos, en consecuencia se debe utilizar un ensayo que represente adecuadamente a un grupo de elementos a ser modelado. De esta manera todos los elementos unidimensionales los

agrupamos dependiendo de su similitud ante ciertas características y se busca el ensayo de un elemento real que tenga estas características.

Existen tres parámetros que describen adecuadamente un elemento unidimensional y por ende son características que utilizamos para encontrar su ensayo representativo:

1. Cuantía Longitudinal: Es la relación que existe entre el área de acero total en el elemento y el área bruta de la sección recta del elemento A_s/A_g .
2. Esbeltez: La relación que existe entre la longitud del elemento y la dimensión del mismo, en el sentido del análisis.
3. Parámetro Axial: Es la carga axial aplicada en el elemento dividida en la resistencia elástica en compresión del elemento. $F_{axial}/A_g f_c$.

Una vez que ordenamos todos los elementos a ser modelados y los agrupamos mediante estas características podemos buscar un ensayo real que los represente adecuadamente. Lamentablemente en el Perú hasta la fecha no existe una base de datos de ensayos de elementos, es por ellos que utilizamos la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research (PEER, 2010).

A continuación presentamos la tabla utilizada para representar los elementos unidimensionales de la estructura analizada en el capítulo 6. Podemos observar cómo se hallan los 3 parámetros explicados anteriormente para cada columna y estos se agrupan dependiendo de su similitud, luego se describe el ensayo del PEER que mejor representa el grupo de columnas a ser analizados.

Elem.	Esfuerzo (Kpa)	As (cm2)	Cuantia (%)	He (m)	Lx-x(m)	Esb x-x	Ly-y	Esb y-y	Nombre
A	853.92	17.04	1.19	2.4	0.58	4.17	0.25	9.6	Kanda et al. 1988, 85PDC-1
A	420.5	17.04	1.19	2.4	0.58	4.17	0.25	9.6	Kanda et al. 1988, 85PDC-1
B	1182.82	22.72	0.8	2.4	0.9	2.67	0.45	5.33	Ohno and Nishioka 1984, L3
B	772.16	22.72	0.8	2.4	0.9	2.67	0.45	5.33	Ohno and Nishioka 1984, L3
C	1025.07	19.36	0.86	2.4	0.9	2.67	0.25	9.6	Ohno and Nishioka 1984, L3
C	504.28	19.36	0.86	2.4	0.9	2.67	0.25	9.6	Ohno and Nishioka 1984, L3
B	1182.82	22.72	0.8	2.4	0.9	2.67	0.45	5.33	Ohno and Nishioka 1984, L3
B	772.16	22.72	0.8	2.4	0.9	2.67	0.45	5.33	Ohno and Nishioka 1984, L3
C	1025.07	19.36	0.86	2.4	0.9	2.67	0.25	9.6	Ohno and Nishioka 1984, L3
C	504.28	19.36	0.86	2.4	0.9	2.67	0.25	9.6	Ohno and Nishioka 1984, L3
B	1182.82	22.72	0.8	2.4	0.9	2.67	0.45	5.33	Ohno and Nishioka 1984, L3
B	772.16	22.72	0.8	2.4	0.9	2.67	0.45	5.33	Ohno and Nishioka 1984, L3
E	417.88	23.49	0.8	2.4	0.58	4.14	0.75	3.2	Ohno and Nishioka 1984, L3
A	420.5	17.04	1.19	2.4	0.58	4.17	0.25	9.6	Kanda et al. 1988, 85PDC-1
VA-1	0	12	0.87	3.9	0.55	7.09			
VA-2A	0	13.42	0.98	3.9	0.55	7.09			
VA-2B	0	13.42	0.77	3.9	0.7	5.57			

Tabla 4-2: Selección de Elementos para Calibración de Columnas

Calibración de elementos estructurales

La calibración de un elemento nace del principio de poder simular un ensayo real de un elemento representativo en la computadora obteniendo resultados similares. Entendemos que mediante la calibración obtenemos un procedimiento para representar, mediante un modelo, una respuesta más certera de un elemento estructural ante demandas cíclicas. Conociendo tales respuestas podemos inferir el comportamiento estructural ante demandas sísmicas, que se sustenta en resultados y no solo de ecuaciones matemáticas. Agreguemos que ante una demanda sísmica la estructura ingresará en el rango inelástico el cual implica una disipación de energía mediante lazos histeréticos abiertos, los cuales solo pueden ser modelados mediante la calibración de sus elementos constituyentes en base a ensayos representativos.

Procedimiento de calibración de elementos unidimensionales

El primer paso para la calibración del elemento unidimensional es modelar en el software el mismo ensayo elaborado en el laboratorio utilizando los parámetros de materiales teóricos. Podrán observar que inicialmente las curvas esfuerzo deformación del ensayo real con el modelo no coinciden por lo que debemos modificar los parámetros de los modelos de

esfuerzo deformación de los materiales¹. Se procede a modificar estos parámetros hasta obtener una respuesta similar en el rango elástico de la estructura.

Una vez que nosotros modelamos nuestras columnas modificando las características del material obtenemos una respuesta bastante aceptable a comparación de la real, sin embargo no es del todo precisa representando la degradación del material a partir del rango inelástico. En ese caso es importante también modificar los parámetros de las curvas histeréticas de nuestra calibración asegurándonos que nuestro modelo disipa la energía de manera similar al ensayo real.

En el programa utilizado se puede asignar modelos predeterminados de comportamientos histeréticos dependiendo del elemento a ser modelado. En el caso de nuestro software, utilizamos el modelo histerético llamado CANNY 7 el cual describe las envolvente de las curvas histeréticas mediante tres líneas (tri lineal), además de simular agrietamiento, fluencia y deterioro de resistencia. El software pide que se le den las coordenadas de los puntos notables de la envolvente histerética para poder hacer un modelamiento adecuado. Es por ello que se grafica la curva esfuerzo deformación del ensayo y se le aplican líneas que envuelven los resultados para obtener las coordenadas que requiere el software como señalado en la Figura 3-6:

¹ Se pueden ver los parámetros de cada material en la sección Modelo de materiales de este Capítulo.

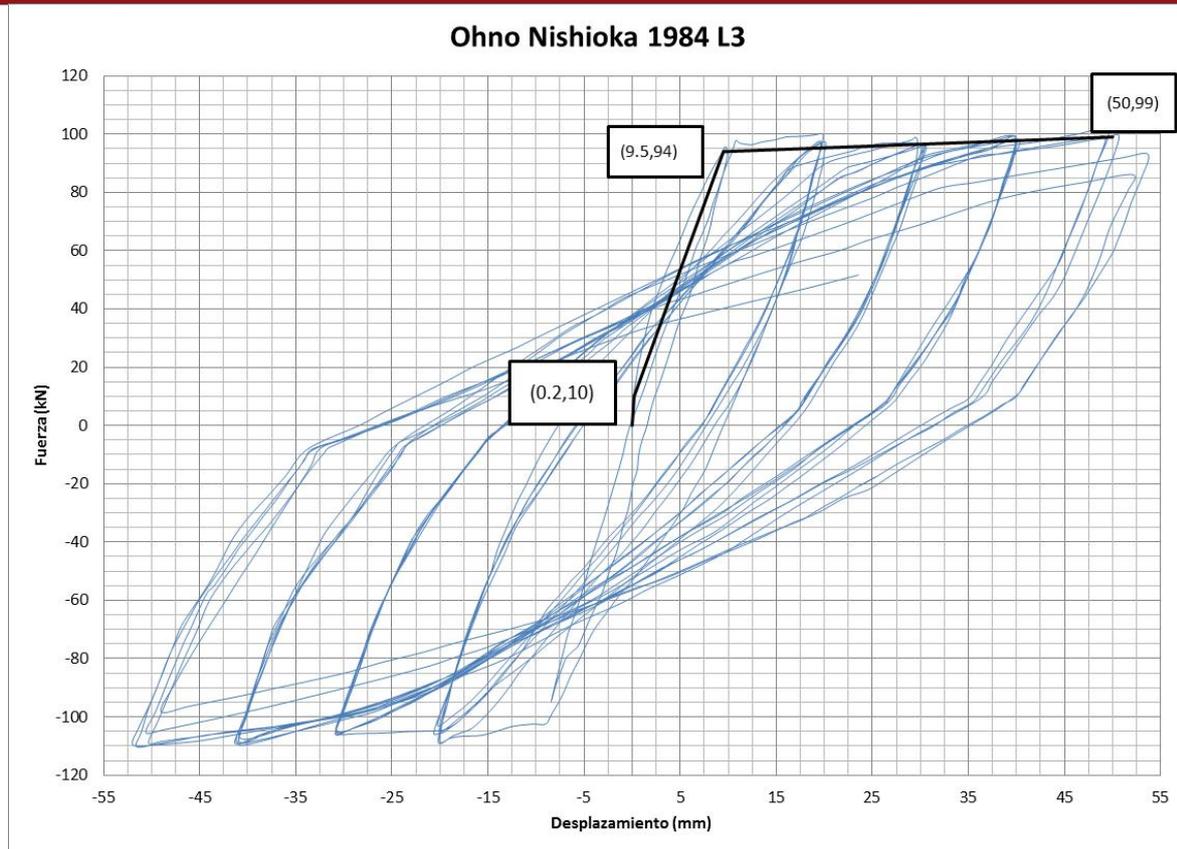


Figura 4-6: Calibración con el Elemento Estructural Ohno Nishioka 1984 L3

Luego de ingresar los parámetros que describen la curva fuerza – desplazamiento e indicar los límites de las curvas histeréticas en el modelo, podemos apreciar que el software puede dar resultados muy similares a los del laboratorio ante un mismo patrón de desplazamientos (demanda cíclica). De esta manera hemos obtenido los valores para los parámetros de los modelos de material e histéresis que no sólo se basan en ecuaciones matemáticas, sino también en resultados físicos ante demandas reales. A continuación podemos observar como el modelo logra simular un ensayo real, el cual nos permite disminuir la incertidumbre en nuestro modelo, Figura 4-7.

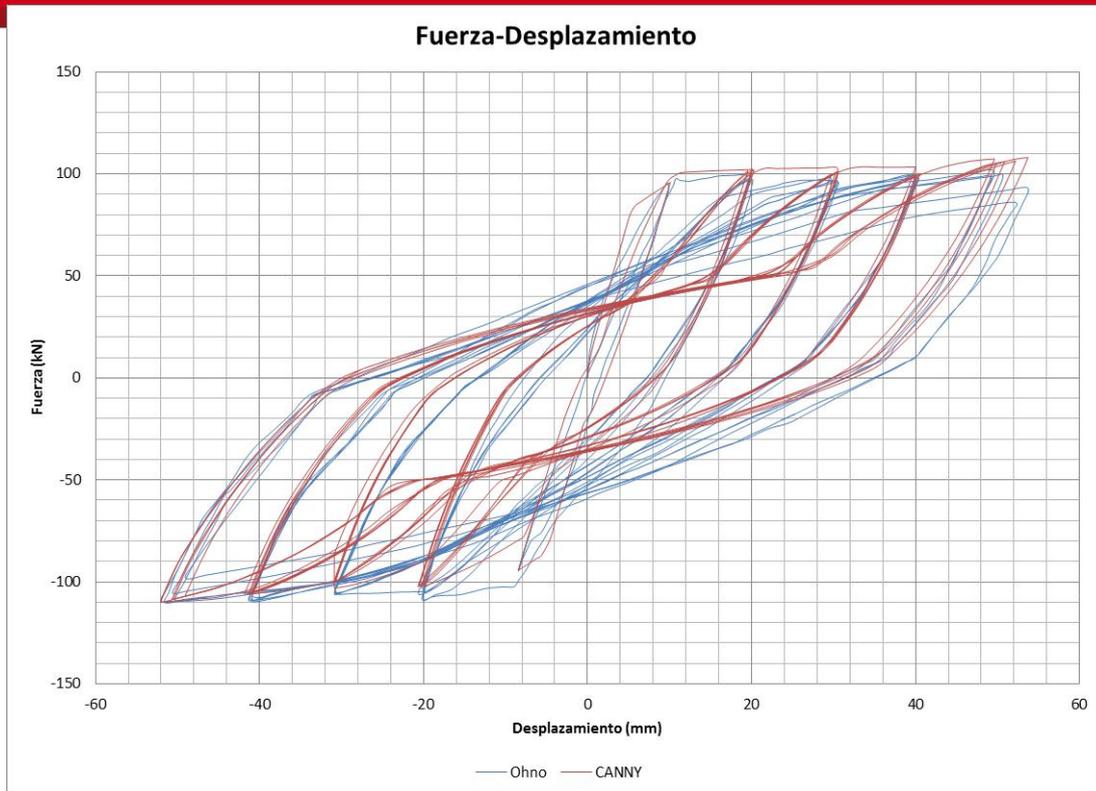


Figura 4-7: Comparación del Ensayo versus Modelo

Podemos observar la gráfica fuerza - desplazamiento de la columna ensayada en laboratorio (color azul) y la columna modelada en el CANNY (color rojo), tienen una respuesta similar hasta un desplazamiento de 15 centímetros, recién a partir de los 15cm obtenemos pequeñas diferencias en las curvas histeréticas, pero solo en el desarrollo de la descarga. Cabe resaltar que se logró obtener los mismos resultados de fuerzas para los puntos de máximo desplazamiento en cada curva lo cual indica que nos daría una envolvente de la capacidad casi exacta.

Modelamiento de Muros

Para la realización de esta tesis fue difícil escoger un ensayo representativo debido a que hay un número limitado de ensayos, sin embargo logramos obtener uno con características similares que nos brinda una idea del comportamiento real de nuestros muros. A continuación presentamos ensayos de muros confinados realizados por la Universidad Católica (San Bartolomé, 2007) y la Universidad Nacional de Ingeniería (Zavala, 2007) con las siguientes características:

ENSAYO PUCP VS. UNI – Muro M1 – PRODAC				
As Col	Espesor (mm)	Altura (mm)	Longitud (mm)	P _g (kN)
4varillas #3	130	2400	2400/2600	0/85

Tabla 4-3: Geometría Muros Albañilería

A continuación observamos las respuestas de los ensayos de laboratorio

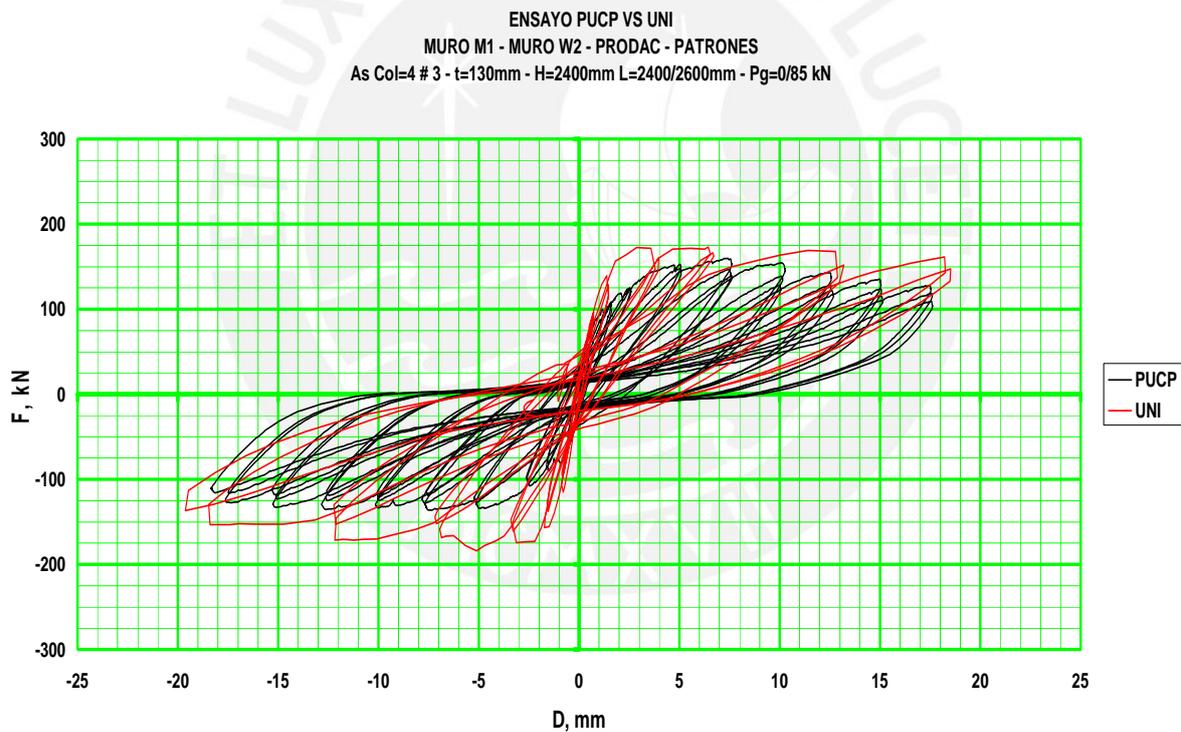


Figura 4-8: Lazos Histeréticos Muros Albañilería

Observamos de ambos ensayos que a diferencia de los elemento unidimensionales, los muros de albañilería, elemento bidimensionales, presentan una rigidez negativa después de la fluencia el cual se interpreta como una pérdida de resistencia y degradación de la rigidez,

asimismo un angostamiento de los lazos Histeréticos, que corresponde básicamente a una respuesta gobernada por corte, al incursionar inelásticamente.

De estos ensayos podemos inferir que el comportamiento de los muros de albañilería confinada de nuestros edificios tendrá un comportamiento similar por lo que debemos modelarlo con curvas histeréticas descendentes luego de la fluencia.

Procedimiento de modelamiento

En el caso del Modelamiento de un muro de albañilería confinada se debe tomar como dos elementos actuando simultáneamente. El primero modela el pórtico de concreto armado sin relleno de albañilería y el segundo toma solo el panel de relleno de albañilería. A continuación presentamos el modelo del muro de albañilería en el CANNY utilizando un modelo histerético CA4, superponiendo elementos tipo fibra para los tirantes de confinamiento y elementos panel de corte para las unidades de albañilería, Figura 3-9.

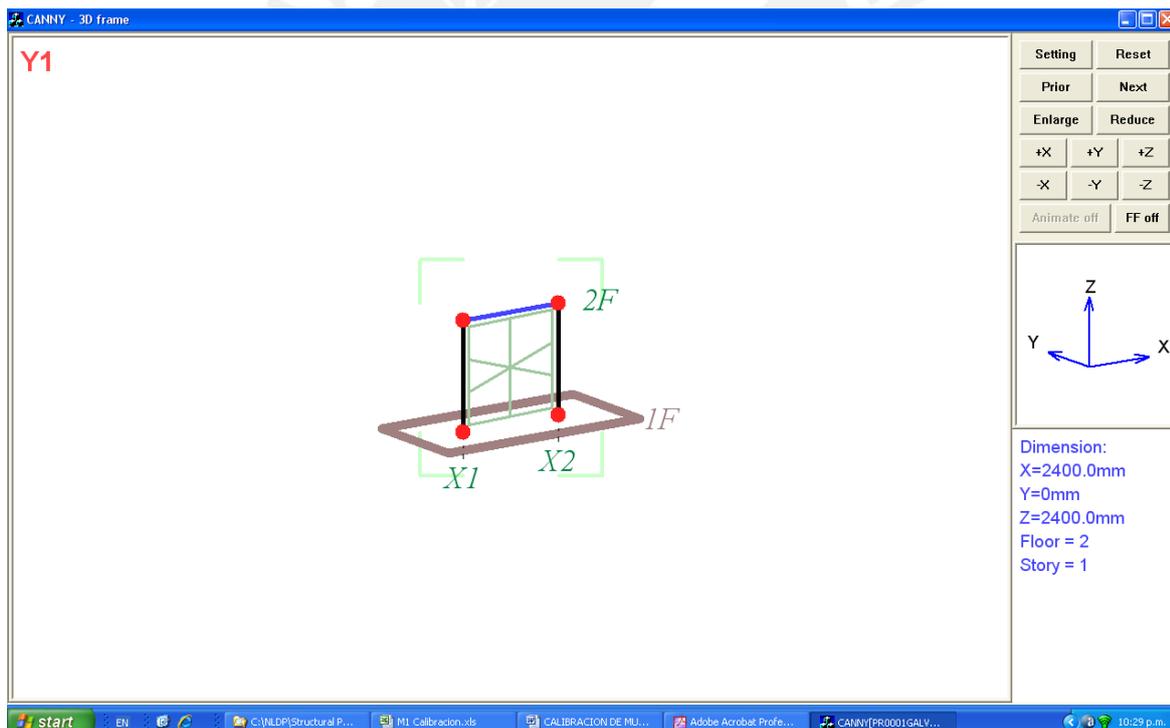


Figura 4-9: Modelo CANNY Muro Albañilería

Usaremos como ejemplo el modelamiento del muro M1 ensayado en la PUCP para calibrar el modelo del muro del software. Ver la Figura 4-10.

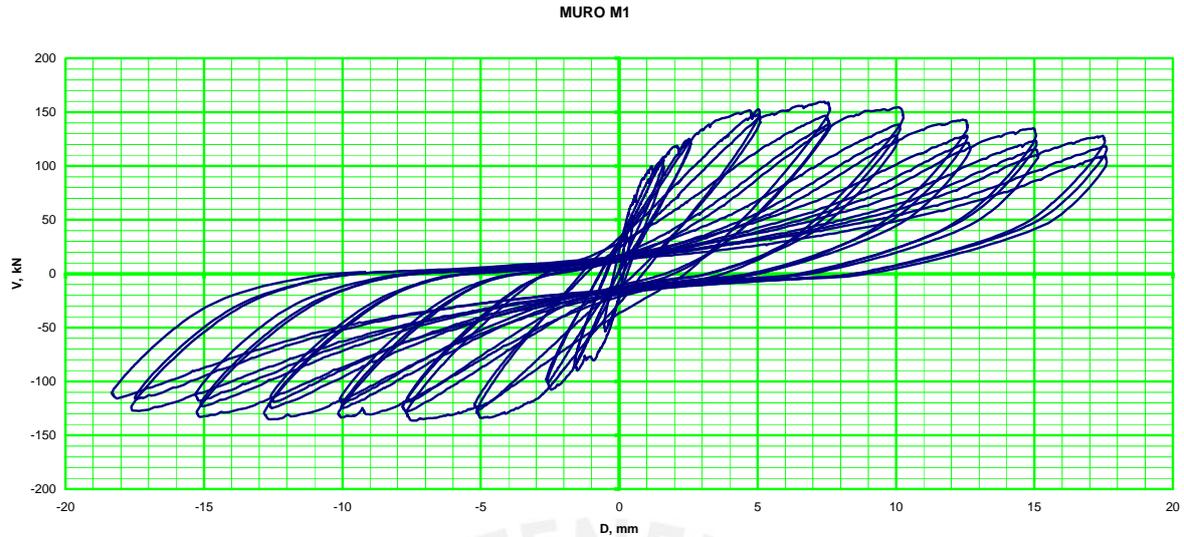


Figura 4-10: Lazos Histeréticos Muro M1 de la PUCP – OBJETIVO

En el caso de elementos bidimensionales, los parámetros de histéresis son mucho más sensibles a los resultados que los parámetros de los materiales constitutivos. Es por ello que utilizamos valores teóricos en los parámetros de material y nos enfocaremos mucho más en detalle a la histéresis. Nos interesan ambas ramas, ascendente y descendente, del ensayo para poder determinar los parámetros del espécimen, Figura 4-11 y 4-12:

Rama Ascendente:

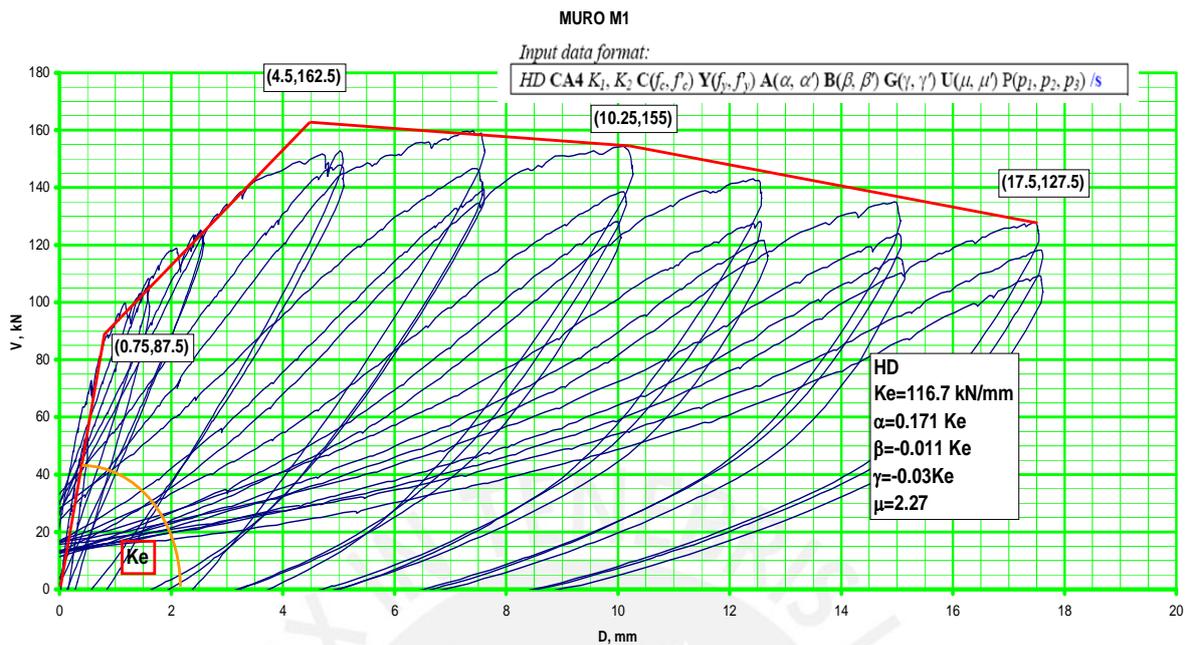


Figura 4-11: Parámetros de Calibración Rama Ascendente

Rama Descendente:

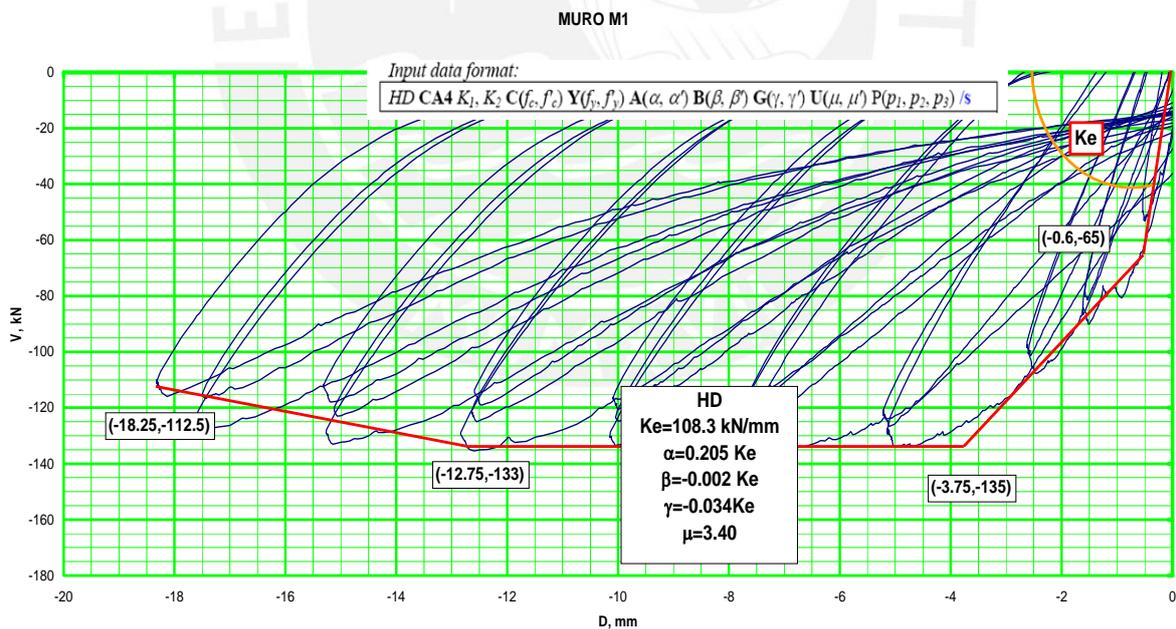


Figura 4-12: Parámetros de Calibración Rama Descendente

Si ingresamos los parámetros en nuestro modelo para un mismo espécimen con las mismas características obtenemos el siguiente resultado, Figura 4-13, ante una demanda igual de desplazamientos:

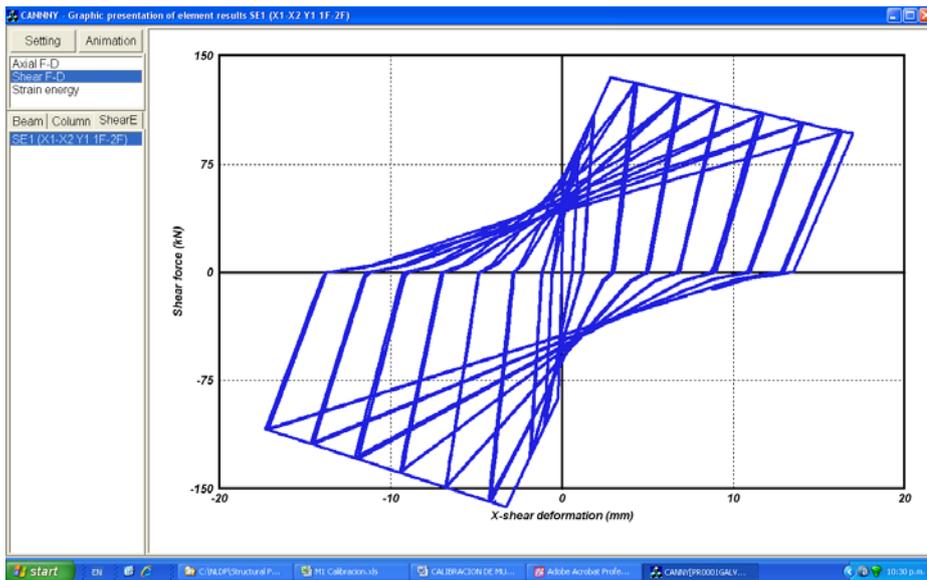


Figura 4-13: Lazos Histeréticos según el CANNY

Si comparamos en un mismo gráfico la respuesta de laboratorio con la respuesta del modelo en el CANNY obtenemos lo que muestra la Figura 4-14:

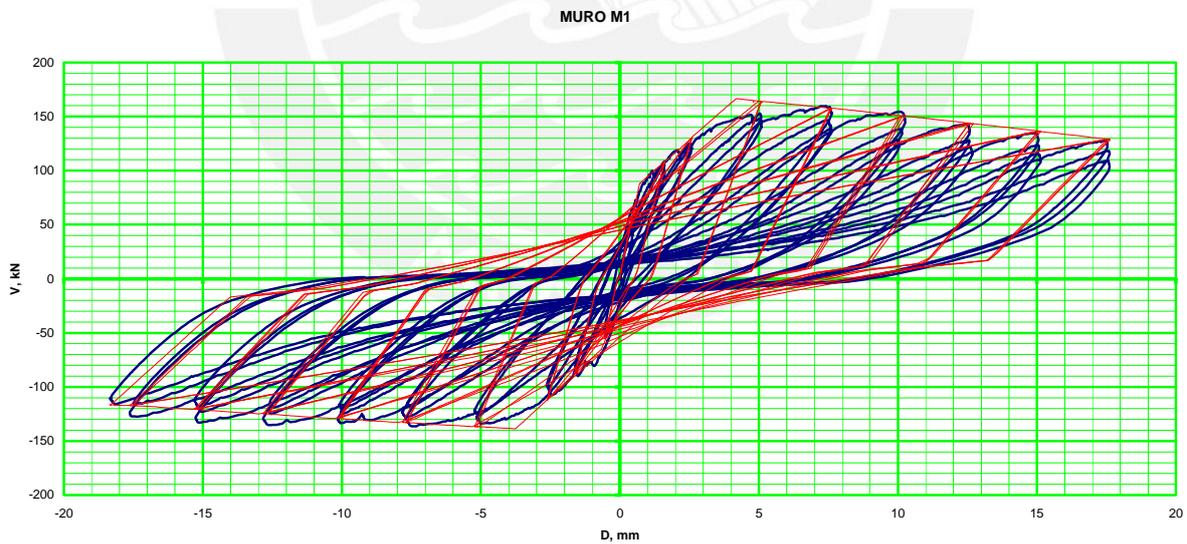


Figura 4-14: Comparación Ensayo vs Modelo del CANNY

Se puede apreciar lo siguiente de la comparación:

- El modelo obtiene una respuesta muy similar al del ensayo antes del agrietamiento del espécimen.
- Obtenemos una resistencia última en el modelo ligeramente superior a la del ensayo que puede considerarse aceptable.
- Se observa que la pérdida de rigidez en el modelo es muy similar a la del laboratorio y siguen la misma tendencia.
- El desarrollo de los lazos no se presenta de manera similar, demostrando que el modelo (trazo rojo) puede tener respuestas globales aceptables, sin embargo no logra representar la degradación de las curvas de manera eficaz durante el ensayo (trazo azul) pues el angostamiento es menor, lo que podría implicar una capacidad de disipación de energía, algo distinta.

Dado que la estructura a ser modelada y analizada, presenta un comportamiento más flexible en el sentido de los pórticos y mucho más rígido en el de los muros, consideramos que la representación de estos es satisfactoria, pues evidentemente los estados límites de resistencia serán excedidos mayoritariamente en el sentido más débil, antes que en el más rígido, por ello no es necesario que la calibración, en la parte final de los lazos sea muy precisa.

Capítulo 5. Estimación de la Respuesta Sísmica.

Análisis Tiempo-historia

Este tipo de procedimiento se basa en usar una demanda en la estructura por medio de un registro sísmico. Este análisis puede ser modal si recurrimos a los espectros de aceleración o de integración directa, si usamos un registro de aceleraciones. También puede ser lineal si la excitación no genera disipación de energía o no lineal si la energía se disipa, generalmente representada por la respuesta histerética, vía lazos abiertos, de la estructura. Al usar un registro sísmico la estructura va a seguir una historia de disipación de energía dependiendo de los contenidos de frecuencias y amplitudes de aceleración del sismo. Al usar varios registros sísmicos podemos ver como la estructura se comporta distinta ante cada sismo, es por ello que el análisis tiempo-historia es tan importante, nos da una respuesta estructural que depende del desarrollo del sismo, esto es conocido como variabilidad de registro a registro. Nosotros usaremos análisis no lineales integrados paso a paso, en forma directa. A continuación desarrollaremos los puntos importantes a considerar en este procedimiento.

Extensión al Análisis Dinámico Incremental

Como ya hemos seleccionado los registros sísmicos ahora podemos aplicar el análisis dinámico incremental. Se le conoce como dinámico incremental debido a que la demanda se aplica como aceleraciones en la base de la estructura y estas se van escalando para obtener la respuesta a diversos niveles de peligro sísmico. Se puede hacer una comparación con el ensayo cíclico: Si observamos en el ensayo cíclico se incrementa el desplazamiento de manera gradual para obtener la fuerza generada en el elemento para dicho desplazamiento. En el análisis dinámico incremental es similar, solo que aumentamos la aceleración en la base para hallar el desplazamiento o deriva de la estructura.

Escalamiento de registros sísmicos

El escalamiento tiene por objeto exponer a la estructura a diversos niveles de peligro sísmico. El peligro lo representamos por la aceleración pico en el registro de aceleraciones o por la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura. Debemos tener presente que si usamos la aceleración pico del registro (APS) es como si usáramos un periodo de cero para la aceleración espectral aplicada en la estructura, teniendo en cuenta las características de los registros peruanos, esto significa ignorar el factor de amplificación dinámica presente en periodos estructurales menor a 1 segundo. Para efectos operativos, se confecciona una tabla donde se determinen los factores de

escalamiento en función de la aceleración espectral considerada y la aceleración espectral del registro base (generalmente un registro directo, de aceleraciones), el factor se aplica al registro de aceleraciones para proceder a su escalamiento, generalmente en el programa de análisis no lineal que usemos (Vamvatsikos, 2002).

Análisis dinámico incremental tiempo historia

Curvas IDA

Las curvas IDA es un grafico en donde se compara la respuesta estructural (sea en desplazamientos, rotación o daño) versus diversos niveles de peligro sísmico.

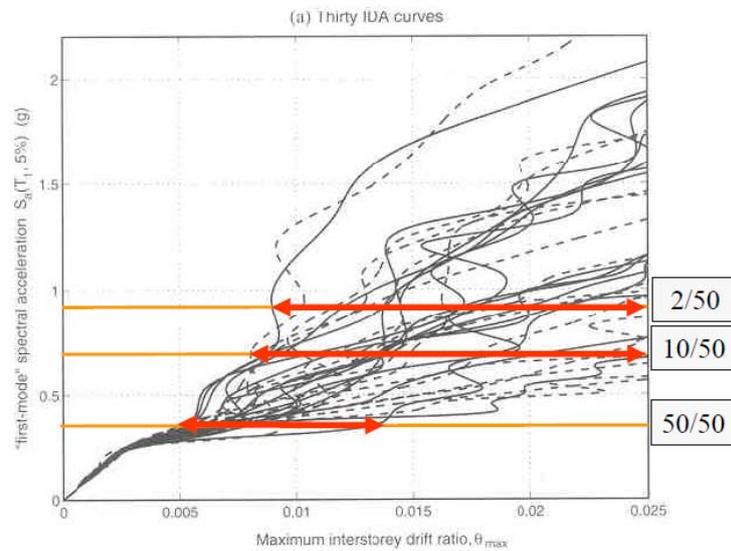
Se obtiene una curva IDA por cada registro sísmico utilizado, en donde se va incrementando el nivel de peligro sísmico, representado por la Aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura y prediciendo cual sería su respuesta ante esa aceleración. Si obtenemos esa respuesta para un sismo obtenemos el siguiente grafico:



Figura 5.1: Curva IDA

Mientras que si superponemos varias curvas IDA, es decir usamos varios registros, tendríamos lo siguiente, una familia de curvas, compuesta cada curva por una serie de puntos, siendo cada punto la respuesta del análisis no lineal tiempo historia de la estructura a un sismo dado en un nivel de peligro de

A Family of IDA Curves of the Same Building Subjected to Thirty Earthquakes



FEMA

Topics in Performance-Based Earthquake Engineering

Advanced Analysis 15 – 5c - 53

Figura 5.2: Familia de Curvas IDA: Análisis Dinámico Incremental

Si nosotros, mediante una curva de peligro, obtenemos la aceleración que representa un nivel de peligro sísmico (representado con líneas rojas en el gráfico) podemos observar que existe una gran dispersión en la respuesta estructural, la cual se va incrementando cuando el nivel de demanda aumenta. Es por esta razón que en el Análisis Incremental no es recomendable dar respuesta determinísticas, sino de manera probabilística, siendo la preferida la media geométrica de la respuesta ante un cierto nivel de demanda.

Respuesta probabilística

Como explicamos anteriormente, la respuesta del análisis dinámico incremental se expresa de manera probabilística debido a la dispersión de la respuesta ante las demandas sísmicas. Al tener un grupo de respuestas podemos obtener una respuesta representativa con cierto grado de confiabilidad. En este caso si calculamos la media geométrica para cada respuesta a una aceleración dada específica obtenemos una curva IDA con una confiabilidad del 50%. A continuación vemos las curvas IDA para una estructura en donde se le aplicaron 10 sismos peruanos.

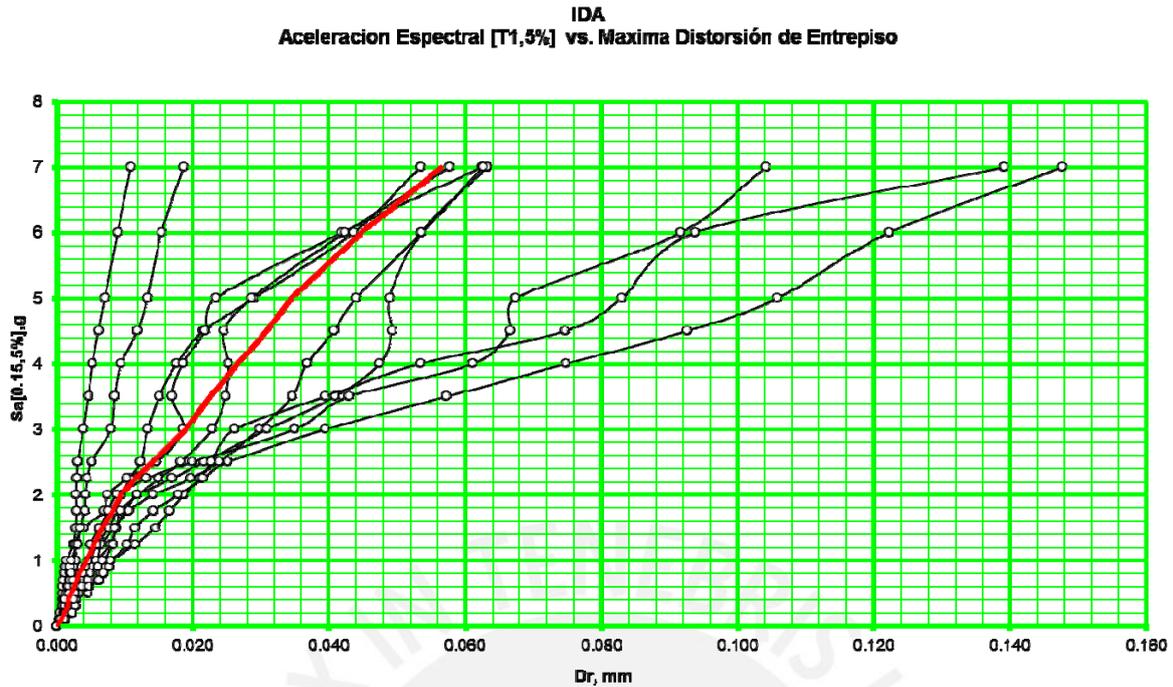


Figura 5.3: IDA como Caracterización de la Respuesta Estructural

Podemos observar que la línea roja representa la media geométrica de todas las respuestas sísmicas ante una aceleración específica. De esta manera podemos utilizar una curva representativa para la respuesta estructural ante diversos niveles de demanda generados por diversos peligros sísmicos. La curva IDA de color rojo nos dice que ante un Peligro Sísmico representado por una aceleración espectral de 2.0 g existe un 50% de probabilidad de tener una Drift mayor de .008. Es interesante comentar que si usamos una regresión potencial con la media geométrica, podemos usando en conjunto con la curva de peligro sísmico, desarrollar la metodología para derivar los factores de carga y resistencia de procedimientos LRFD (FEMA 350 apéndice A, 2000).

Ahora que hemos representado todas las curvas IDA mediante una curva general dependiendo de la confiabilidad deseada podemos calcular el desempeño estructural para distintos niveles de peligro sísmico.

Capítulo 6. Evaluación del desempeño de una edificación escolar

Descripción y modelamiento de la estructura analizada

En este capítulo aplicaremos la metodología planteada a una edificación escolar, (Muñoz, 2003) esta edificación se denomina MODULO 03 AULAS – 02 PISOS. De este tipo de estructura se han construido a nivel nacional cerca de 1,800 unidades (Gálvez, 2002), las principales oficinas de diseño estructural han concebido alternativas bastante similares de acuerdo a la Normatividad vigente, por ello existen ya diseños mediante análisis no lineales estáticos que van a permitir a los interesados comparar diferentes predicciones de la respuesta estructural.

Sistema estructural:	Pórticos en el sentido longitudinal. Albañilería Confinada en el sentido transversal.
Material Predominante:	Concreto Armado en el sentido longitudinal. Unidades de ladrillos de arcilla y concreto armado.
Niveles:	2 niveles de 3.35m cada uno
Área Techada:	375.00 m ²

A continuación presentamos el plano del primer piso de la edificación, los planos completos se pueden ver en el apéndice A.

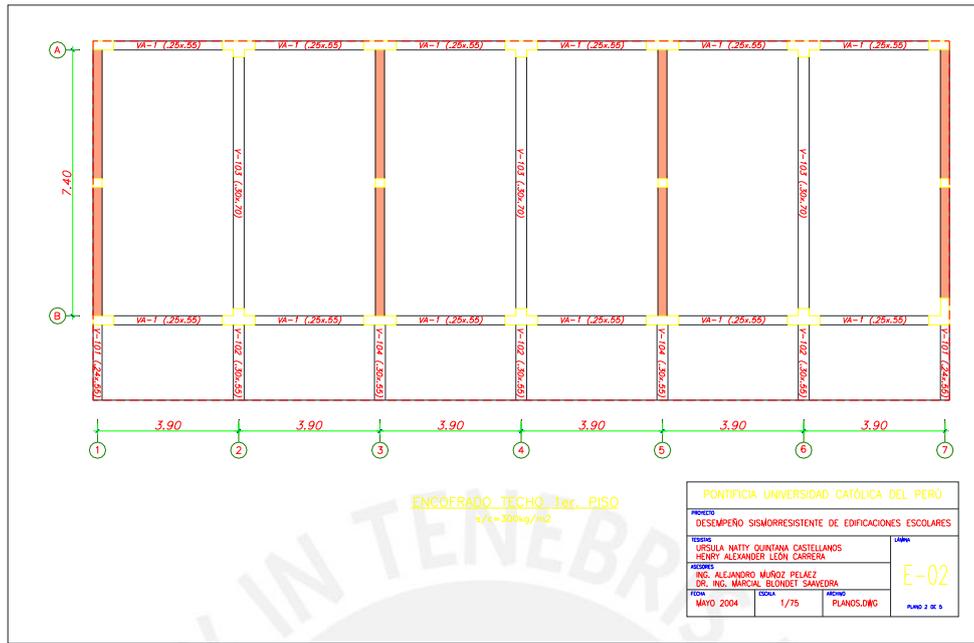


Figura 6-1: Planta del Primer piso del Colegio Analizado

Modelo estructural

Podemos observar a continuación el modelo estructural del colegio usado en el software CANNY. En el apéndice B podemos observar el código fuente para la calibración de los elementos estructurales utilizando la metodología del capítulo 4 y el código fuente del modelo de la estructura global.

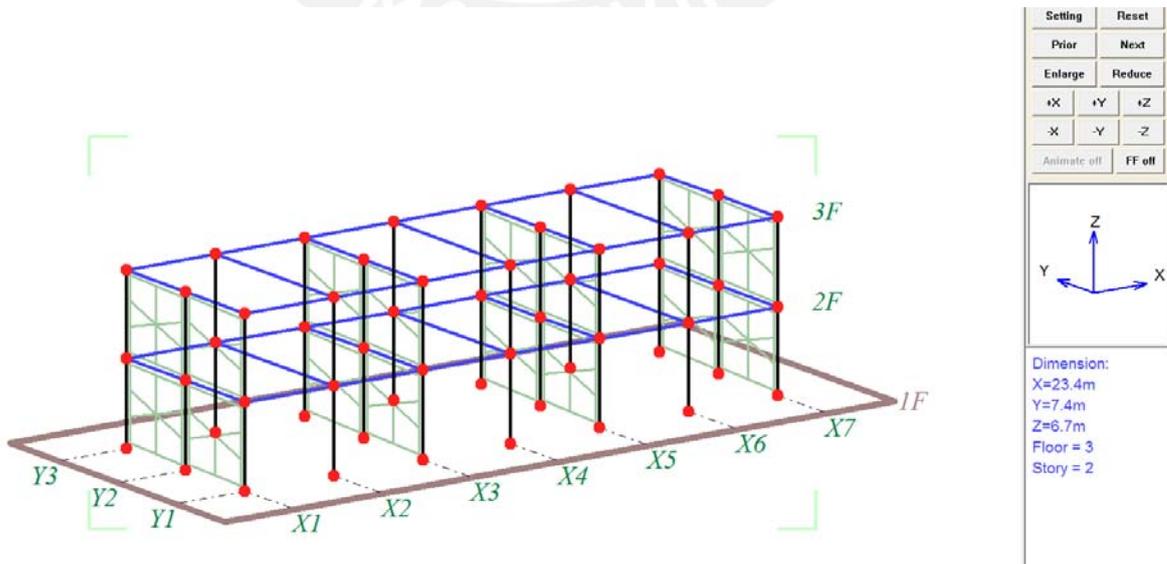


Figura 6-2: Modelo del Colegio Analizado en el CANNY

En la Tabla 2-1 se puede observar los nombres y la descripción de los sismos utilizados para el análisis tiempo historia de este ejemplo.

Niveles de demanda sísmica

Del gráfico del capítulo 2 podemos obtener las aceleraciones para los distintos niveles de demanda sísmica utilizada para verificar el desempeño estructural.

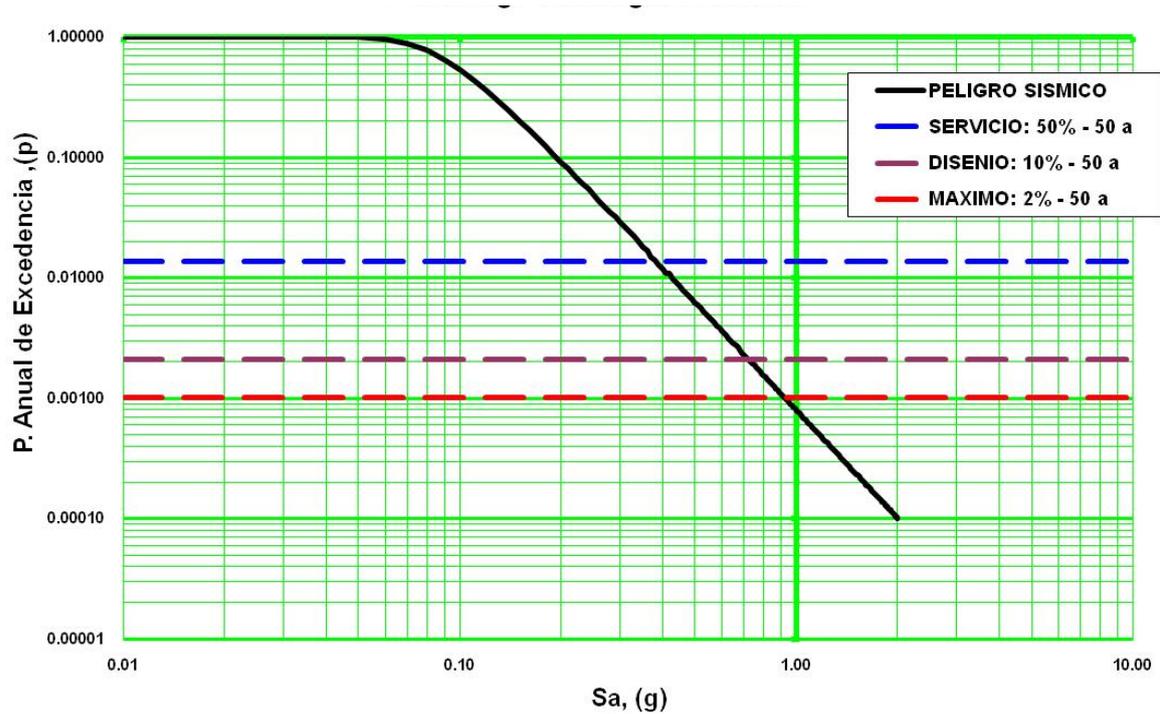


Figura 6-3: Curva de Peligro $T=0.15s$ y 5% de Amortiguamiento

Podemos observar que para una estructura ubicada en la costa peruana en un suelo del tipo S_1 , un periodo fundamental de 0.15s y un amortiguamiento del 5%, obtenemos las siguientes aceleraciones espectrales en el periodo fundamental, para los distintos niveles de peligro.

Nivel de Peligro	P(A<a) en 50 años	Sa[0.15s,5%] (g)
FRECUENTE	50%	0.38
RARO (E.030)	10%	0.74
Muy Raro	2%	0.91

Tabla 6-1: Aceleraciones para cada Nivel de Peligro Sísmico

El modelo es tridimensional, la demanda usa 10 registros en el sentido X-X y 10 Registros en Y-Y, actuando simultáneamente en pares.

Curva de Capacidad

De los diversos análisis efectuados, podemos graficar el Cortante en la Base versus el Desplazamiento del segundo nivel, a fin de comparar estos resultados con las referencias disponibles.

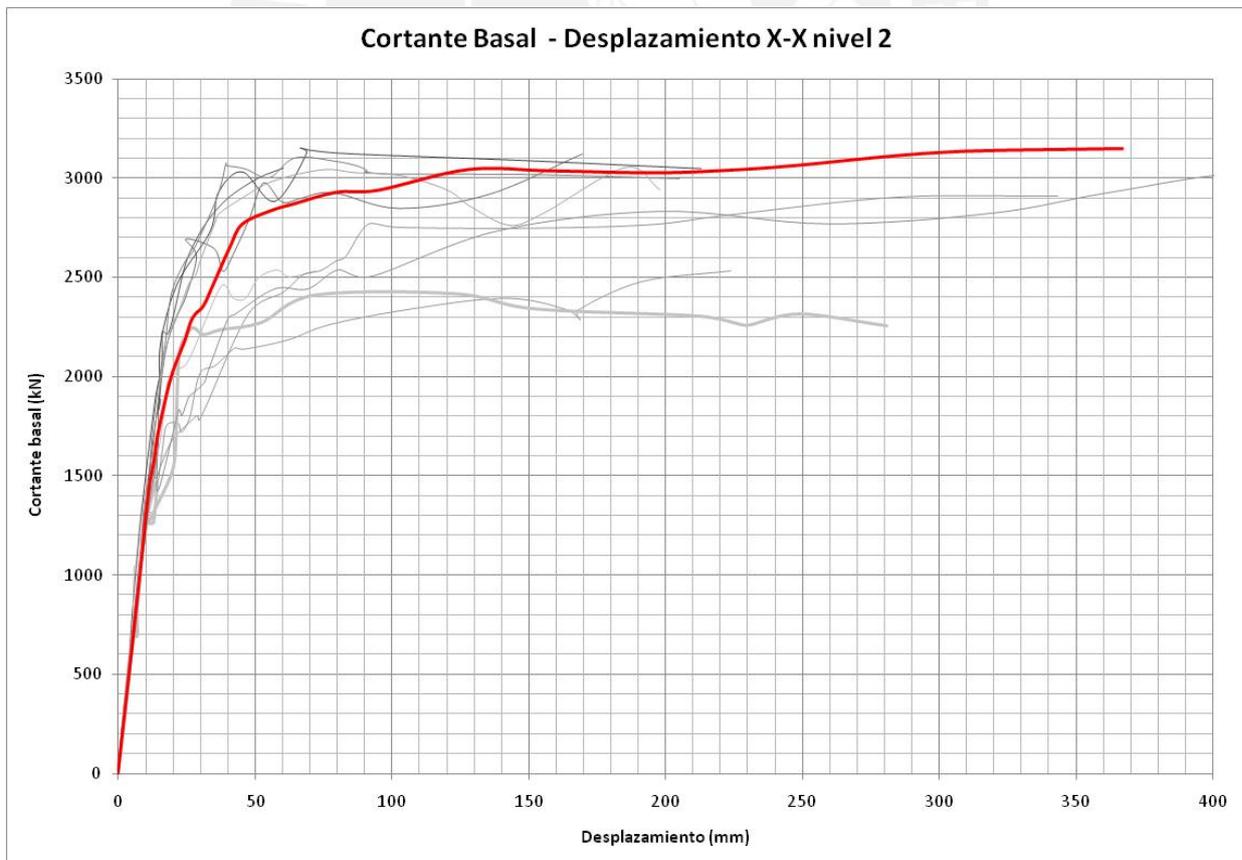


Figura 6-4: Curva de Capacidad del Colegio en el Sentido X-X

Podemos observar las curvas de capacidad del eje débil de la estructura, para cada uno de los registros usados, así como (en trazo rojo) la media geométrica de las mismas. La curva con nivel de confianza de 50% posee una rigidez inicial de 120 kN/mm, se puede observar un cortante de fluencia de 2900 kN con un desplazamiento de fluencia de 50 mm. Para todo efecto práctico, es posible aceptar una rigidez post fluencia, ligeramente positiva, por ello modelar como una bilineal elasto plástica es razonable. Sin embargo si solo nos enmarcamos en la respuesta hasta 50 mm de desplazamiento, parecería que una bilineal con rigidez post fluencia positiva sería lo adecuado.

A continuación, como materia comparativa, presentamos la curva de capacidad, por procedimientos Estáticos No Lineales:

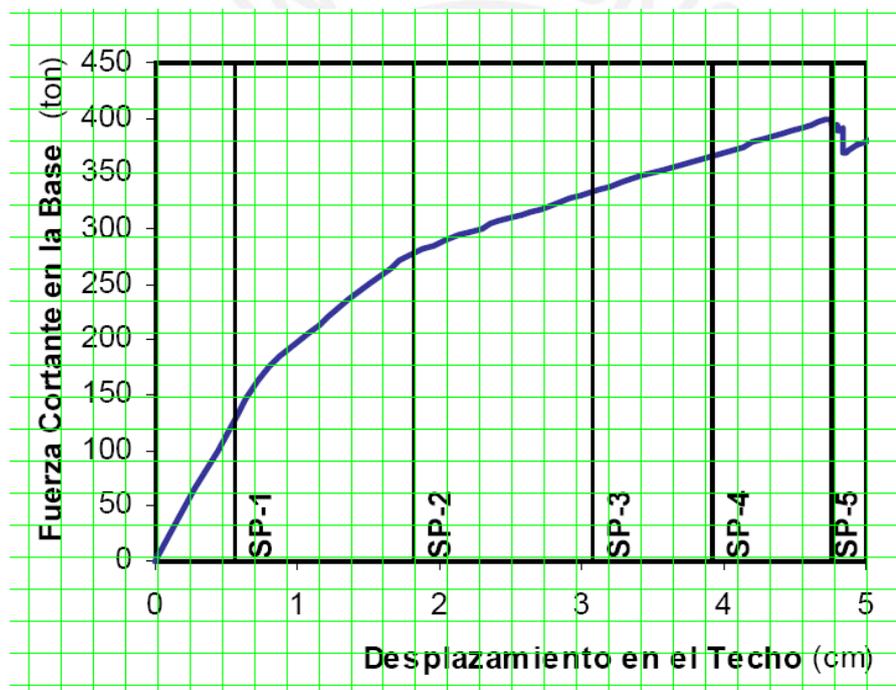


Figura 6-5: Curva de Capacidad Eje Débil, (Muñoz, 2003)

Para un desplazamiento de 50 mm (5 cm), por procedimientos planteados en este trabajo podemos tener cortantes con valores desde 2.150 kN (219 ton) hasta 3.000 kN (306 ton), mientras que los de la referencia usada (Muñoz, 2003) son de 400 ton (3.923 kN). La media geométrica nos da un valor de 2,800 kN (285.2 ton). El desplazamiento de 50 mm equivale aproximadamente a un drift global de 7/1000, máximo permitido por nuestra normatividad, sin embargo es evidente que existe un amplio rango que va más allá de este nivel de

deformación global, donde la respuesta estructural sigue siendo aceptable. La rigidez secante de la estructura a un desplazamiento de 50 mm, por procedimientos estáticos no lineales, es de 7.60 ton/mm (74.50 kN/mm) mientras que por procedimientos dinámicos referidos a la media geométrica es de 5.2 ton/mm (51 kN/mm).

La otra referencia (Gálvez, 2002) que proporciona información sobre esta estructura, usó procedimientos no lineales estáticos y dinámicos, con el software IDARC.

Mostramos a continuación los resultados de las respuestas estructurales en el eje débil:

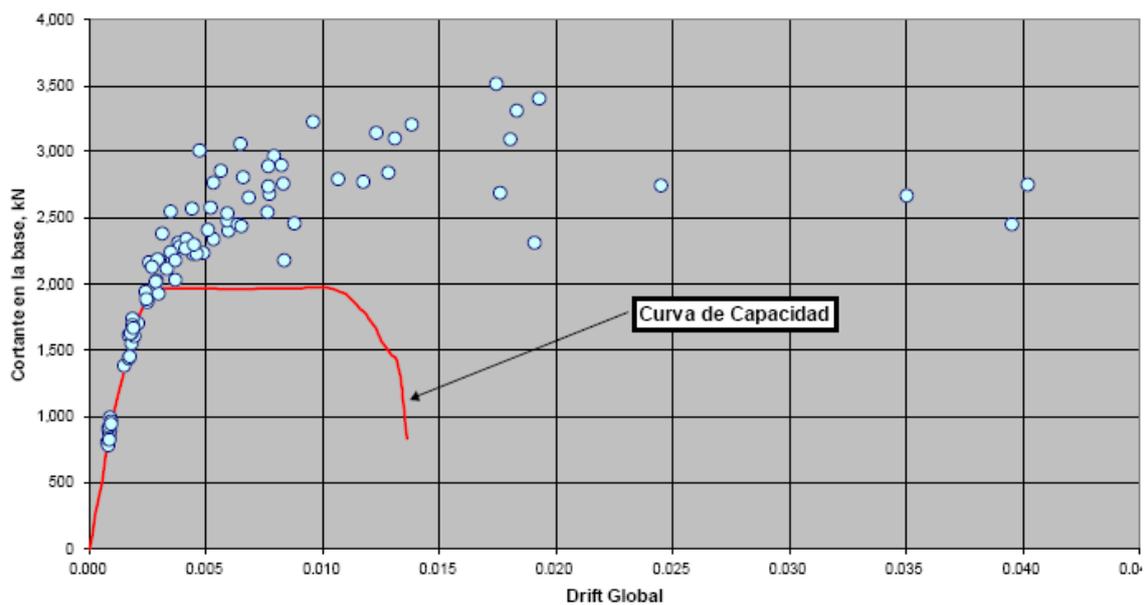


Figura 6-6: Curva de Capacidad Eje Débil, (Gálvez, 2002)

Curvas IDA

Observamos a continuación las curvas IDA con la media geométrica respectiva. Cabe resaltar que hemos generado un acercamiento a la zona del gráfico que representa todos los niveles de peligro sísmico considerados, usar todo el rango de aceleraciones cuando no se ha considerado los modos de falla no simulados, adicionalmente al los relacionados con la inestabilidad dinámica global, estaría fuera de los alcances del presente estudio.

Del grafico podemos apreciar lo siguiente:

- Cada registro sísmico tiene una rigidez inicial única, no hay dos que se repitan, siendo a su vez diferentes a la rigidez elástica de la estructura.

- Algunos registros mantienen una pendiente constante a lo largo de la demanda incremental, mientras que otros presentan una “platea” a niveles de peligro de 0.40 g de aceleración espectral.
- El fenómeno de la “resurrección” se observa en algunas curvas.
- Se comprueba que es posible plantear una regresión que represente la media geométrica, con un coeficiente aceptable.

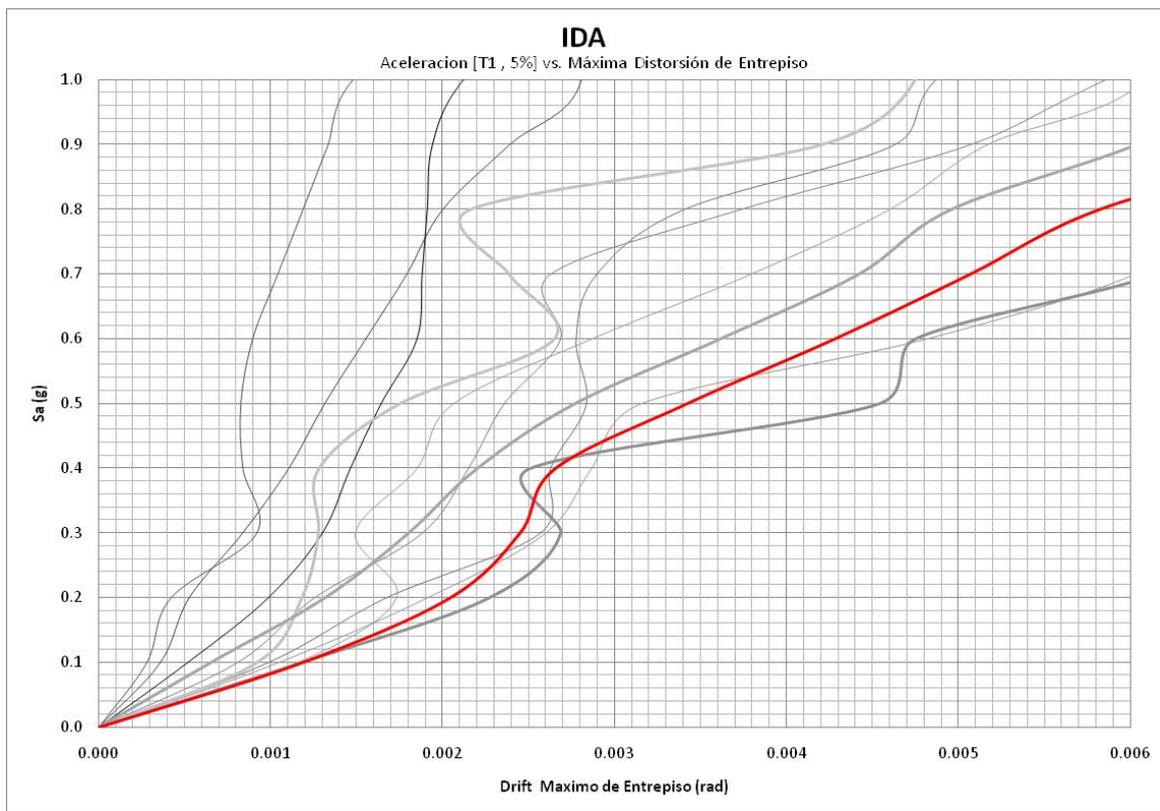


Figura 6-7: Curva IDA del Colegio en el Eje X-X Confiabilidad 84%

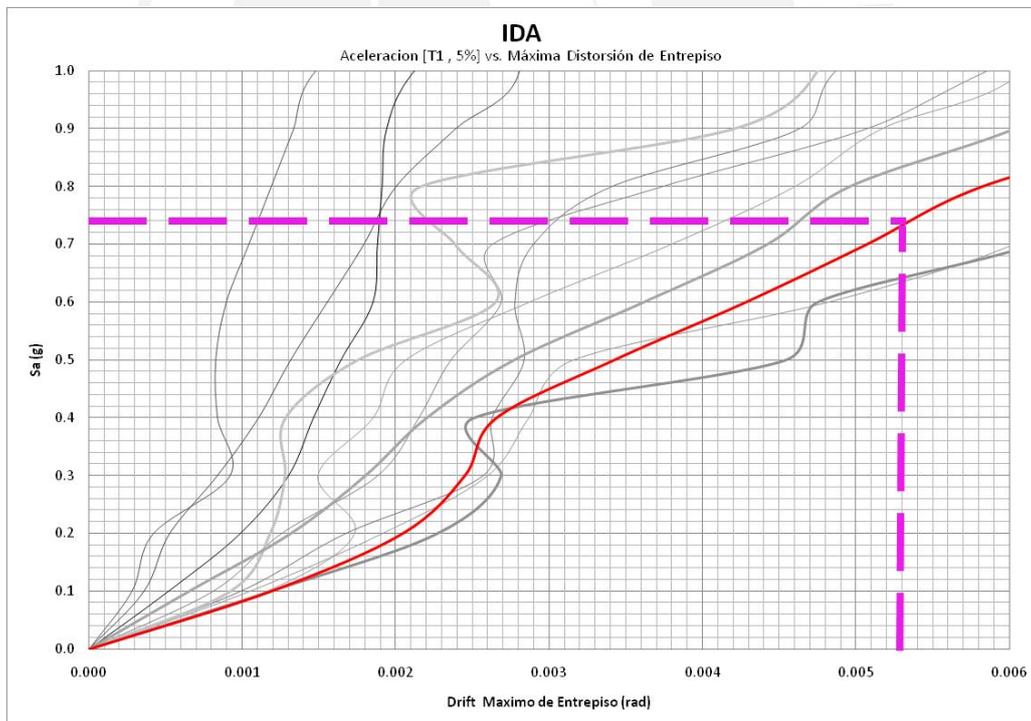
Evaluación del desempeño del modulo analizado

La evaluación del desempeño estructural por consideraciones de respuestas basadas en desplazamientos, requiere definir cuáles son los niveles de distorsión de entrepiso que son tolerables, según el material predominante y el sistema estructural representativo. En el caso de nuestro colegio vemos que el lado débil de la estructura se da en el sentido X-X, con un sistema de pórticos dúctiles de concreto armado. Por lo tanto tenemos la siguiente tabla para establecer los niveles aceptables (Gobarah, 2004) de desempeño.

Criterios de Desempeño Estructural			
	Operativo	Resguardo de Vida	Prevención de Colapso
Ocasional $S_a[0.15s,5\%]=0.6$ 0g	<0.01		
Raro $S_a[0.15s,5\%]=0.7$ 4g		<0.018	
Muy Raro $S_a[0.15s,5\%]=0.9$ 1g			<0.03

Tabla 6-2: Rangos del Desempeño Estructural

Si trazamos una línea horizontal (Figura 6-8) en la ordenada de 0.74g que corresponde al nivel de peligro “Raro”, esta se cruza con la media geométrica en un valor corresponde a un drift de 0.0053. Esto se interpreta como que tenemos un 84% de confianza de que la



respuesta estructural ante una demanda sísmica que tenga un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años, no exceda una distorsión de entrepiso de 0.005.

Figura 6-8: Desempeño del Colegio Ante un Nivel de Peligro Raro

Es evidente que para los niveles de peligro de la Tabla 6-2, las respuestas que presenta la estructura son totalmente satisfactorias.

Queda una incógnita, que es interesante de considerar. En la determinación de S_a , de acuerdo a nuestra norma E.030, consideraríamos lo siguiente:

- $Z=0.40g$
- $U=1.50$

Interpretamos esto como que el factor U se aplica al valor Z (que no es otra cosa que el APS), para generar un mayor peligro, que el Centro Educativo debe de enfrentar, satisfaciendo las distorsiones que en este caso se fijan en 0.007.

Para una aceleración pico del suelo de $1.50 \times 0.40g = 0.60g$, considerando que mantenemos un 10% de probabilidad de excedencia, la vida útil sería de 175 años y el periodo de retorno de 1600 años, aproximadamente, esto implicaría una probabilidad anual de excedencia de 0.000625 y de la curva de peligro respectiva, S_a tendría un valor de 1.12g. Este valor de aceleración espectral implicaría, de la Figura 6-9 una respuesta estructural con una deriva de entrepiso de 0.0051 con un 50% de nivel de confianza.

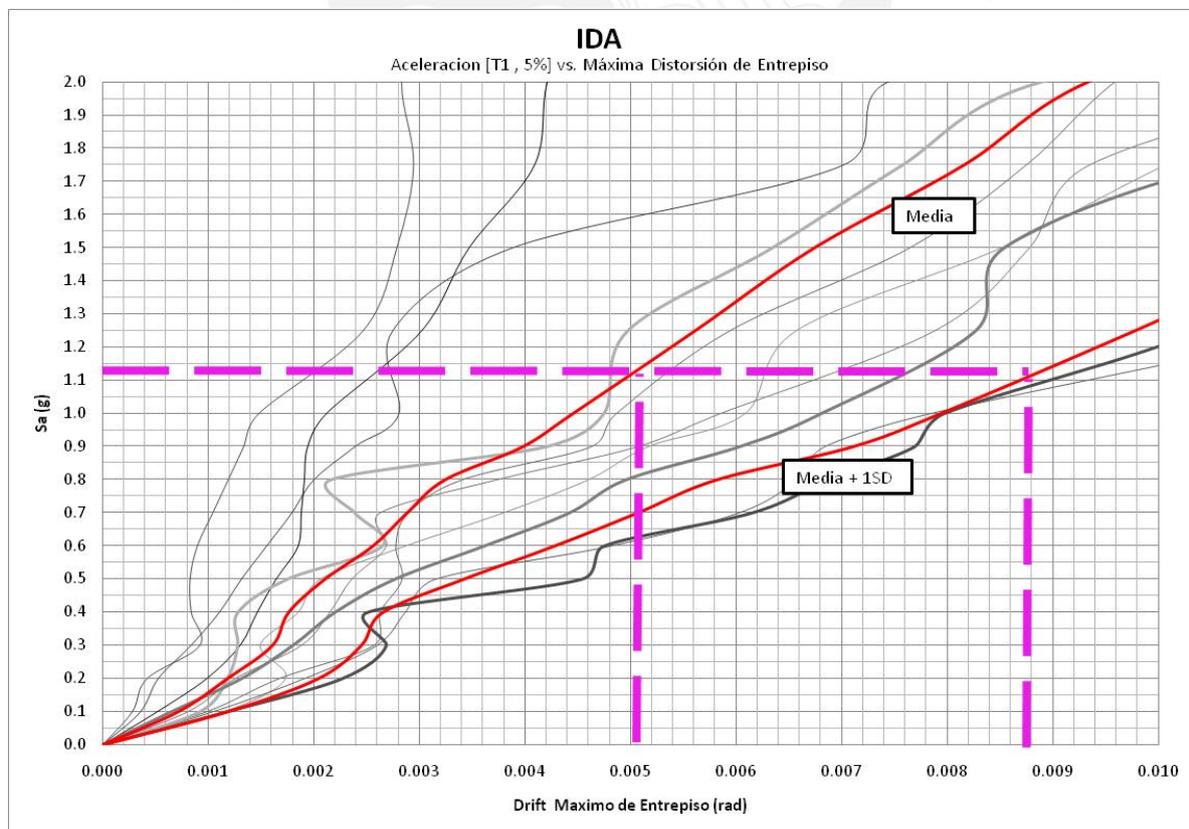


Figura 6-9: Desempeño del Colegio - Filosofía de la Norma E.030

Al considerar la media geométrica más una desviación estándar, es decir un nivel de confianza de 84% (similar a las ordenadas de aceleración del Espectro de Diseño de la Norma E.030), la respuesta es de 0.0088.

En la Figura 6-9 podemos visualizar el desempeño global de la estructura con un nivel de confianza de 84% y la sollicitación sísmica escalada en 1.5 por el tipo de uso de la estructura. La curva representa la media geométrica de la respuesta estructural, los puntos representan las respuestas ante los cuatro niveles de peligro sísmico que se consideran en la verificación del desempeño estructural.

Las líneas verticales representan las fronteras entre los niveles de desempeño que se asociarían con los niveles de peligro sísmico.

Como podemos observar, el desempeño ante los sismos más severos se encuentra dentro del resguardo de vida, lejos de un posible colapso.

La bibliografía disponible sobre esta estructura coincide en esta característica (Gálvez, 2002), incluso esta referencia había estimado niveles de vulnerabilidad global del orden del 4%, para la vida útil de 50 años y de 7% para 175 años.

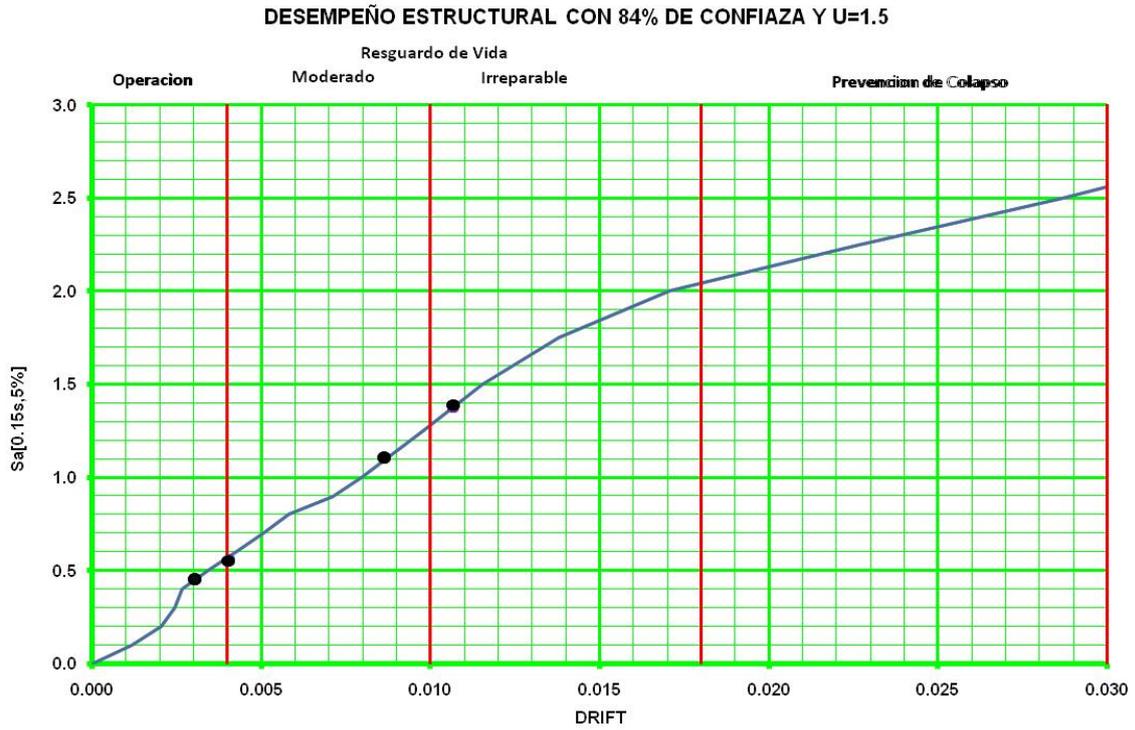


Figura 6-10: Desempeño Estructural del Colegio Analizado

Capítulo 7. Conclusiones y Recomendaciones.

Conclusiones

Sobre el procedimiento de análisis presentado

- El análisis no lineal es un procedimiento mucho más tedioso, pero que brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño.
- El análisis tiempo historia no lineal y la verificación basada en desempeño aún deben recorrer un camino largo antes de volverse una práctica común.
- El proceso de calibración permite reducir la incertidumbre en la respuesta del modelo debido a que los parámetros de control se determinan en base a ensayos reales.
- Se requiere contar con una base de datos de ensayos de laboratorio de materiales y elementos, así como conjuntos de registros sísmicos apropiados para poder aplicar adecuadamente la metodología descrita.
- Podemos observar que el análisis basado en desempeño es el único método que logra simular la disipación de la energía en los elementos y lograr dar respuestas tanto locales como globales.
- El uso de diversos registros sísmicos en análisis tiempo-historia demuestran que una estructura responde de manera distinta a cada uno de ellos, siendo esto conocido como la variabilidad de registro a registro en la respuesta estructural.

Sobre la estructura analizada

- La estructura demostró que su lado débil y con mayor tendencia a mostrar daños es en el sentido de los pórticos dúctiles.
- La falla se presenta en las columnas interiores de la edificación especialmente en el lado superior del primer piso.²
- Se concluye que la edificación cumple con los requerimientos de resistencia y rigidez estipuladas por la norma E.030.

² Mayor información en el apéndice D

- Observamos el siguiente desempeño estructural ante un nivel de confianza alto y diversos niveles de peligro: Ante demandas frecuentes y ocasionales obtenemos derivas menores al 0.40% estando dentro del nivel operacional. Ante un sismo raro obtenemos derivas de 0.85% estando dentro del nivel de resguardo de vida con daños moderados. Finalmente obtenemos que ante un sismo muy raro obtenemos 1.10% de deriva obteniendo algunos daños irreparables.
- Observamos que en ningún momento la estructura estuvo cerca de un colapso parcial para los niveles de peligro sísmico considerados.
- Por el desempeño estructural podemos afirmar que la estructura es robusta y puede ser optimizada para el uso y ubicación en el que se le ha analizado.

Recomendaciones

- Este tipo de análisis solo tiene utilidad en dos casos concretos: Cuando se va a verificar el diseño de una estructura de gran interés, por ejemplo hospitales o estadios, o cuando una misma estructura va a ser replicada varias veces como es el caso del presente colegio.
- Se recomienda que futuras tesis se enfoquen en hacer ensayos de distintos elementos estructurales que puedan servir como referencia para comparar resultados de modelos teóricos con la realidad, especialmente en sistemas de mampostería.
- Considera incluir tablas o criterios en la norma E.030 que permitan tomar en cuenta la degradación de la rigidez de los elementos dentro del rango inelástico debido a que tiene una gran sensibilidad en la respuesta estructural.
- Empezar a implementar poco a poco el uso de los procedimientos descritos en esta investigación. La actual normatividad no permite evaluar los daños que las estructuras podrían sufrir ante las demandas sísmicas consideradas en la Norma.

BIBLIOGRAFIA

ATC-63 Project; "QUANTIFICATION OF BUILDING SYSTEM PERFORMANCE AND RESPONSE PARAMETERS", Applied Technology Council, 2004.

ATC-58 Project; "GUIDELINES FOR SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF BUILDINGS", Applied Technology Council, 2009.

Benjamin, Jack R.; Cornell, Allin C.; "PROBABILITY, STATISTICS AND DECISION FOR CIVIL ENGINEERS", McGraw-Hill Book Company, ISBN 07-004549-6, 1970.

El Peruano, Diario Oficial; "REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES", 23 de Mayo del 2006.

FEMA-273; "NEHRP GUIDELINES FOR SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS", Building Seismic Safety Council, 1997.

FEMA-350; "RECOMMENDED SEISMIC DESIGN CRITERIA FOR NEW STEEL MOMENT-FRAME BUILDINGS", SAC Joint Venture, 2000.

FEMA-368; "NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES", Building Seismic Safety Council, 2001.

FEMA-461; "INTERIM TESTING PROTOCOLS FOR DETERMINING THE SEISMIC PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF STRUCTURAL AND NONSTRUCTURAL COMPONENTS", APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 2007.

FEMA-P440A; "EFFECTS OF STRENGTH AND STIFFNESS DEGRADATION ON SEISMIC RESPONSE", APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 2009.

Gálvez, A; "EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOCALES ESCOLARES EN LA COSTA PERUANA", Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Rosario, 2002.

Ghobarah, Ahmed; "ON DRIFT LIMITS ASSOCIATED WITH DIFFERENT DAMAGE LEVELS", Bled Conference, Slovenia, 2004.

Kalkan. Erol; Chopra, Anil K; "PRACTICAL GUIDELINES TO SELECT AND SCALE EARTHQUAKE RECORDS FOR NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS OF STRUCTURES", USGS AND EERI Open File Report, 2009.

Kangning Li; "3D NONLINEAR STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM", CANNY Consultants, 2010.

Lestuzzi, Pierino; Schwab, Philippe; Koller, Martin y Lacave, Corinne; "HOW TO CHOOSE EARTHQUAKE RECORDINGS FOR NON-LINEAR SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURES", 13TH World Conference on Earthquake Engineering, 2004.

Muñoz, A; Blondet, M; Quintana, U y León, H; "DESEMPEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICACIONES ESCOLARES PERUANAS", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos, 2003.

Pacific Earthquake Engineering Research Center; "PEER STRUCTURAL PERFORMANCE DATABASE", University of California, Berkeley, 2011.

San Bartolomé, Angel; "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA REFORZADOS CON CANASTILLAS DÚCTILES Y ELECTROSOLDADAS", PUCP, 2007.

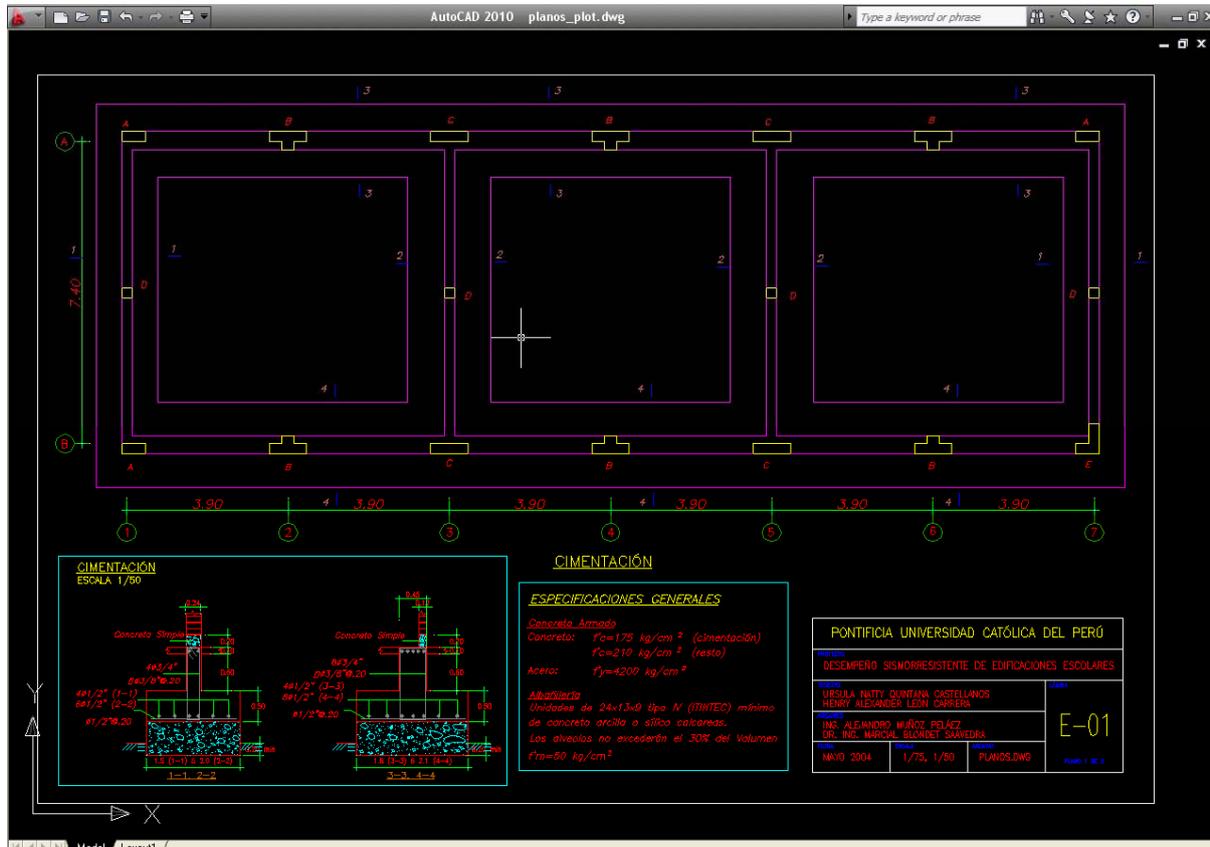
Shome, Nilesh; "PROBABILISTIC SEISMIC DEMAND ANALYSIS OF NONLINEAR STRUCTURES", PhD Thesis, Stanford University, 1999.

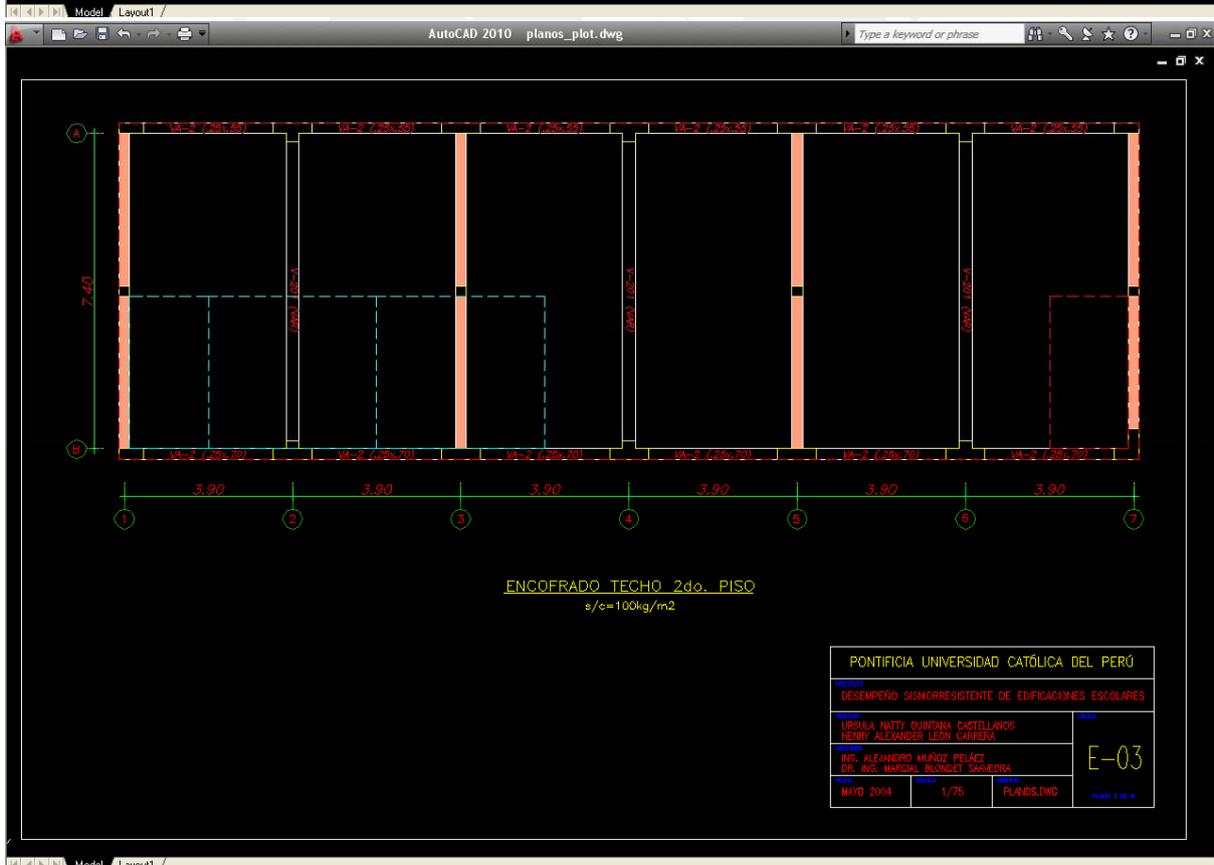
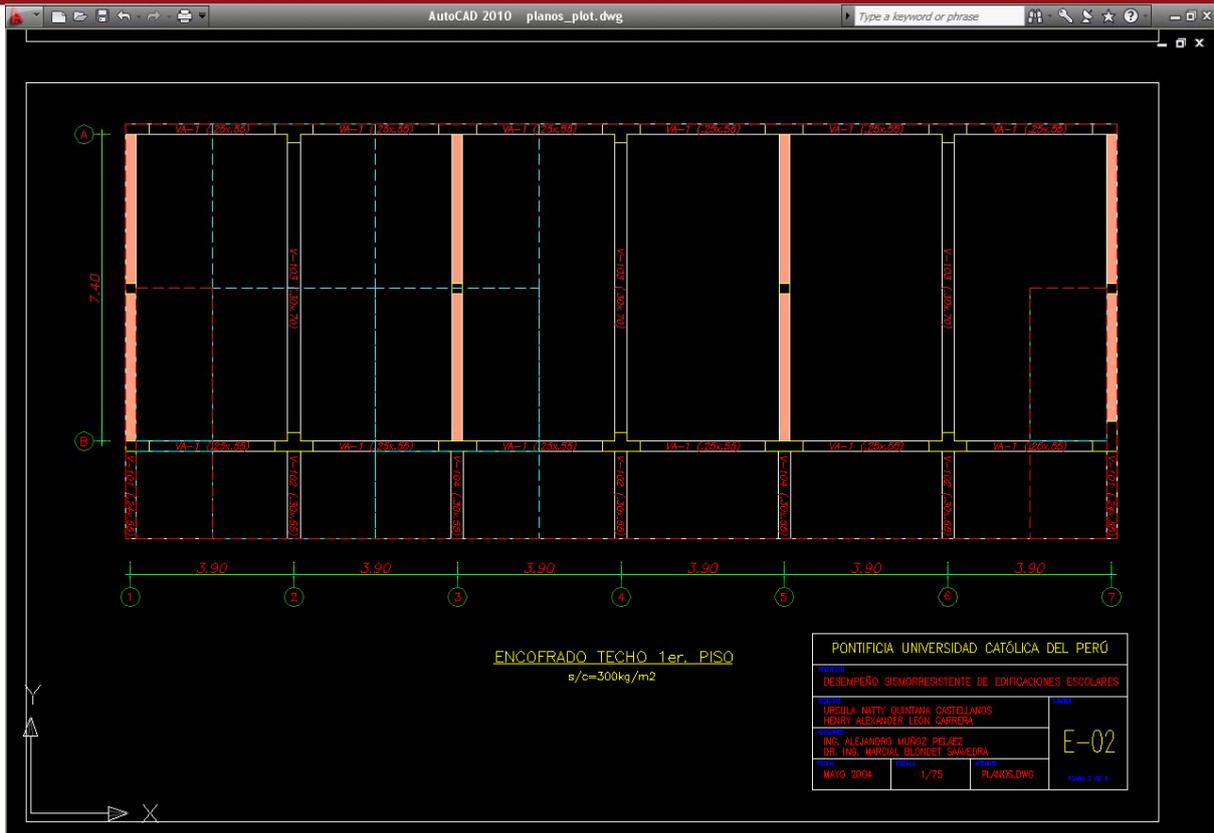
Vamvatsikos, Dimitros; "SEISMIC PERFORMANCE, CAPACITY AND RELIABILITY OF STRUCTURES AS SEEN THROUGH INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS", PhD Thesis, Stanford University, 2002.

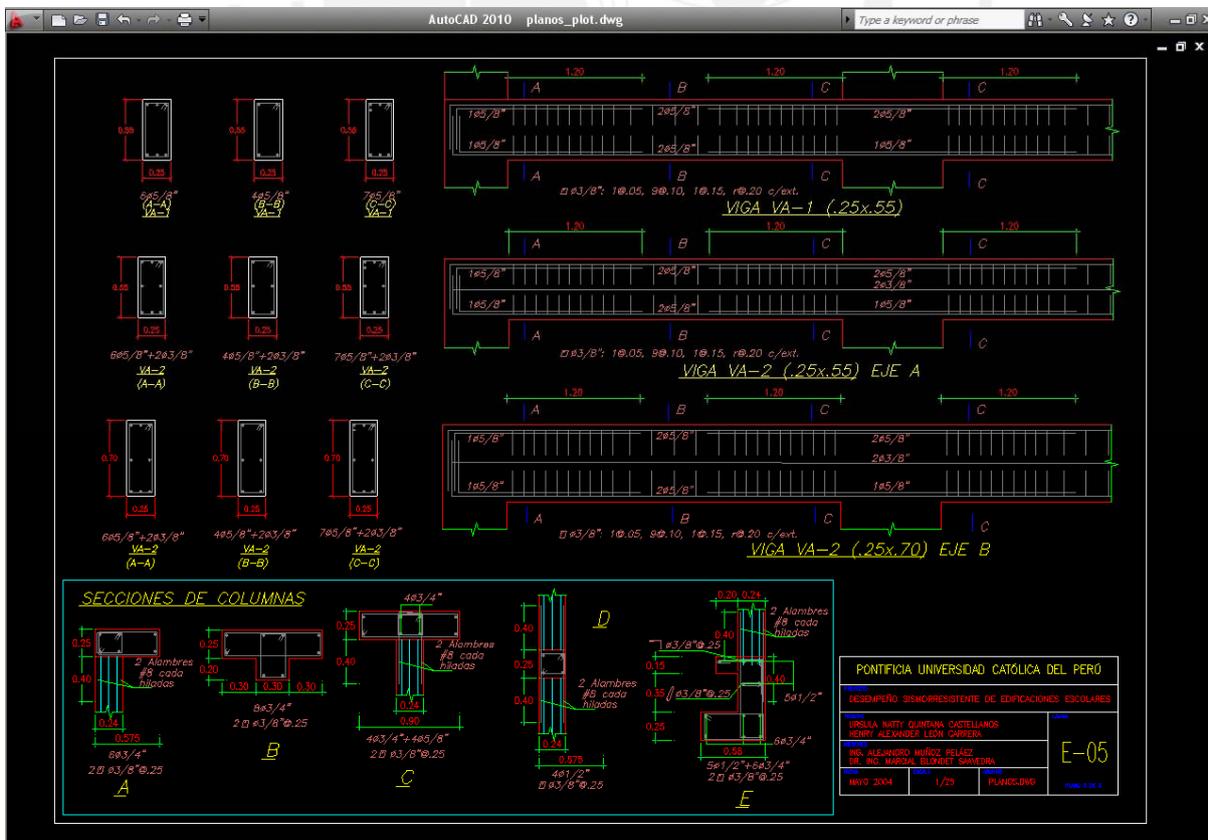
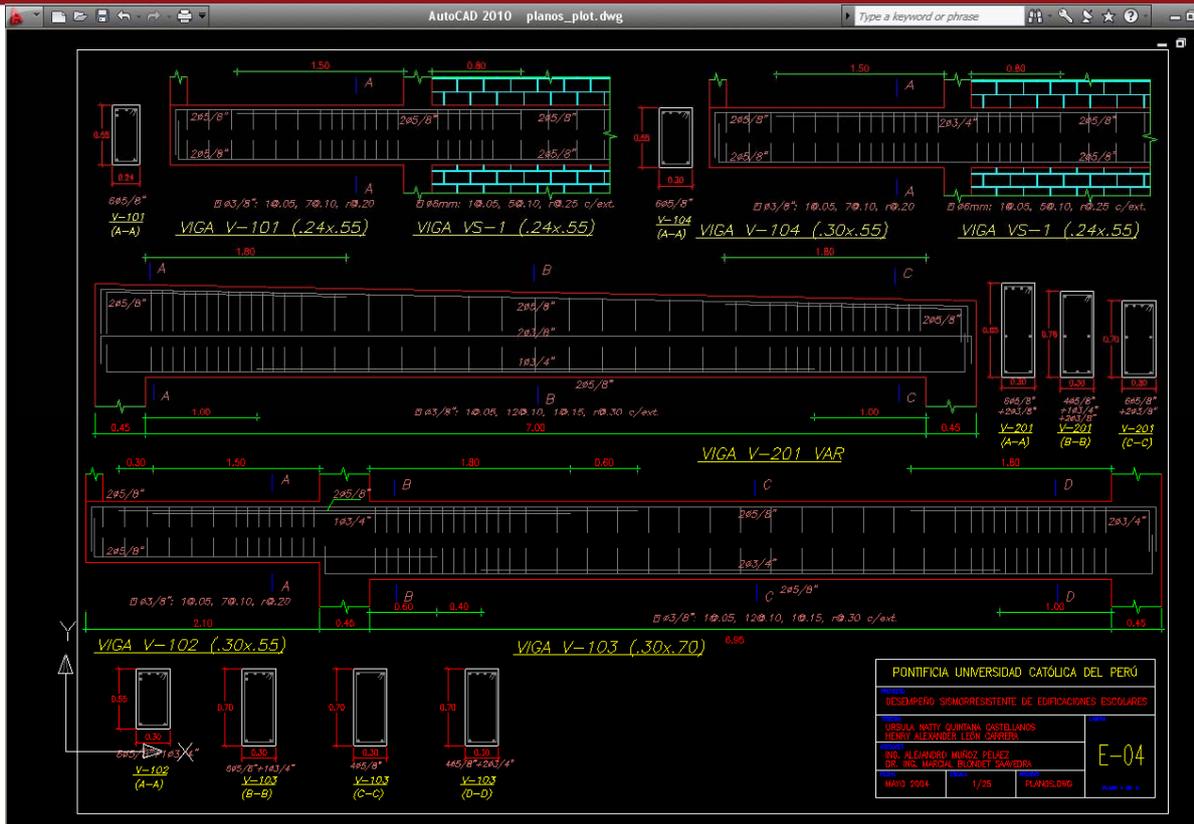
Villaverde, Roberto; "METHODS TO ASSESS THE SEISMIC COLLAPSE CAPACITY OF BUILDINGS STRUCTURES: STATE OF THE ART", Journal of Structural Engineering, 2007.

Zavala, Carlos; Chang, Leslie y Arellano, Eduardo; "FACTIBILIDAD DE USO DE MALLAS ELECTROSOLDAS EN ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA", UNI, 2007.

APENDICE A: Planos de Estructuras







APENDICE B: Archivo de Datos Calibración Muro M1

09-Junio-2009
Title=SAN BARTOLOME-PRODAC-ALBANILERIA-MURO M1
Unit system: kN mm sec

//analysis control data
static analysis automatic loading

gravity acceleration = 9810.0
required modes to extract = 1
mode extraction at every 10 steps
/*element damping based on element initial stiffness
output damage info
output all node displacement
output all elements
output step interval 1

/*overall iteration limit = 2
/*relative tolerance = 0.005 (to structural weight)

relative displacement limit = 0.025
MS element (0.0001, 0.05) equilibration step = 20

//Static event
loading direction =0
destination displacement 0.029447 increment 0.029447
destination displacement 0.030122 increment 0.000675
destination displacement 0.029331 increment -0.000791
destination displacement 0.029009 increment -0.000322
destination displacement 0.030061 increment 0.001052
destination displacement 0.029639 increment -0.000422
destination displacement 0.029221 increment -0.000418
destination displacement 0.030102 increment 0.000881
destination displacement 0.029044 increment -0.001058
destination displacement 0.029316 increment 0.000272
destination displacement 0.029351 increment 0.000035
destination displacement 0.029085 increment -0.000266
destination displacement 0.029528 increment 0.000443
destination displacement 0.029603 increment 0.000075
destination displacement 0.029085 increment -0.000518
destination displacement 0.030736 increment 0.001651
destination displacement 0.029372 increment -0.001364
.....
.....
destination displacement -10.763 increment 0.34457
destination displacement -10.02 increment 0.74327
destination displacement -9.3622 increment 0.6577
destination displacement -9.2007 increment 0.16156
destination displacement -9.1816 increment 0.019058
destination displacement -9.1793 increment 0.002272
destination displacement -9.1799 increment -0.0006
destination displacement -9.1802 increment -0.000231
//

//floor, unit(kN mm)
2F Z=2400.0 Lf=1.0

```

1F Z=0
//
//frame, unit(kN mm)
X1 0
X2 2400.0
Y1 0
//
//supernode, unit(kN mm)
R2(TX) 2F G(1200.0 0 2400.0) W=10.4 J=0 /m
R1(ND) 1F G(1200.0 0 2400.0) W=10.4 J=0 /m
//
//node DOF, unit(kN mm)
default node DOFs: TXTZRY
node X1 Y1 1F prescribed TXTZRY
node X2 Y1 1F prescribed TXTZRY
R1 prescribed TX
//
//node location, unit(kN mm)
X1 Y1 2F
X2 Y1 2F
X1 Y1 1F
X2 Y1 1F
//
//node weight, unit(kN mm)
//
//beam, unit(kN m)
Option (no shear, no torsion, moment-curvature relation)
X1-X2 Y1 2F SG1
//
//column, unit(kN m)
Option (no torsion, in MS model, in moment-curvature relation)
X1 Y1 1F-2F SC1
X2 Y1 1F-2F SC1
//
//shear element, unit(kN mm)
X1-X2 Y1 1F-2F x(U1 U2)
//
//material property, unit(kip in)
S-3 SR4 32583.1 16291.6 T(-65.166 1.64 78.33 0.00001) U(1.5 1.5) P(0.25 5.0 5.0)
S-4 SR4 33744.2 16872.1 T(-67.488 1.62 84.19 0.00001) U(4.52 4.52) P(0.25 5.0 5.0)
S-12 SR4 32583.1 16291.6 T(-65.166 1.58 91.22 0.00001) U(5.69 5.69) P(0.25 5.0 5.0)
CM77 CE4 1873.7 802.6 C(1.0958 0.002) U(0.921 1.721) cc.U(1.0 3.0)
CM144 CE4 2526.8 1082.7 C(1.9927 0.002) U(0.808 1.721) cc.U(1.0 3.0)
CM175 CE4 3071.1 1316.4 C(2.4209 0.0019) U(0.804 1.721) cc.U(0.804 3.0)
CM210 CE4 3094.3 1326.5 C(2.9898 0.001953) U(0.803 1.762) cc.U(1.0 4.0)
CM280 CE4 3573.3 1531.2 C(3.9869 0.001837) U(0.602 1.874) cc.U(1.0 4.0)
Ud6 0.0496
U#3 0.11005
U#4 0.19995
Ud12 0.17515
//
//member section, unit(kN mm)
option(ACI standard)
option(confinement 3.8 0.033 11.2 0.018)
option(MC 0.5 0.85)
SG1 (100 50 4 +y >c
Factor(pz=0.1)
rectangle(200.0 130.0, 0 0, 90.0) S-3(2 2 U#3 20.0) S-3(Ud6@150.0) CM175 /c /s
SC1 (1000 50 4 +x +y =xy

```

```
rectangle(200.0 130.0) S-3(2 2 U#3 20.0) S-3(Ud6@150.0) CM175 /c /s  
//  
//HD, unit(kN mm)  
U1 CA4 2.24 374400 C(65 87.5) Y(135 162.5) A(0.075 0.071) B(-0.008 -0.011) G(-0.006 -0.009)  
U(5.4 5.27) P(3 0.1 0.5)/c  
U2 EL1 5.60 312000  
//
```



APENDICE C: Archivo de Datos Modelo CANNY

New CANNY data file created at Fri May 22 19:21:58 2009

/*archivo final 28/07/09

Title=TESIS VGC - COLEGIO - PUCP

Unit system: kN m sec

//analysis control data
dynamic analysis

gravity acceleration = 9.805

required modes to extract = 6

mode extraction at every 10 steps

output damage info support reactions

output all node displacement acceleration velocity

output all elements

output step interval 4

/* el valor cambia con respecto al escalamiento utilizado para que no salgan archivos muy grandes

overall iteration limit = 20

relative tolerance = 0.005 (to structural weight)

Equilibrating axial force of MS element 0.0001, 0.05

/*relative displacement limit = 0.04

//Dynamic event

start time at 0

end time at .25

/*element damping based on element initial stiffness

damping coefficient 0.00119[K]+2.09[M]+0[K0]

/* ak=e/w1 am=exw1 e=5% amortiguamiento w1=41.9 T1=0.15s w1 frecuencia circular ref varela canny

computation step = 10

factor 57.22 TX file = C:\CANNY\EQ\PERU\7044 Directo Gals.ACC

factor 47.32 TY file = C:\CANNY\EQ\PERU\7045 Directo Gals.ACC

//

//floor, unit(kN m)

3F Z=6.7 Lf=0.33333 Df=0.33333 FC

2F Z=3.35 Lf=0.16667 Df=0.16667 FC

1F Z=0 FC

//

//frame, unit(kN m)

X1 0

X2 3.9

X3 7.8

X4 11.7

X5 15.6

X6 19.5

X7 23.4

Y1 0

Y2 3.7

Y3 7.4

//

```
//supernode, unit(kN m)
R3(TXTYRZ) 3F G(11.7 3.7 6.7) Wx=1278 Wy=1278 Jz=55538 /m
R2(TXTYRZ) 2F G(11.7 3.7 3.35) Wx=1415 Wy=1415 Jz=61492 /m
/* pesos hallados con el metrado de carga del excel peso de nuedos
R1(ND) 1F G(11.7 3.7 0) Wx=1.0 Wy=1.0 Jz=1 /m
//
```

```
//node DOF, unit(kN m)
default node DOFs: 6DOF
node X1~X7 Y1~Y3 1F prescribed 6DOF
R1 prescribed 6DOF
//
```

```
//node location, unit(kN m)
X1 Y1~Y3 1F~3F
X3 Y1~Y3 1F~3F
X5 Y1~Y3 1F~3F
X7 Y1~Y3 1F~3F
X2 Y1 1F~3F
X2 Y3 1F~3F
X4 Y1 1F~3F
X4 Y3 1F~3F
X6 Y1 1F~3F
X6 Y3 1F~3F
```

```
//
/*//node weight, unit(kN m)
X1 Y1 3F W= 55.4537037
X1 Y2 3F W= 110.9074074
X1 Y3 3F W= 55.4537037
X2 Y1 3F W= 110.9074074
X2 Y3 3F W= 110.9074074
X3 Y1 3F W= 110.9074074
X3 Y2 3F W= 221.8148149
X3 Y3 3F W= 110.9074074
X4 Y1 3F W= 110.9074074
X4 Y3 3F W= 110.9074074
X5 Y1 3F W= 110.9074074
X5 Y2 3F W= 221.8148149
X5 Y3 3F W= 110.9074074
X6 Y1 3F W= 110.9074074
X6 Y3 3F W= 110.9074074
X7 Y1 3F W= 55.4537037
X7 Y2 3F W= 110.9074074
X7 Y3 3F W= 55.4537037
X1 Y1 2F W= 55.4537037
X1 Y2 2F W= 110.9074074
X1 Y3 2F W= 55.4537037
X2 Y1 2F W= 110.9074074
X2 Y3 2F W= 110.9074074
X3 Y1 2F W= 110.9074074
X3 Y2 2F W= 221.8148149
X3 Y3 2F W= 110.9074074
X4 Y1 2F W= 110.9074074
X4 Y3 2F W= 110.9074074
X5 Y1 2F W= 110.9074074
X5 Y2 2F W= 221.8148149
X5 Y3 2F W= 110.9074074
X6 Y1 2F W= 110.9074074
```

X6 Y3 2F W= 110.9074074
 X7 Y1 2F W= 55.4537037
 X7 Y2 2F W= 110.9074074
 X7 Y3 2F W= 55.4537037

//

//beam, unit(kN m)

Option ()

X1 Y1-Y2 3F SVS-2
 X1 Y2-Y3 3F SVS-1
 X2 Y1-Y3 3F SV-201
 X4 Y1-Y3 3F SV-201
 X6 Y1-Y3 3F SV-201
 X3 Y1-Y2 3F SVS-1
 X3 Y2-Y3 3F SVS-1
 X5 Y1-Y2 3F SVS-1
 X5 Y2-Y3 3F SVS-1
 X7 Y1-Y2 3F SVS-1
 X7 Y2-Y3 3F SVS-1
 X1 Y1-Y2 2F SVS-1
 X1 Y2-Y3 2F SVS-1
 X2 Y1-Y3 2F SV-103
 X4 Y1-Y3 2F SV-103
 X6 Y1-Y3 2F SV-103
 X3 Y1-Y2 2F SVS-1
 X3 Y2-Y3 2F SVS-1
 X5 Y1-Y2 2F SVS-1
 X5 Y2-Y3 2F SVS-1
 X7 Y1-Y2 2F SVS-1
 X7 Y2-Y3 2F SVS-1

X1~X7 Y1 3F SVAP-2

X1~X7 Y3 3F SVA-2

X1~X7 Y1 2F SVA-1

X1~X7 Y3 2F SVA-1

//

//column, unit(kN m)

Option (MS,MC)

X1 Y1 2F-3F SCA
 X1 Y2 2F-3F SCD
 X1 Y3 2F-3F SCA
 X2 Y1 2F-3F SCB1
 X2 Y3 2F-3F SCB3
 X3 Y1 2F-3F SCC
 X3 Y2 2F-3F SCD
 X3 Y3 2F-3F SCC
 X4 Y1 2F-3F SCB1
 X4 Y3 2F-3F SCB3
 X5 Y1 2F-3F SCC
 X5 Y2 2F-3F SCD
 X5 Y3 2F-3F SCC
 X6 Y1 2F-3F SCB1
 X6 Y3 2F-3F SCB3
 X7 Y1 2F-3F SCE
 X7 Y2 2F-3F SCD
 X7 Y3 2F-3F SCA
 X1 Y1 1F-2F SCA

```

X1 Y2 1F-2F SCD
X1 Y3 1F-2F SCA
X2 Y1 1F-2F SCB1
X2 Y3 1F-2F SCB3
X3 Y1 1F-2F SCC
X3 Y2 1F-2F SCD
X3 Y3 1F-2F SCC
X4 Y1 1F-2F SCB1
X4 Y3 1F-2F SCB3
X5 Y1 1F-2F SCC
X5 Y2 1F-2F SCD
X5 Y3 1F-2F SCC
X6 Y1 1F-2F SCB1
X6 Y3 1F-2F SCB3
X7 Y1 1F-2F SCE
X7 Y2 1F-2F SCD
X7 Y3 1F-2F SCA
//
//shear element, unit(kN m)
Y1-Y2 X1 1F-2F x(U1 U2)
Y2-Y3 X1 1F-2F x(U1 U2)
Y1-Y2 X1 2F-3F x(U1 U2)
Y2-Y3 X1 2F-3F x(U1 U2)

Y1-Y2 X3 1F-2F x(U1 U2)
Y2-Y3 X3 1F-2F x(U1 U2)
Y1-Y2 X3 2F-3F x(U1 U2)
Y2-Y3 X3 2F-3F x(U1 U2)

Y1-Y2 X5 1F-2F x(U1 U2)
Y2-Y3 X5 1F-2F x(U1 U2)
Y1-Y2 X5 2F-3F x(U1 U2)
Y2-Y3 X5 2F-3F x(U1 U2)

Y1-Y2 X7 1F-2F x(U1 U2)
Y2-Y3 X7 1F-2F x(U1 U2)
Y1-Y2 X7 2F-3F x(U1 U2)
Y2-Y3 X7 2F-3F x(U1 U2)

//material property, unit(kN mm)
S-T SR4 224.5 112.25 T(-0.449 1.64 78.33 0.00001) U(1.5 1.5) P(0.0 3.0 0.0)* ES-Tribos
S-L SR4 224.5 112.25 T(-0.449 1.1 91.22 0.00001) U(5.69 5.69) P(0.0 3.0 0.0)* Longitudinal
C274 CE4 27.54 11.48 C(0.02058 0.001837) U(0.1 2.0) cc.U(0.2 9.0)
Ud10 78.54
Ud12 129
Ud16 200
Ud19 284
//
//member section, unit(kN m)
option(Chinese code reduce center)
option(confinement 3.8 0.033 11.2 0.018)
option(MC 0.5 0.85)
/* SECCIONES REALES DE COLUMNAS POR DEFINIR

stiffness (flexural U3)
SCA (1000 50)*ok
rectangle(0.575 0.25 0 0 0) S-L(2 2 0 0 Ud19, 0.03 0.20) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rebar S-L(Ud19,-.0695,-.095) L2@0@0.19 /s
    
```

stiffness (flexural U4)
SCB1 (1000 50)/*ok
rectangle(0.90 0.25 0 0 0) S-L(2 2 0 0 Ud19, 0.03, 0.350) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rectangle(0.30 0.20 0. 0.225 0) S-L(0 2 0 0 Ud19, 0.03, 0.350) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rebar S-L(Ud19,-.12,-.09) /s
/*rebar S-L(Ud19,-.12,.29)/s
rebar S-L(Ud19,.12,-.09)/s
/*rebar S-L(Ud19,.12,.29)/s

SCB3 (1000 50)/*ok
rectangle(0.90 0.25 0 0 0) S-L(2 2 0 0 Ud19, 0.03, 0.350) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rectangle(0.30 0.20 0. -0.225 0) S-L(2 0 0 0 Ud19, 0.03, 0.350) S-T(y4Ud10@0.1) C274
/*rebar S-L(Ud19,-.12,-.09) /s
rebar S-L(Ud19,-.12,.09)/s
/*rebar S-L(Ud19,.12,-.09)/s
rebar S-L(Ud19,.12,.09)/s

SCC (1000 50)/*ok
rectangle(0.90 0.25 0 0 0) S-L(2 2 0 0 Ud16, 0.03, 0.350) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rebar S-L(Ud19,-.08,-.09) /s
rebar S-L(Ud19,-.08,.09)/s
rebar S-L(Ud19,.08,-.09)/s
rebar S-L(Ud19,.08,.09)/s

SCE (1000 50)/*ok
rectangle(0.58 0.25 0 0 0) S-L(2 2 0 0 Ud19, 0.03, 0.350) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rectangle(0.24 0.50 0.1675 0.375 0) S-L(0 2 0 2 Ud12, 0.03, 0.200) S-T(y4Ud10@0.1) C274
rectangle(0.20 0.15 -0.0525 0.55 0) S-L(0 1 0 0 Ud12, 0.03, 0.350) C274 /*S-T(x1Ud10@0.25)
rebar S-L(Ud19,.08,.09)/s
rebar S-L(Ud19,.08,-.09)/s

Stiffness ()
SCD (1000 50)/*ok
rectangle(0.24 0.24 0 0 0) S-L(2 2 0 0 Ud12, 0.03 0.20) S-T(y4Ud10@0.1) C274

/* Secciones DE VIGAS Reales por definir

SVS-1 (1000 50)
Factor(pz=0.1)
rectangle(0.30 0.55) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274
SVS-2 (1000 50)
Factor(pz=0.1)
rectangle(0.30 0.55) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274
SV-103 (1000 50)
Factor(pz=0.1)
rectangle(0.30 0.78) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274
SV-201 (1000 50)
Factor(pz=0.1)
rectangle(0.30 0.78) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274

SVA-1 (1000 50)
Factor(pz=0.1)
rectangle(0.25 0.55) S-L(3 3 0 0 Ud16 0.03) S-T(Ud10@0.2) C274
rebar S-L(Ud16,-0.095,0.22)/s
rectangle(0.40 0.20 -0.325 0.175) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274 /* Ala para rigidizar Y-Y

/* Viga VA-1 Peralzada (0.25 x0.70)
SVAP-2 (1000 50)/*falta coregir cota superior, segun plano

Factor($p_z=0.1$)
 rectangle(0.25 0.70) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274
 rectangle(0.40 0.20 0.325 0.25) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274/* Ala para rigidizar Y-Y

SVA-2 (1000 50)
 Factor($p_z=0.1$)
 rectangle(0.25 0.55) S-L(5 5 Ud19 0.06) S-T(Ud10@0.2) C274

//

//HD, unit(kN m)

/* HD para columna A

U3 CA4 A(0.211 0.211) B(-0.005 -0.005) P(0 0 0) /s

/* HD para columna B,C y E, la D no se calibra por ser de confinamiento

U4 CA4 A(0.181 0.181) B(0.002 0.002) P(0 0 0) /s

/* HD para muros ladrillo

U1 CA4 9.81e05 0.888 C(218 218) Y(398 398) A(0.32 0.32) B(-0.01 -0.01) G(0 0) U(5.0 5.0) P(3 0.1 0.5)/c

/* valor $V_e=0.5 \times 7.14 \times 1 \times 24 \times 370=31702 \text{ kg}=311 \text{ kN}$ $f'm=50$ pero histeresis se hallo con $f'm=110$ segun PUCP

/* $C=0.7V_e$ y $Y=1.28V_e$

/* HD Axial

U2 EL1 5.60e06 0.888

//



APENDICE D: ALGUNOS RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

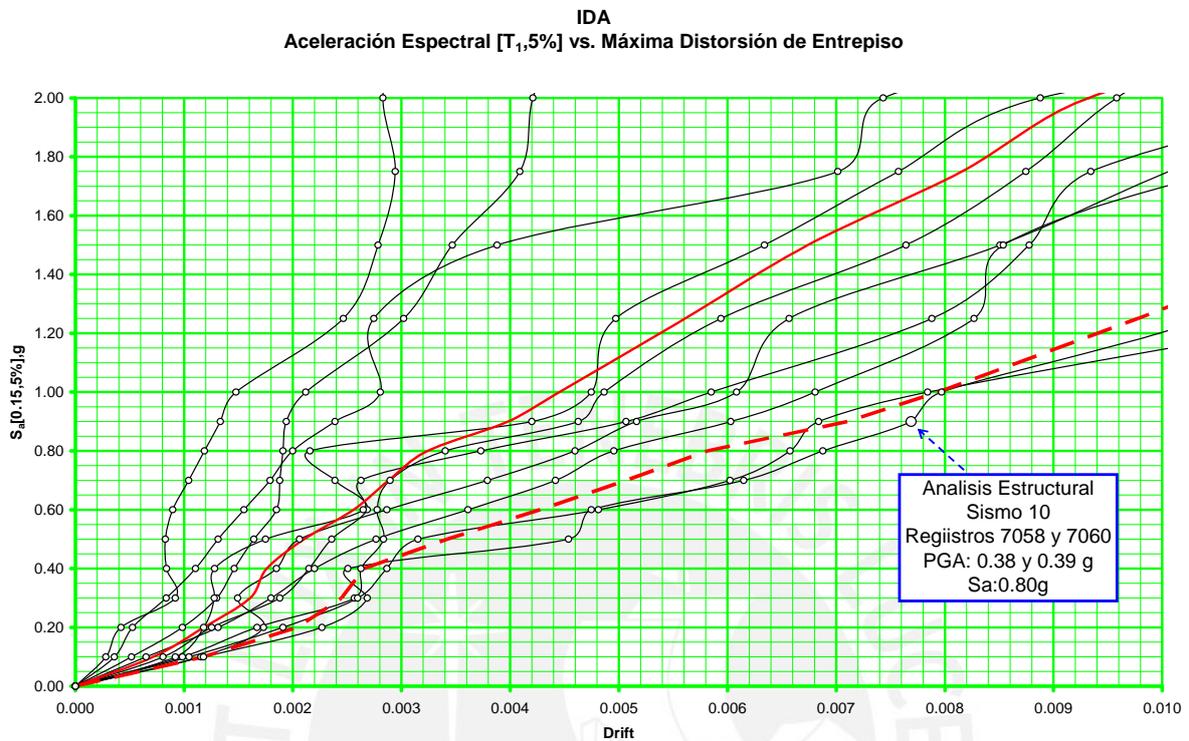


Figura D-1: Análisis Estructural Seleccionado para Mostrar Resultados

Hemos seleccionado uno de los puntos del IDA, que corresponde a un Nivel de Peligro “Raro”, pero que en la variabilidad de sismo a sismo representa el que mayor demanda ocasiona a la estructura. Mostramos a continuación la historia de los desplazamientos en el eje débil:

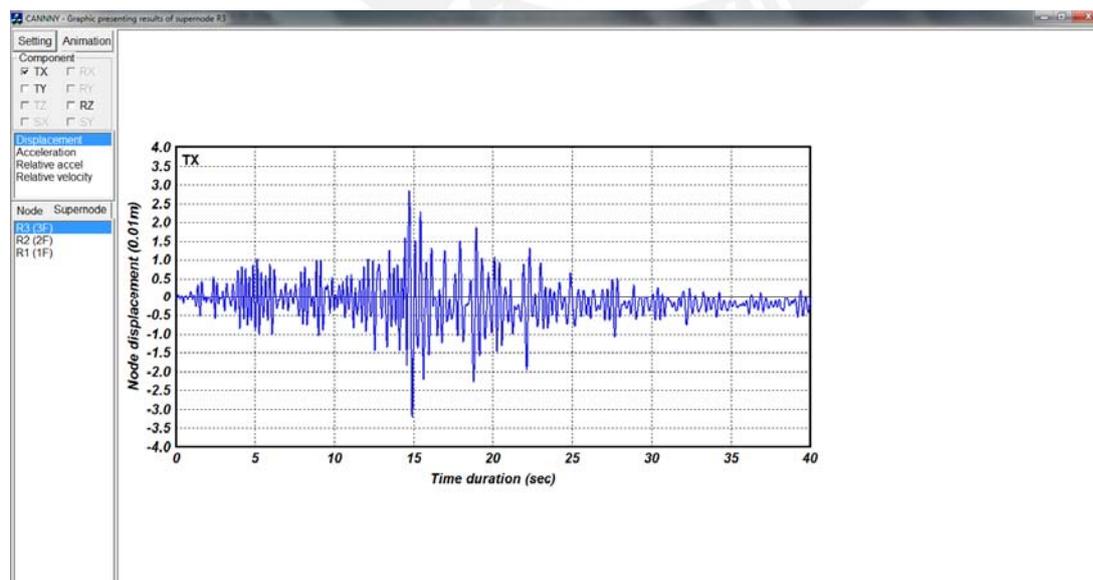


Figura D-2: Desplazamiento del Ultimo Nivel

A continuacion mostramos la deformada en el instante de maximo desplazamiento:

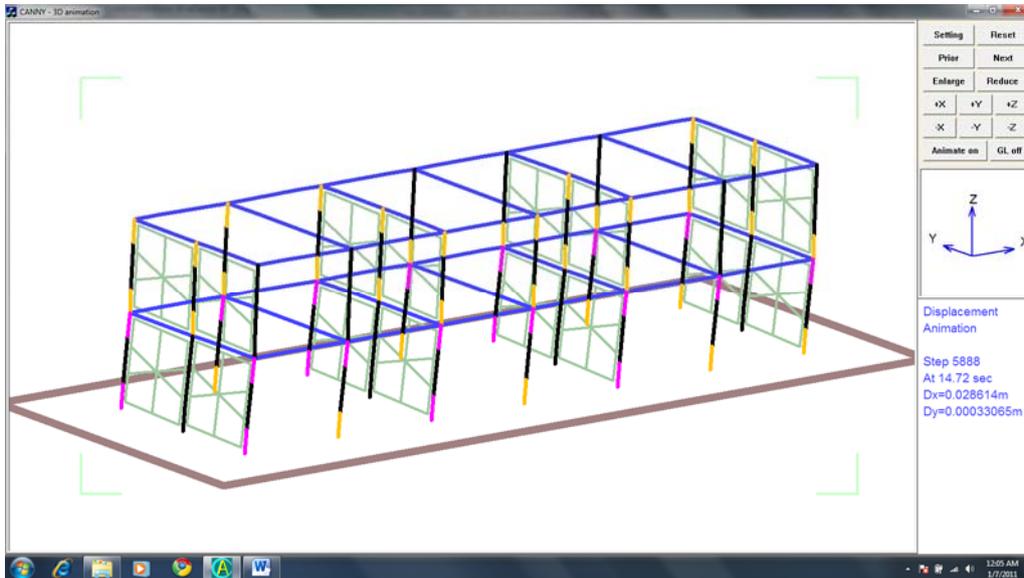


Figura D-3: Deformada en Instante de Maximo Desplazamiento

Veamos ahora la de la histeresis de los entrepisos:

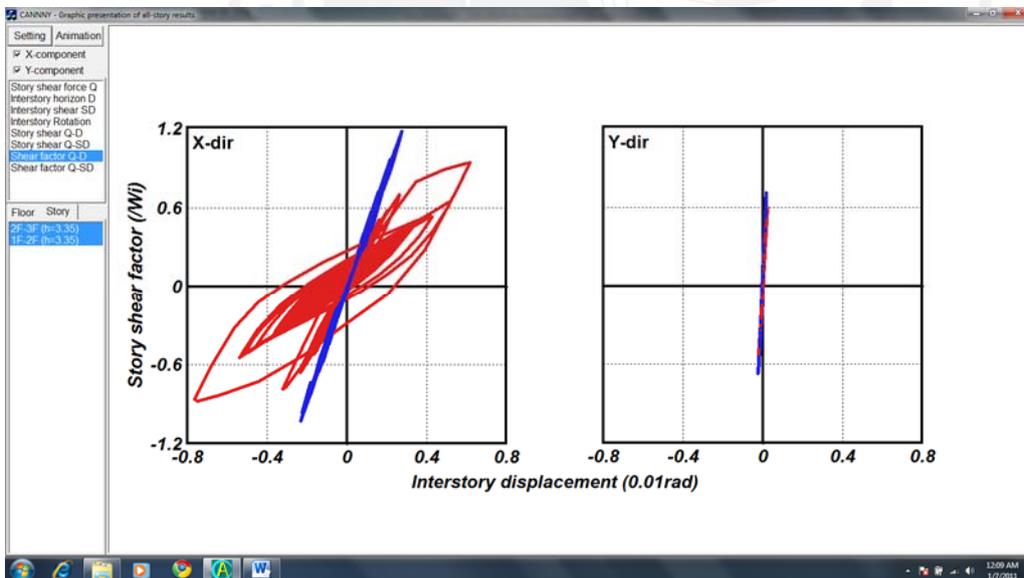


Figura D-4:Histeresis de Entrepiso

Podemos apreciar, en la Figura D-4, que en el sentido fuerte el comportamiento es lineal y elastico, mientras que en el sentido debil, en el primer nivel los lazos abiertos indican disipacion de energia, mientras que en el segundo nivel, es practicamente lineal y elastica.

CANNY - Text Presentation of Analysis Results

Column element results

Output Prior Next Max.Min. Damage MAX-MIN: 36 Column element (kN.m)

Name	Bending in y-z plane			Initial-end MS														
	M1	M2	Q	AF ratio	Flex ratio	Yield ratio	S min strain	S max strain	G max strain	AF ratio	Flex ratio	Yield ratio	S					
C1	0.76794	-3.1923	2.8783	-0.56374	0.80195	-0.82155	-0.21011	-0.0053746	0	-0.7948	0.1937	0.2612C	-0.21011	-0.0053744	0	-		
C2	0.92231	-0.14689	0.14732	-0.8945	0.13927	-0.2091	-0.14846	-0.0025492	0	-0.2580	0.0369	0.0864C	-0.14846	-0.0025493	0	-		
C3	11.037	-0.49819	0.52439	-5.4232	0.4262	-2.3259	-0.1735	-0.0039027	0	-0.6677	0.1967	0.2623C	-0.1735	-0.0039033	0	-		
C4	86.821	-0	0.15465	-75.949	0.32254	-8.2363	-0.11561	-0.0018685	0.125	-1.0456Y	0.3729	0.4680C	-0.11562	-0.0018685	0.125	-1		
C5	0.011354	-77.04	5.145	-0.28696	9.6285	-0.25115	-0.019416	-0.00031273	0	-0.8046	0.3094	0.3899C	-0.019423	-0.00031283	0	-		
C6	0.60229	-5.4599	3.4793	-0.55233	1.2894	-1.2171	-0.25714	-0.0048897	0.20661	-1.3377Y	0.2496	0.3186C	-0.25678	-0.0048897	0.20661	-1		
C7	0.60844	-0.12933	0.20702	-0.54896	0.15937	-0.19653	-0.20013	-0.0025649	0	-0.2569	0.0174	0.0505C	-0.20013	-0.0025649	0	-		
C8	0.11617	-22.732	30.999	-0.48829	0.43008	-3.639	-0.24015	-0.0029658	0.10331	-1.0870Y	0.2750	0.3512C	-0.24015	-0.0029655	0	-		
C9	83.072	-0	0.15768	-74.633	0.29524	-7.9072	-0.1259	-0.0019832	0.125	-1.0352Y	0.3698	0.4633C	-0.1259	-0.0019831	0.125	-1		
C10	0	-75.445	52.018	-0.31745	9.0409	-0.1818	-0.016435	-0.00034661	0	-0.8121	0.3102	0.3903C	-0.016444	-0.00034676	0	-		
C11	1.7218	-4.1699	3.442	-0.55255	0.92197	-1.5411	-0.2572	-0.0047205	0.20661	-1.3743Y	0.2612	0.3334C	-0.25671	-0.0047205	0.20661	-1		
C12	0.63451	-0.11147	0.23383	-0.63986	0.1808	-0.18652	-0.19257	-0.0024705	0	-0.2615	0.0179	0.0536C	-0.19257	-0.0024704	0	-		
C13	2.1361	-3.7058	11.025	-0.74014	0.34757	-2.8938	-0.21173	-0.003085	0.10331	-1.0141Y	0.2214	0.2786C	-0.21173	-0.0030852	0	-		
C14	87.898	-0	0.087593	-72.997	0.29385	-11.534	-0.12075	-0.0015377	0.125	-1.1039Y	0.3982	0.5003C	-0.12074	-0.0015377	0.25	-1		
C15	0	-77.916	51.004	-0.28599	9.6856	-0.21607	-0.01242	-0.00042137	0	-0.7976	0.3080	0.3876C	-0.012442	-0.00042136	0	-		
C16	100.09	-1.8598	7.0465	-44.378	1.0749	-22.407	-0.20467	-0.0023345	0	-0.8993	0.2653	0.3377C	-0.20467	-0.0023345	0	-		
C17	0.2279	-0.77328	0.12577	-1.2262	0.55765	-0.080141	-0.16509	-0.0019622	0	-0.2550	0.0298	0.0776C	-0.16509	-0.0019623	0	-		
C18	4.5217	-0.52556	3.9519	-1.1155	0.46131	-2.4252	-0.13764	-0.0042426	0	-0.7214	0.1937	0.2601C	-0.13766	-0.0042425	0	-		
C19	1.0708	-2.0832	0.95571	-1.8887	1.0068	-0.60479	-0.40713	-0.014603	1.7314	0.66667	-3.4673Y	0.3738	0.5346C	-0.4072	-0.014602	1.6287	0.66667	-1
C20	1.6575	-0.20741	1.0448	-0.30403	0.15355	-0.80681	-0.19407	-0.012476	0	-0.9990	0.1984	0.4061C	-0.19407	-0.012475	0	-		
C21	1.8994	-1.4158	1.908	-1.4097	0.84343	-0.86269	-0.33746	-0.010574	2.1637	0.66667	-4.2611Y	0.4245	0.7001C	-0.33729	-0.010574	1.1975	0.66667	-1
C22	48.554	-0.97231	0.1682	-53.895	6.4459	-1.046	-0.17866	-0.003464	0.5	-5.4150Y	0.7011	0.9049C	-0.17866	-0.003464	0.5	-		
C23	0.58394	-47.925	56.71	-0.6476	1.6859	-7.2612	-0.092341	-0.0022886	0.5	-5.3691Y	0.7022	0.9047C	-0.092341	-0.0022887	0.5	-		
C24	1.405	-2.2302	0.56486	-2.3422	1.3355	-0.58694	-0.43413	-0.0090257	1.6099	0.79339	-5.9243Y	0.5678	0.7768C	-0.43413	-0.0090247	1.0453	0.79339	-1
C25	0.93127	-0.5401	0.78546	-0.54703	0.32539	-0.51254	-0.20362	-0.014576	0	-0.9923	0.1929	0.3981C	-0.20363	-0.014576	0	-		
C26	2.5182	-1.6218	2.8461	-1.0204	0.72589	-1.6092	-0.42674	-0.0088114	1.6446	0.79339	-6.0491Y	0.5568	0.7695C	-0.42674	-0.0088113	0.5	-	
C27	47.27	-1.1046	0.42503	-53.874	6.0206	-1.0089	-0.20685	-0.0031615	0.5	-5.4910Y	0.6752	0.8727C	-0.20685	-0.0031616	0.5	-		
C28	0.58013	-48.494	55.233	-0.60113	1.4639	-8.0043	-0.11517	-0.0025028	1.1875	0.625	-5.2674Y	0.7198	0.9263C	-0.11516	-0.0025029	0.5	-	
C29	1.4726	-2.0912	0.64779	-2.2501	1.2684	-0.63184	-0.43344	-0.0088541	1.6072	0.79339	-5.9404Y	0.5752	0.7857C	-0.43344	-0.0088527	1.052	0.79339	-1
C30	0.927	-0.52877	0.86303	-0.41398	0.28077	-0.5343	-0.20502	-0.014365	0	-0.9886	0.1918	0.3962C	-0.20498	-0.014365	0	-		

Figura D-5: Resultados de Elementos Columna – Búsqueda de Daños

La columna mas demandada es la C29, mostramos a continuacion su comportamiento:

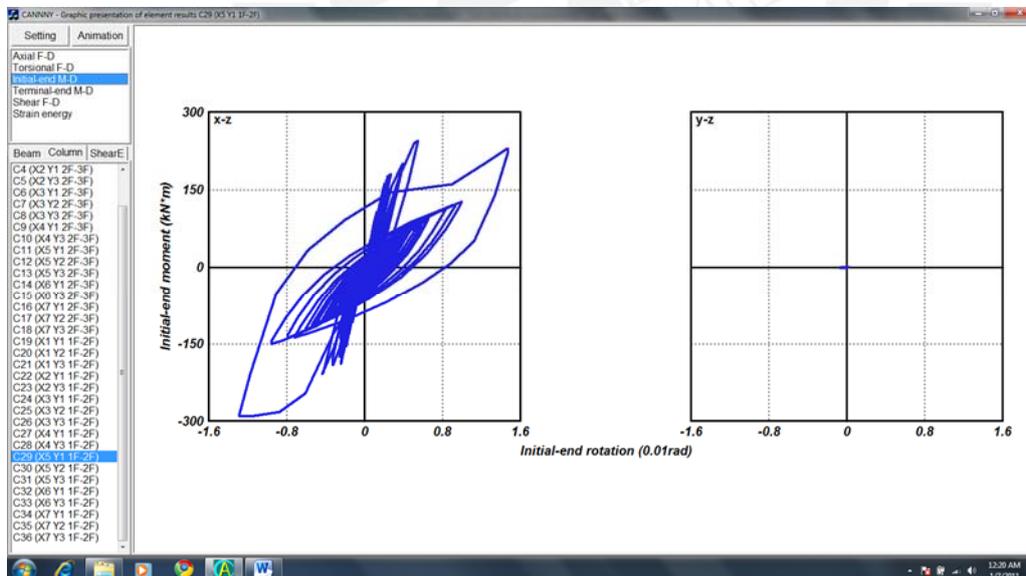


Figura D-6: Respuesta Momento – Rotacion de la Columna C29

Es evidente que el nivel de rotacion que presenta, implica daño en el elemento C29.

Veamos ahora la histéresis de uno de los paneles de albanilería:

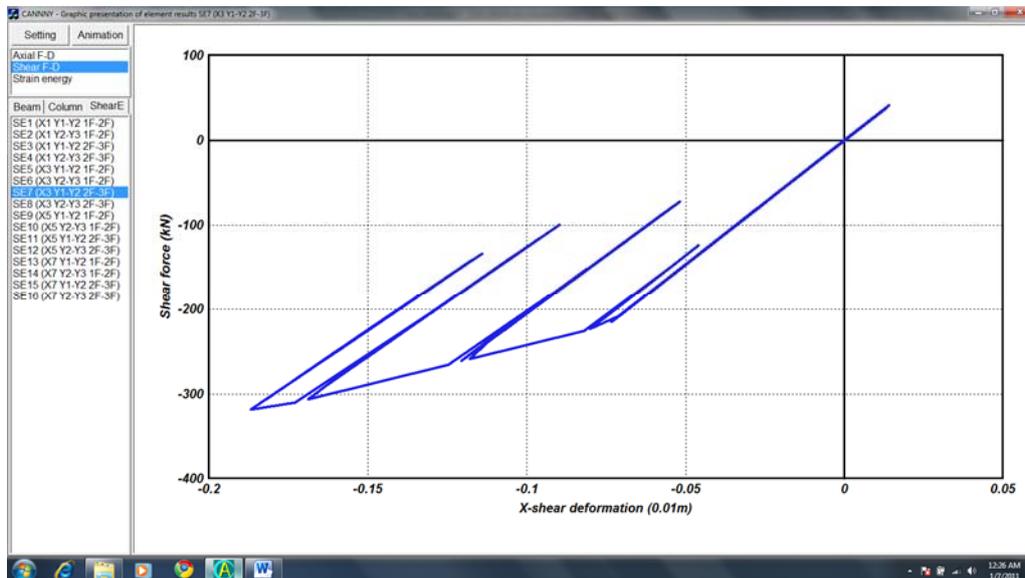


Figura D-7: Respuesta Fuerza Cortante – Deformación por Corte de Panel

Con una deformación por corte del orden de 2 mm, podemos ver en su curva de capacidad del modelo, que ha sobrepasado el punto de agrietamiento y fluencia, mostrando por lo tanto daños:

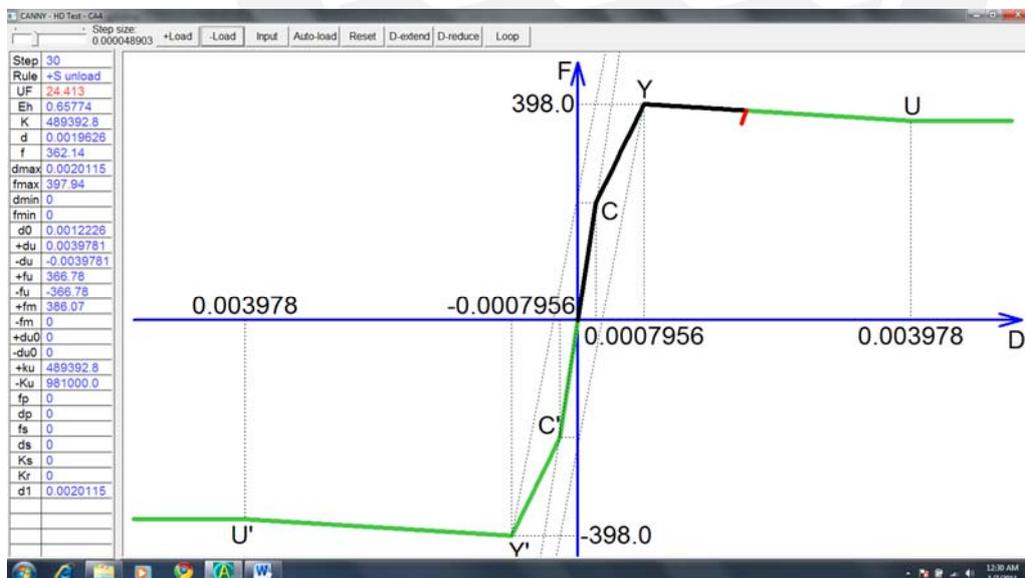


Figura D-8: Envoltura Ciclica de Modelo Histeretico de Paneles

Finalmente mostraremos las coordenadas globales y las secciones rectas de algunos elementos.

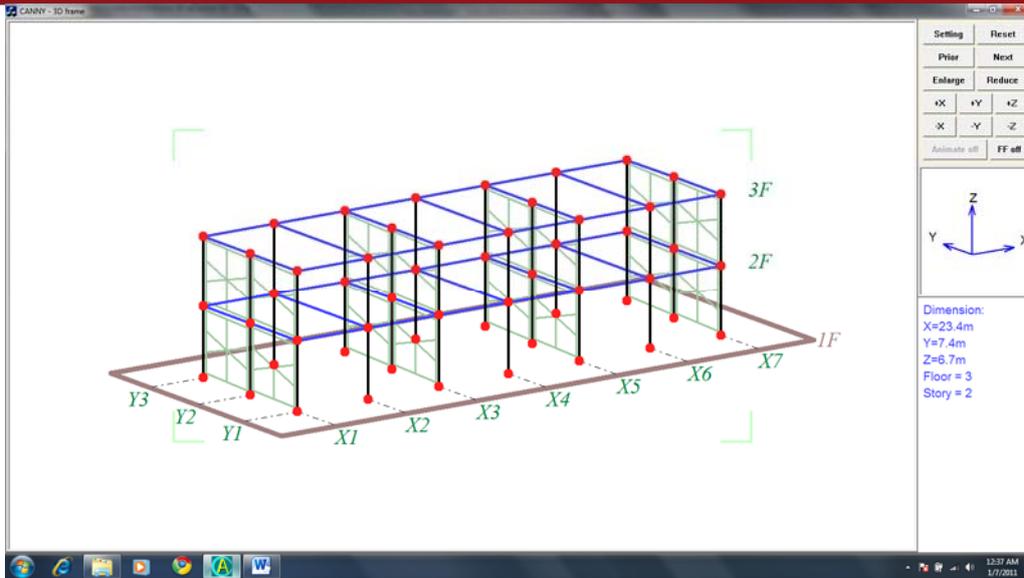


Figura D-9:Coordenadas Globales

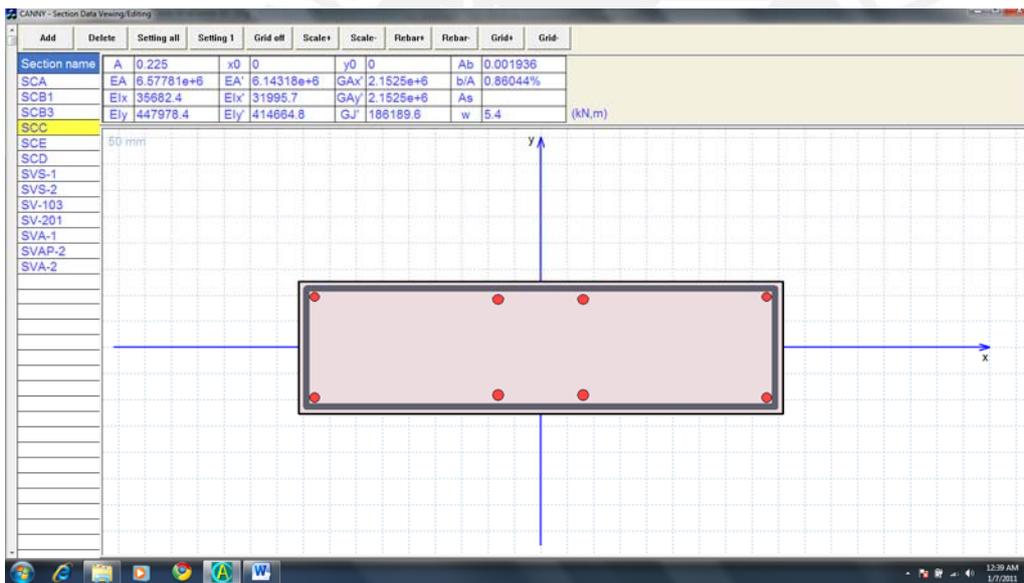


Figura D-10:Seccion Tipo SCC – Columna C29

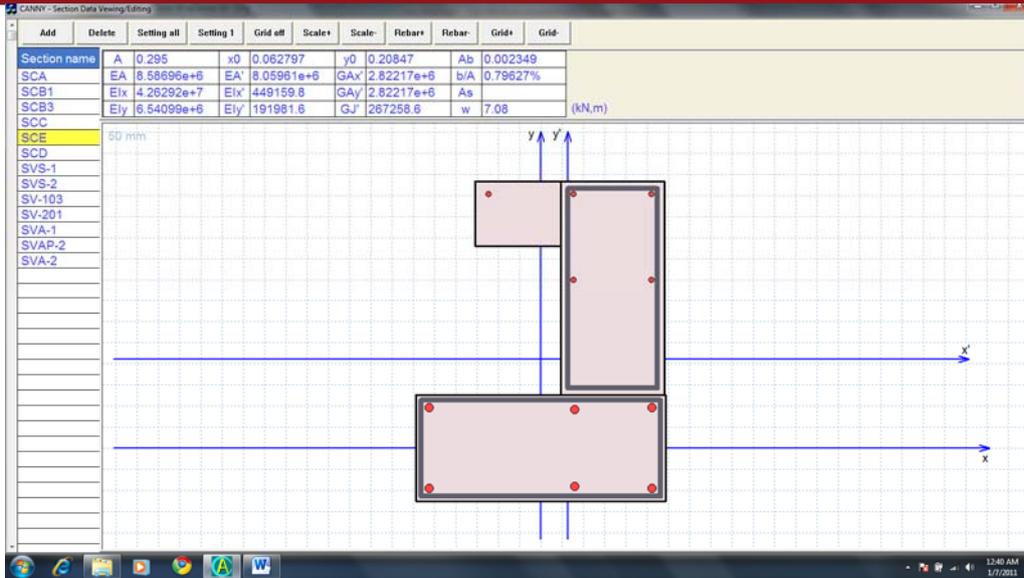


Figura D-11:Seccion Tipo SCE

Para concluir mostramos el Balance de la Energia procesada durante el Sismo:

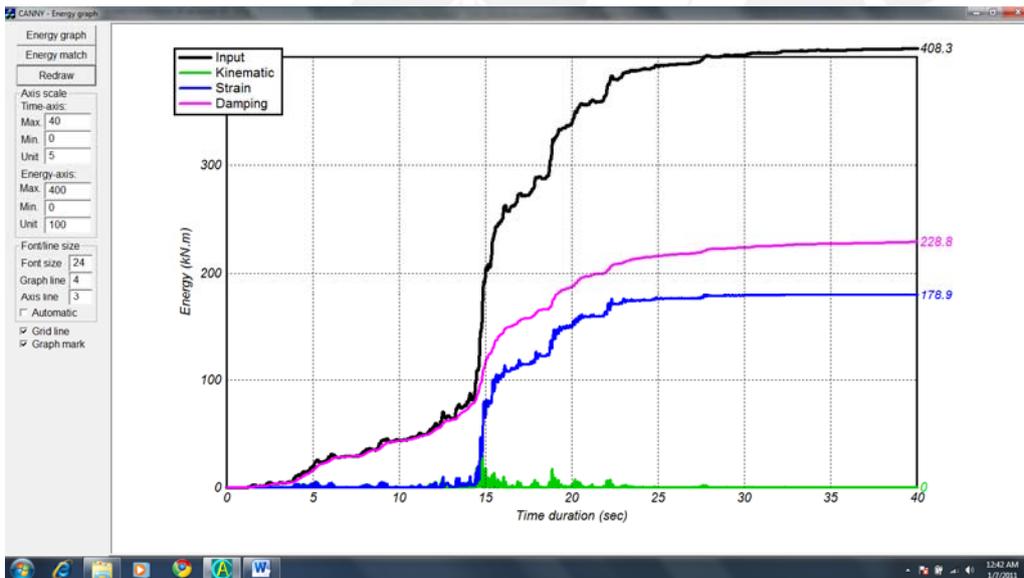


Figura D-12:Balance de Energia