



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Evaluación y diseño sísmico de  
edificios considerando métodos  
aproximados**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero civil**

**P R E S E N T A**

Marconi Rodríguez Aragón

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Amado Gustavo Ayala Milián

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## DEDICATORIA

### **A Dios:**

Por permitirme llegar hasta aquí y siempre estar a mi lado

### **A mis padres:**

María Isabel Aragón Zúñiga  
Joel Bernardo Rodríguez López

Por brindarme siempre ese apoyo y cariño incondicional,  
que día a día fueron motor para seguir adelante.

### **A mi hermano mayor**

Elmer Rodríguez Aragón  
Por enseñarme a siempre seguir adelante,  
no rendirme jamás e ir abriendo camino en la vida.

### **A mis amigas y amigos.**

Quienes me brindaron su amistad durante estos años de  
desarrollo académico,  
que sin ellos no hubiera sido posible.

“Procura ser tan grande que todos quieran alcanzarte y  
tan humilde que todos quieran estar contigo”  
Mahatma Gandhi

## **AGRADECIMIENTOS**

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por brindarme tanto académicamente al estar en sus aulas, por darme la oportunidad de conocer otras ciudades y por reunirme con personas excepcionales.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM**, por permitirme desarrollar mi trabajo de investigación en sus instalaciones, así como brindarme el apoyo económico.

A mi tutor el **Dr. A Gustavo Ayala Milián**, a su mano derecha el **Dr. Marco Antonio Escamilla García** por compartirme de su tiempo, sus conocimientos y su paciencia para poder lograr esto.

Al equipo de trabajo del **Dr. A Gustavo Ayala Milián**, por siempre apoyarme, brindarme su ayuda, de su conocimiento, ya que fueron un pilar fundamental para poder desarrollar esta investigación.

# I. CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN.</b>	<b>5</b>
1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.	5
1.2. OBJETIVO.	6
1.3. ALCANCES.	6
<b>2. DISEÑO SÍSMICO.</b>	<b>6</b>
2.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS.	6
2.1.1. <i>Regla de iguales desplazamientos.</i>	9
2.2. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.	11
2.2.1. <i>Diseño basado en desplazamientos</i>	12
2.3. DISEÑO BASADO EN RESILIENCIA.	19
<b>3. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES</b>	<b>20</b>
3.1. CURVA DE CAPACIDAD.	20
3.2. MÉTODOS APROXIMADOS.	21
3.2.1. <i>Método espectro de capacidad.</i>	21
3.2.2. <i>Método coeficientes de desplazamiento.</i>	25
3.2.3. <i>Método N2.</i>	27
3.3. MÉTODOS ROBUSTOS.	30
3.3.1. <i>No-linear time-history analysis, NLTHA.</i>	30
3.3.2. <i>Análisis dinámico incremental, IDA.</i>	32
3.4. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.	34
3.4.1. <i>Curvas de fragilidad.</i>	34
<b>4. INFLUENCIA DEL MODELADO DE DAÑO EN LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS.</b>	<b>37</b>
4.1. DAÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.	37
4.1.1. <i>Desplazamiento de azotea.</i>	37
4.1.2. <i>Deriva de entrepiso.</i>	38
4.2. DAÑO LOCAL.	40
4.2.1. <i>Plasticidad concentrada.</i>	40
4.2.2. <i>Plasticidad distribuida.</i>	42
<b>5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN.</b>	<b>46</b>
5.1. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS.	46
5.2. DEMANDA SÍSMICA.	49
5.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS.	50
5.3.1. <i>Comparación de desplazamientos.</i>	50
5.3.2. <i>Análisis Push-over.</i>	64
5.3.3. <i>Curvas de capacidad.</i>	69
<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	<b>99</b>
<b>7. REFERENCIAS.</b>	<b>100</b>

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Definición del problema

México se encuentra ubicado en una zona donde se presenta alta actividad sísmica, lo que ha provocado que se presenten diferentes sismos importantes para el país, tales como los ocurridos en el día 19 de septiembre de los años 1985 y 2017, lo relevante del tema obliga a los profesionistas a constantemente analizar los diferentes métodos de diseño y desarrollar nuevos. Con el avance del desarrollo de la tecnología se puede impulsar la representación numérica del comportamiento de las estructuras como lo son: la facilidad de la resolución de la ecuación de movimiento, el armado de matrices de rigideces, la representación comportamiento en el rango inelástico, etc.; cálculos que sin duda anteriormente presentaban un verdadero problema. A pesar de la posibilidad de realizar análisis robustos que representen el comportamiento de una estructura de la manera más apegada a la realidad posible, estos métodos demandan bastantes recursos de una computadora, es decir pese a que una computadora realiza los cálculos de una manera muy eficiente, los cálculos necesarios siguen empleando mucho tiempo ya que para computadoras comunes los procesos son muy fuertes, además la ingeniería tiene como objetivo la optimización de los procedimientos; para mitigar estas circunstancias se tiene la alternativa de analizar las estructuras de una manera simplificada, que si bien no es tan robusta, brinda una aproximación del comportamiento de la estructura simplificando algunos rubros, como grados de libertad, análisis estáticos etc., recibiendo así el nombre de métodos aproximados; método de espectro de capacidad, método de coeficientes entre otros. En el trabajo de tesis presentado se pretende analizar ambos tipos de métodos para poder determinar su validez, así como su aplicación.

La modernización de los equipos de cómputo permiten realizar metodologías de diseño sísmico más completas a las mencionadas en los reglamentos de diseño actuales, los cuales no ignoran el comportamiento real que se presentará ante un sismo como lo puede ser el rango inelástico, simplificándolo a un diseño elástico lineal, sino más bien realizan simplificaciones que pueden presentar resultados incongruentes a los esperados al momento de diseñar como es el caso de la regla de iguales desplazamientos, debido a esto se muestran otras alternativas de diseño como diseños por desempeño o resiliencia.

### **1.2. Objetivo**

El objetivo de este proyecto de investigación es analizar la validez de los resultados obtenidos de métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico. Interpretar la influencia del modelado del daño en la construcción de la curva de capacidad, caracterizado por diferentes modelos de plasticidad.

### **1.3. Alcances**

En este trabajo de investigación se tienen como alcances comparar los métodos aproximados con métodos robustos de evaluación para dos edificios uno con características de un edificio simétrico y otro que no lo es, así como para marcos representativos de las estructuras mencionadas, el método aproximado está basado en análisis estáticos. Se pretende discutir la validez de la regla de iguales desplazamientos, para diferentes registros de sismos entre los cuales se encuentran los ocurridos el 19 de septiembre del 1985 y 2017, así como conocer el comportamiento de las estructuras considerando 2 tipos de modelos de daño; plasticidad concentrada y plasticidad distribuida.

## **2. DISEÑO SÍSMICO**

### **2.1. Diseño basado en fuerzas**

Esta metodología de diseño es la más mencionada en la actualidad en los códigos de diseño, la cual consiste en realizar un análisis elástico lineal que puede ser estático o bien modal espectral. El nombre cobra sentido ya que el diseño está enfocado en analizar una estructura con una demanda sísmica que está dado por un espectro de diseño, a su vez estas acciones actuantes (fuerzas internas  $F_A$ ) se comparan con las acciones resistentes ( $F_R$ ) de la estructura de modo que se cumpla lo siguiente:

$$F_R \geq F_A \quad (2.1)$$

Cabe destacar que los desplazamientos son un parámetro secundario por lo que se revisan hasta el final del proceso de diseño. Para ello se asume que para todos los casos se cumple la regla de iguales desplazamientos.

Resumidamente esta filosofía de diseño se puede expresar con el siguiente esquema.

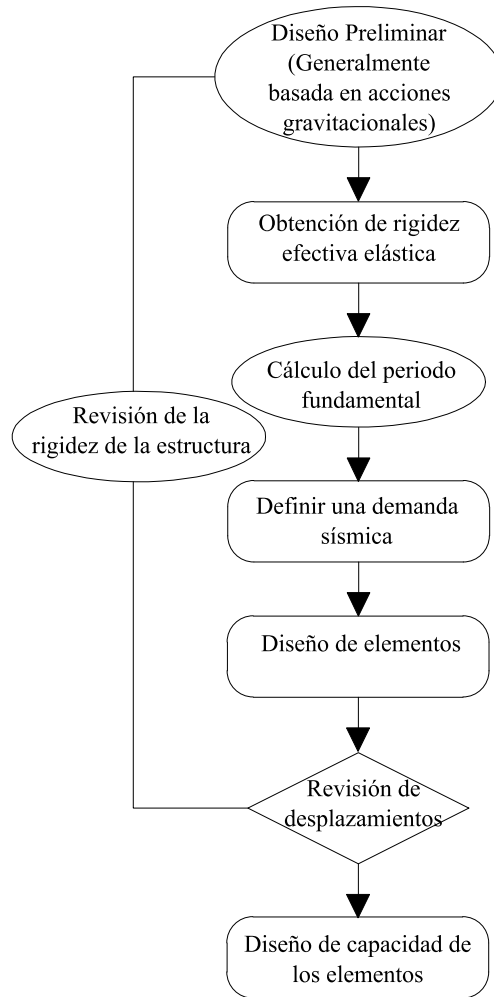


fig. 2.1 Metodología de diseño basado en fuerzas.

A pesar de la concurrencia de este método de diseño, este no resulta ser totalmente consistente ya que se ha descubierto por investigadores como Priestley (1993.), Smith & Tso (2002) diversas debilidades. Principalmente las investigaciones se están enfocadas en relación con la rigidez y la resistencia, así como la ductilidad, a continuación, se presentan más a fondo en qué consisten estas inconsistencias.

➤ Relación entre resistencia y ductilidad.

En la metodología de diseño sísmico basado en fuerzas (FBSDP, por sus siglas en inglés) se hace válida la regla de iguales desplazamientos de tal modo que se asume que a medida que la resistencia de un sistema inelástico aumenta, la demanda de ductilidad se ve reducida; sin embargo esto se ha demostrado que no se cumple en todos los casos, lo que da como resultado que en un sistema donde los desplazamientos en



un análisis inelástico son mayores a los resultados de uno elástico se presentará una demanda al igual mayor, que no corresponderá a la supuesta en el diseño teniendo un mayor daño.

➤ Relación entre rigidez y resistencia.

Conocer la rigidez de la estructura es fundamental para su diseño y a su vez para el cálculo de las propiedades dinámicas, una variación en los valores de rigidez puede conducir a un diseño erróneo al determinar la aceleración. A pesar de toda esta importancia no existen métodos de acuerdo a los reglamentos que brinden una rigidez efectiva real, si bien esta se calcula a partir de las dimensiones de las secciones obtenidas en el diseño preliminar basado en las cargas gravitacionales, la cual recibe el nombre de rigidez gruesa o considerando un factor de reducción que tome en cuenta el agrietamiento, llamada rigidez efectiva, ninguna de estas modalidades considera otros factores que la afectan, como lo sería la cantidad de refuerzo tanto longitudinal como transversal o la cantidad de esfuerzo a la cual está siendo sometida la sección.

Aunque en el diseño basado en fuerzas se tiene la hipótesis de que la rigidez y la resistencia son independientes, en investigaciones actuales se ha demostrado que esto no siempre se cumple. Priestley (1998); Castellanos, et al.,(2010) mencionan que la rigidez depende de su resistencia, de modo que para diferentes cuantías de acero se tienen diferentes rigideces (fig. 2.2) manteniendo una carga, sección y materiales constantes.

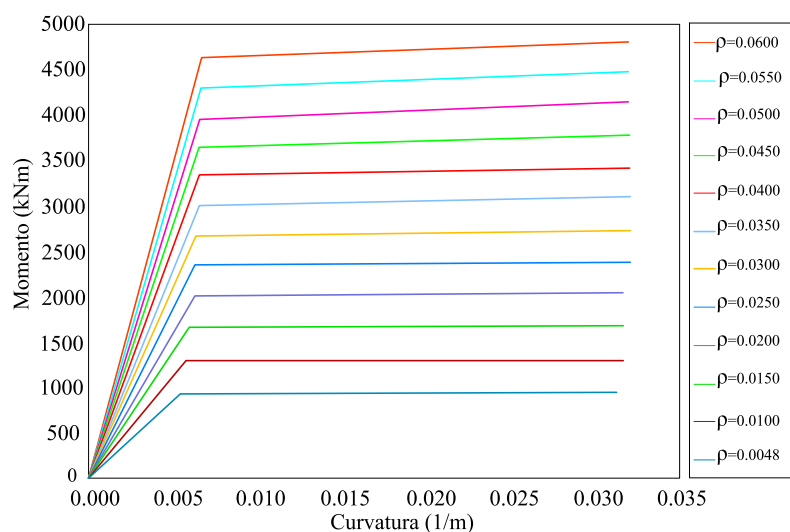


fig. 2.2 Diagramas de momento-curvatura bilinealizados para una sección de concreto reforzado y diferentes cuantías de acero de refuerzo , Castellanos *et al*, (2010).

➤ Ductilidad del sistema estructural.

La definición de ductilidad está dada como un cociente de la capacidad última y la capacidad de fluencia de un sistema estructural. Conocer la ductilidad permite definir a que nivel del rango elástico se encuentra la estructura. La determinación de este valor se complica ya que para el caso de la capacidad última existen varias opciones a considerar como lo puede ser la capacidad al punto máximo antes de que se presente pérdida de capacidad o por degradación, también se puede considerar tomar el valor para el cual se presente cierto porcentaje de degradación, para la determinación de la capacidad de fluencia se podrían tomar dos posibles valores, la fluencia nominal o la primera fluencia. En cualquiera de los casos mencionados se obtendrían diferentes valores de ductilidad para el mismo valor de capacidad última.

### **2.1.1. Regla de iguales desplazamientos**

En los reglamentos y códigos de diseño de la actualidad que usan como metodología de dimensionamiento la filosofía de diseño basado en fuerzas, toman como una regla fundamental la de iguales desplazamientos, la cual estipula que los desplazamientos elásticos serán iguales a los desplazamientos inelásticos. Los espectros de diseño son espectros elásticos y para poder incursionar a la estructura en el rango inelástico se reducen las fuerzas de diseño por medio de los factores de comportamiento sísmico, consecuentemente se tendrá un diseño menor que obligará a la estructura a tener un comportamiento inelástico. Sin embargo, las investigaciones en sistemas de un grado de libertad tratan de demostrar que para un sistema elástico y uno inelástico se obtienen valores muy similares de desplazamientos máximos, siempre y cuando sea la misma excitación sísmica, si bien esto es cierto, en investigaciones más recientes se ha demostrado que existen discrepancias en estructuras con periodos muy cortos o muy largos, y a su vez se pone en duda la validez para sistemas con periodos medios, principalmente cuando el comportamiento histórico del sistema elástico no corresponde al del inelástico.

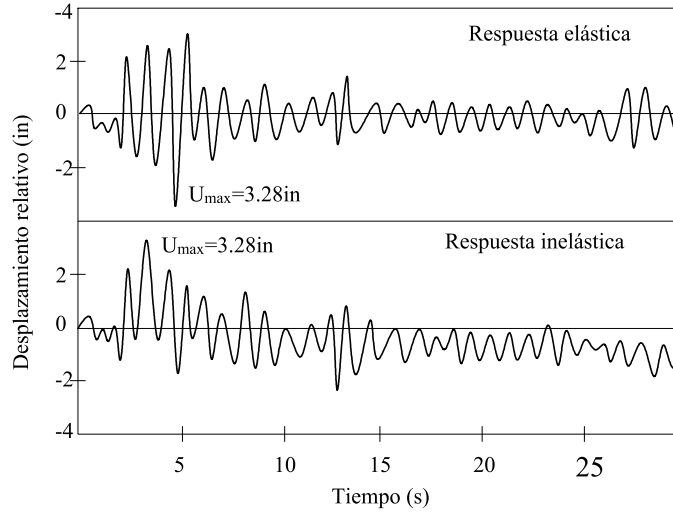


fig. 2.3 Respuesta elástica e inelástica de un oscilador de un grado de libertad, Veletsos & Newmark,(1960).

Para poder mitigar estas discrepancias algunos reglamentos o documentos técnicos ATC (1996), CEN, (2004), FEMA (2005), hacen una propuesta de factores correctivos de acuerdo a los periodos; para periodos cortos el Eurocódigo, CEN, (2004) plantea hacer uso del trabajo de Vidic, *et al.*, (1994) que se aplica si el periodo fundamental de la estructura elástica ( $T^*$ ) es menor que el periodo característico del suelo ( $T_c$ ).

Si la relación entre el cortante de fluencia ( $V_y$ ) y la masa de la estructura ( $m^*$ ) es mayor o igual a la pseudo-aceleración espectral de la estructura elástica ( $S_{ae}$ ), ec.(2.2), el desplazamiento espectral elástico ( $S_{de}$ ) es igual al inelástico ( $S_d^*$ ), ec. (2.3) (fig. 2.4). Sin embargo, si este periodo es menor, los desplazamientos espectrales ( $S_d^*$ ) son diferentes y se utilizan las ecuaciones. (2.4) a (2.6)

$$\frac{V_y}{m^*} \geq S_{ae} \quad (2.2)$$

$$S_d^* = S_{ae} \quad (2.3)$$

$$\frac{V_y}{m} < S_{ae} \quad (2.4)$$

$$S_d^* = \frac{S_{de}}{q_u} \left[ 1 - (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq S_{de} \quad (2.5)$$

$$q_u = \frac{S_{ae} m^*}{V_y} \quad (2.6)$$

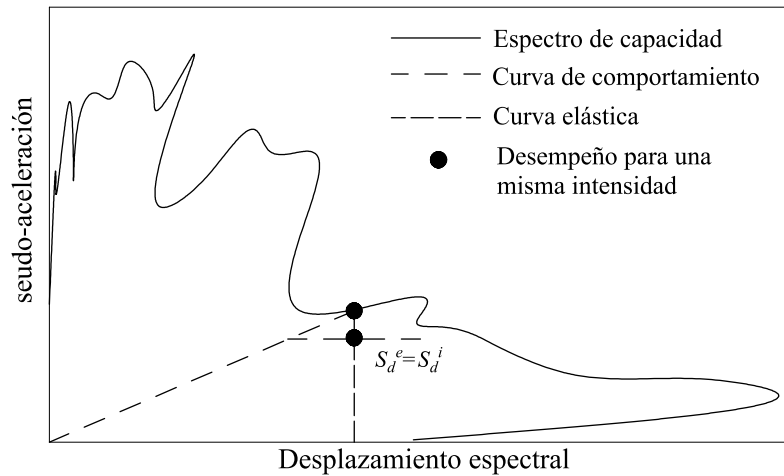


fig. 2.4 Punto de desempeño corregido utilizando la corrección por periodos cortos, CEN, (2004)

## 2.2. Diseño basado en desempeño

Como consecuencia, a las fallas que en el diseño basado en fuerzas se determinaron, se ha tratado de mitigarlas en lo posible, desarrollando nuevas metodologías que lleven a un diseño más eficiente y acercado a la realidad. El diseño basado en el desempeño pretende cumplir estas metas, donde sus objetivos es definir un cierto grado de daño que sufrirá la estructura, dependiendo su nivel de importancia. Ante un sismo severo y con un periodo de retorno bajo se pretende evitar el colapso, pero se acepta que se presente daño en elementos estructurales, por otro lado, cuando un sismo es moderado con un periodo de retorno mayor se evita tener daños de cualquier tipo principalmente en elementos estructurales primordiales. Estos parámetros se pueden resumir en la matriz propuesta por el comité VISIÓN, SEAOC (1995) propone una matriz de objetivos de diseño para edificios (fig. 2.5)

		Nivel de desempeño sísmico			
		Complamente funcional	Funcional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
Nivel de diseño sísmico	Frecuente		Desempeño inaceptable		
	Ocacional				
	Raro				
	Muy raro				
		<i>Estructuras de ocupación estándar</i>			
		<i>Estructuras esenciales peligrosas</i>			
		<i>Estructuras críticas</i>			

fig. 2.5 Matriz de desempeño SEAOC, (1995).

En la matriz cada casilla representa un objetivo de diseño correspondiente a un sismo de diseño y el daño máximo deseado para un tipo de específico de estructura. Durante la vida útil de la estructura ésta debe resistir diferentes sismos de diferentes magnitudes, con diferentes niveles de daño que son representados por las diagonales de la matriz.

### 2.2.1. Diseño basado en desplazamientos

En la actualidad la última tendencia en diseño es la basada en el desempeño de una estructura, si bien este método pretende tener un conocimiento más acercado a la realidad del comportamiento de un sistema estructural ante un sismo es necesario poder cuantificar el daño. La evaluación de desempeño de una estructura se puede representar en varias formas como lo son:

- Ductilidad
- Desplazamiento.
- Energía disipada.
- Velocidades máximas.
- Aceleración

Teniendo todas estas formas de cuantificación se ha demostrado que el desplazamiento es la forma más directa para evaluar el daño, ya que las deformaciones producidas por los desplazamientos están altamente

ligadas al daño estructural. Entre los métodos de diseño sísmico basado en los desplazamientos más concurren en la literatura se encuentran Moehle (1992), Priestley *et al.*, (2007), Ayala *et al.*, (2012) entre muchos otros.

➤ Priestley *et al.*, (2007).

Propone el método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos (DDBD, por sus siglas en inglés) el cual está basado en un concepto de estructura sustituta que fue propuesto por Shiba y Sosen (1976). En el método se pretende reemplazar un sistema no-lineal de múltiples grados de libertad en un sistema equivalente de un grado de libertad mediante una rigidez efectiva, secante al máximo desplazamiento del sistema, un amortiguamiento igual a la suma de los amortiguamientos del sistema MDOF y que a su vez toma en cuenta la energía disipada en los elementos estructurales por comportamiento histerético (fig. 2.6).

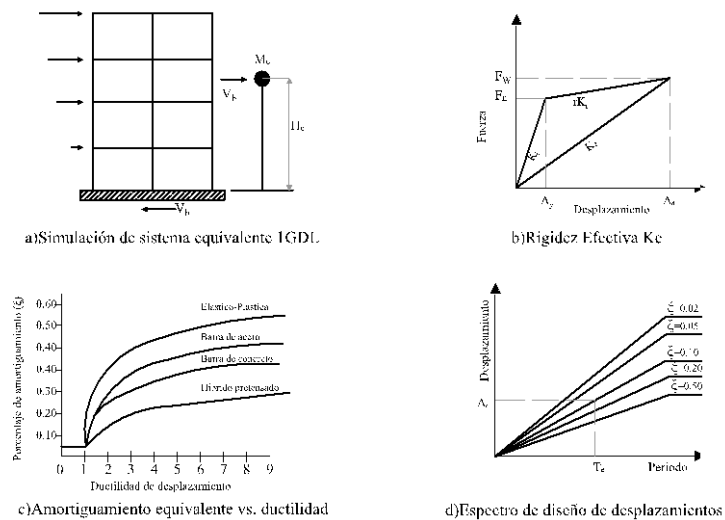


fig. 2.6 Fundamentos del método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos, adaptado desde Priestley *et al.*, (2007)

A continuación, se muestra el procedimiento para la aplicación del método:

1. Calcular los desplazamientos de diseño, esto para cada entrepiso. El cálculo del *i*-ésimo desplazamiento asociado al modo fundamental de vibrar.

$$\Delta_i = \delta_i \left[ \frac{\Delta_c}{\delta_i} \right] \tag{2.7}$$

$$\text{Para } n \leq 4 \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (2.8)$$

$$\text{Para } n > 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left[ \frac{H_i}{H_n} \right] \left[ 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right] \quad (2.9)$$

Donde:

$\delta_i$  Coordenada normalizada del modo fundamental de vibrar inelástico (2.8) y (2.9).

$\Delta_c$  Desplazamiento del entrepiso crítico.

$\delta_c$  Coordenada normalizada del modo fundamental de vibrar inelástico del entrepiso crítico.

$H_i$  Altura en el i-esimo entrepiso medida desde la base.

$H_n$  Es la altura total de la estructura.

La ec.(2.7) es tiene validez cuando la amplificación debida a los modos superiores es despreciable la respuesta de los modos superiores de vibrar. Cuando estos no sean despreciables la ec. (2.7) se debe multiplicar por el factor  $\omega_\theta$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (2.10)$$

$H_n$  Altura en mm.

2. Se calcula el desplazamiento de diseño del sistema equivalente  $\Delta_d$

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.11)$$

donde:

$H_i$  Altura asociada con el desplazamiento  $\Delta_i$ .

$m_i$  Masa en la altura  $H_i$ .

3.Cálculo de la masa y altura efectivas del sistema equivalente

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.12)$$

4.Cálculo de la masa y altura efectivas del sistema equivalente.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.13)$$

5. Cálculo de desplazamiento de fluencia de azotea  $\Delta_y$  para marcos regulares ec.(2.14) y (2.15) o para marcos irregulares según corresponda. La irregularidad de los marcos está determinada por la diferencia de las longitudes de los claros.

Para marcos de concreto reforzado  $\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$  (2.14)

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (2.15)$$

$$\Delta_y = \left[ \frac{2M_1 \theta_{y1} + M_2 \theta_{y2}}{2m_1 + m_2} \right] H_e \quad (2.16)$$

donde:

$\theta_y$  Rotación de fluencia.

$L_b$  Claro de las vigas medido desde el centro de las columnas.

$h_b$  Peralte de la viga.

$\varepsilon_y$  Deformación de fluencia a flexión del acero de refuerzo.

$M_1$  y  $M_2$  Momentos resistentes de las vigas.

$\theta_{y1}$  y  $\theta_{y2}$  Rotaciones de fluencia de las vigas.

Los subíndices 1 y 2 indican el número de la crujía en estudio.

6. Calcular la ductilidad de desplazamiento de diseño del sistema equivalente

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2.17)$$

7. Obtención del amortiguamiento viscoso equivalente

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.0565 \left[ \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right] \quad (2.18)$$



8. Determinar el periodo efectivo de la estructura  $T_e$ , éste es obtenido del espectro de desplazamientos de diseño el cual es reducido por el valor del amortiguamiento viscoso equivalente. La reducción de las ordenadas del espectro es mediante:

$$\Delta_{(T,\xi_{eq})} = \Delta_{(T,\xi_{5\%})} \left( \frac{7}{2 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (2.19)$$

donde:

$\Delta_{(T,\xi_{eq})}$  Ordenada espectral reducida por el amortiguamiento equivalente.

$\Delta_{(T,\xi_{5\%})}$  Ordenada del espectro de diseño asociada al 5% del amortiguamiento.

$\xi_{eq}$  Amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento se expresa como un porcentaje del amortiguamiento crítico.

9. Obtención de la rigidez efectiva de la estructura sustituta, asociada a la máxima respuesta de desplazamiento

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.20)$$

10. Determinar el cortante basal de diseño

$$V_{base} = K_e \Delta_d \quad (2.21)$$

11. Distribuir el cortante basal en cada nivel en proporción a las masas y al perfil de desplazamientos asumido ec.(2.22) y para considerar la contribución en los modos superiores ec.(2.23)

$$F_i = \frac{V_{Base}(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.22)$$

$$F_i = \frac{F_t + 0.9V_{Base}(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.23)$$

donde:

Distribución en la azotea.  $F_t = 0.1V_{Base}$

En todos los demás niveles.  $F_t = 0$

12. Obtención de las fuerzas de diseño de los elementos mediante un análisis estático lineal. Para que el diseño sea consistente se deben utilizar rigideces correspondientes a las ductilidades esperadas en el desplazamiento inelástico máximo. De acuerdo a los autores para el caso de edificios conformados por marcos para las vigas se emplea una inercia reducida ec.(2.24), para las columnas se debe utilizar una inercia agrietada, sin ser reducida. Para cumplir el mecanismo de columna fuerte-viga débil se acepta la ocurrencia de daño en la parte inferior de las columnas de la base, para garantizar esto se recomienda que la modelación de las columnas del primer nivel incluya un momento tal que el punto de inflexión se presente a una altura del 60% de la altura de entrepiso además se debe cumplir la condición de equilibrio ec.(2.25)

$$I_b = \frac{I_{cr}}{\mu} \quad (2.24)$$

$$\sum M_{bc} = 0.6V_c H_1 \quad (2.25)$$

donde:

$I_{cr}$  Inercia agrietada de las vigas.

$M_{bc}$  Momento de diseño de la columna.

$V_c$  Fuerza cortante en la columna.

$H_1$  Altura del primer entrepiso medida desde el nivel de desplante hasta el centro de las vigas del primer nivel.

➤ Ayala et al., (2012).

El método supone que el desempeño de un sistema de MDOF no lineal y un sistema de referencia basado en el modo fundamental de una estructura SDOF es aproximadamente similar. La curva de capacidad de la estructura es aproximada a una curva de capacidad bilineal generada usando el principio de iguales energías. A partir de esta curva bilineal se define una curva de capacidad en coordenadas espectrales ( $S_d$ - $S_a$ ) denominada curva de comportamiento, la cual ofrece los parámetros para el diseño sísmico. La

pendiente primera representa la rigidez de la estructura en el rango elástico mientras que la segunda la rigidez en el rango posterior a la fluencia (fig. 2.7). La rigidez de pos-fluencia se define utilizando una estructura con una distribución de daño asociada a un desplazamiento máximo predefinido en función de un índice de desempeño obtenido de algún reglamento. Los pasos del método (Ayala *et al.*, 2012) se describe en los siguientes incisos.

1. Realizar desempeño preliminar de la estructura utilizando un método basado en fuerzas.
2. Proponer una distribución de daño.
3. Definir las propiedades dinámicas de la estructura sin daño y de la estructura con daño
4. Definir el desplazamiento objetivo de la estructura
5. Calcular el desplazamiento de la fluencia de la estructura
6. Determinar la ductilidad, la relación entre la rigidez inicial y la rigidez de post-fluencia
7. Verificar que el desplazamiento objetivo sea congruente con un desplazamiento to inelástico, obtenido de un espectro inelástico
8. Calcular la resistencia,  $R_y/m$  y  $R_u/m$ , de la curva de capacidad
9. Construcción de la curva de capacidad
10. Obtener las fuerzas de diseño para los elementos estructurales mediante un análisis modal espectral
11. Diseñar los elementos estructurales.

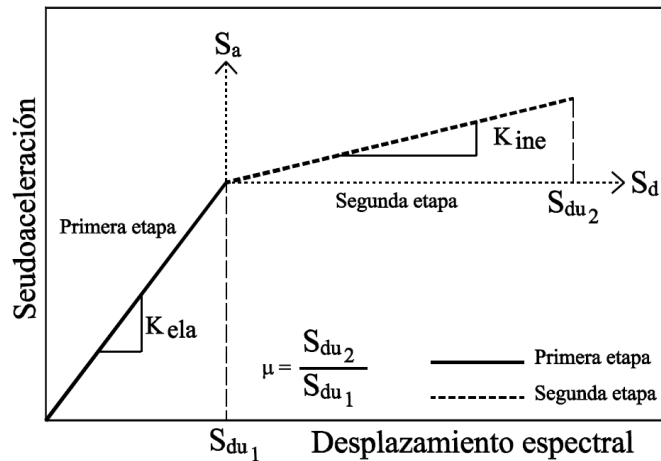


fig. 2.7 Ilustración conceptual de las dos etapas de la curva de capacidad Caestellanos, ( 2013)

### 2.3. Diseño basado en resiliencia

Ante un siniestro como lo puede ser un sismo, un incendio o incluso fuertes vientos las estructuras deben ser diseñadas para ser capaces soportar dichas eventualidades, sin embargo, en los códigos de diseño no se toma en cuenta la capacidad de que dicha estructura vuelva a su funcionalidad antes del sismo, es decir su resiliencia. La resiliencia es un concepto muy importante a la hora del desarrollo de infraestructura, edificaciones, vialidades, sistemas de suministro de agua, ya que las estructuras deben soportar las acciones para las cuales han sido diseñadas y poder estar en funcionamiento tan rápido como sea posible, ya que éstas son esenciales para la vida cotidiana y una lenta recuperación de los daños pueden desatar serios efectos colaterales tanto en términos económicos como de vidas.

Los enfoques de diseño están dirigidos a la optimización del desempeño es decir que la estructura sufra cierto daño sin embargo la resiliencia de una estructura se ve bastante afectada, pero esta no es la principal problemática, el verdadero reto es impulsar las tecnologías a favor de la resiliencia de una estructura. Hasta el momento se ha trabajado implementando monitoreo de las vibraciones en tiempo real aunado a esto se realizan evaluaciones estándar para mejorar la interpretación de la conducta de las edificaciones.

Esta filosofía se encuentra en desarrollo, sin embargo, es muy importante la implementación de ésta lo antes posible.

### 3. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

#### 3.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad busca representar el comportamiento de una estructura bajo una demanda externa, comúnmente un sismo. El comportamiento se representa mediante el desempeño, generalmente se asocia a un desplazamiento máximo o una deriva de entrepiso y una demanda, como bien lo puede ser el cortante basal.

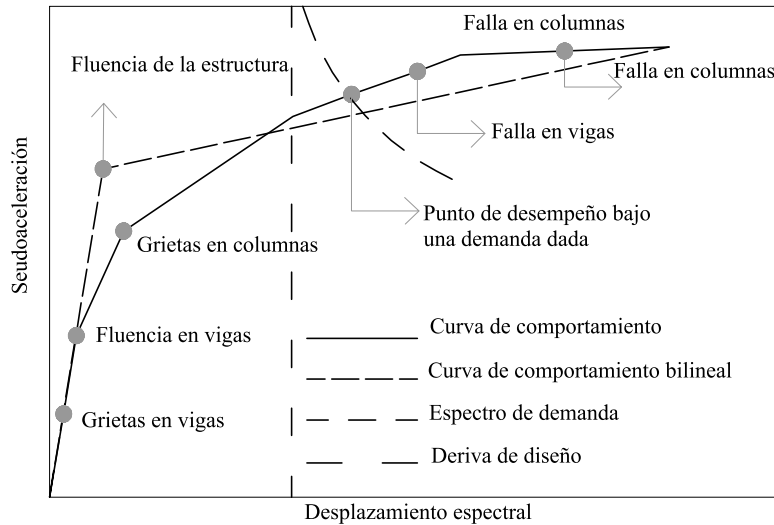


fig. 3.1 Curva de capacidad de una estructura

Anteriormente se ha hecho mención de lo importante que son los desplazamientos a la hora de realizar un diseño. La principal razón por la cual se toman los desplazamientos como indicadores de daño es porque estos están relacionados con las deformaciones y las deformaciones a su vez con el daño, si bien se tiene un control de los desplazamientos se tiene control del daño Fib (2003). Para ejemplificar esto, considérese un caso donde se tiene un muro esbelto de concreto reforzado con comportamiento bilineal y una pendiente escasa que se presenta post-fluencia (fig. 3.2). Haciendo un análisis se observa que para un desplazamiento bajo en donde se presenta la fluencia, aparece agrietamiento en el concreto y simultáneamente fluencia en el acero, este valor es un parteaguas en donde se empieza a formar una articulación plástica en su base, si se sigue aumentando el desplazamiento se alcanza el valor máximo de capacidad de rotación, ocurriendo la falla en el muro. Es apreciable que una vez que se alcanza la fluencia, la variación del cortante basal es muy poco significativa a comparación de los desplazamientos, teniendo como resultado que a partir de los desplazamientos del sistema se tiene una buena estimación del nivel de daño. La curva de capacidad es

la base para el desarrollo de los métodos aproximados, ya que por la información que esta brinda permite tener una buena idealización del comportamiento de la estructura, como conocer las coordenadas de fluencia de vigas, debido a su importancia el cálculo de esta curva se debe desarrollar con prudencia ya que esta es muy susceptible al patrón de cargas que se le aplique, por ello mismo una mala representación de la curva de capacidad puede llevar a una errónea idealización del comportamiento de una estructura.

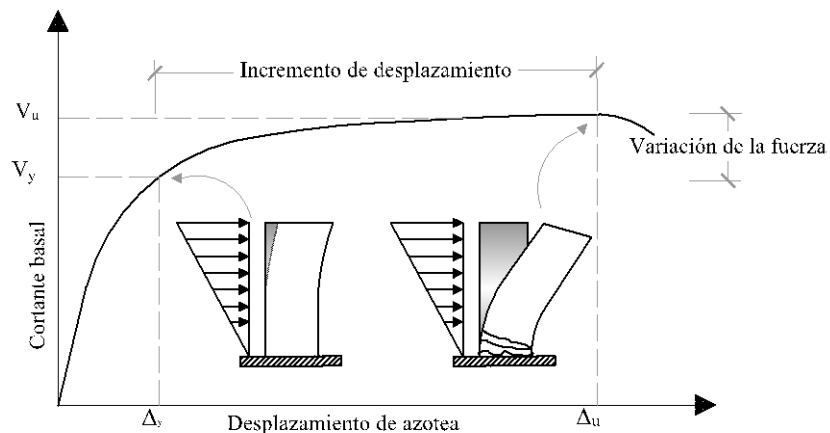


fig. 3.2 Comportamiento de un muro esbelto adaptado de Fib (2003) .

### 3.2. Métodos aproximados

#### 3.2.1. Método espectro de capacidad

Es un método de evaluación que está basado en los desplazamientos, el cual fue propuesto por Freeman (1978), y a su vez fue adaptado como el método del espectro de capacidad en el informe ATC (1996). El método consiste en hacer la comparación de dos curvas en el mismo espacio espectral, una curva representa la demanda sísmica, expresada en aceleraciones y desplazamientos, la otra curva representa la capacidad. Como se sabe la curva de capacidad de la estructura es una gráfica de Fuerzas vs Desplazamientos, para poder relacionarla con los espectros es necesario hacer una conversión de esta (fig. 3.3), para la obtención de la curva de demanda basta con integrar los espectros de respuesta de aceleración y de desplazamiento (fig. 3.4). Teniendo las dos curvas en el mismo espacio espectral se observa que en un punto estas se intersectan obteniendo así una coordenada al cual se le conoce como punto de desempeño

o también llamado desplazamiento inelástico. (fig. 3.5), si la curva de capacidad se encuentra dentro la de la curva de demanda, la estructura soportará la demanda sísmica.

A continuación, se muestra como se obtienen las coordenadas espectrales para obtener ambas curvas mencionadas anteriormente.

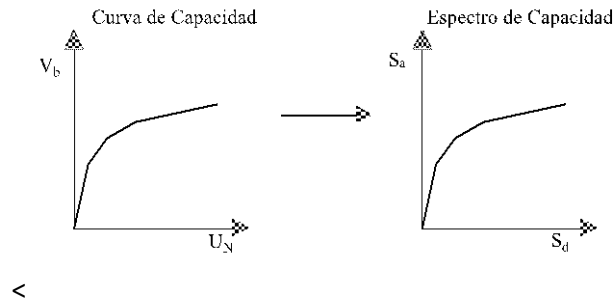


fig. 3.3 Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad.

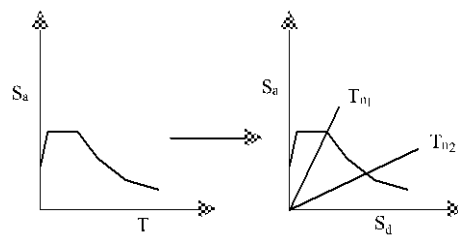


fig. 3.4 Conversión de formato de espectro  $S_a-T$  a  $S_a-S_d$

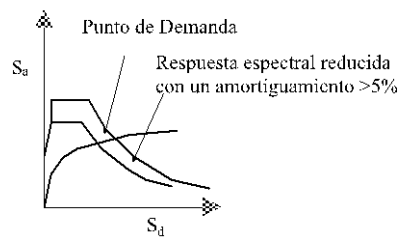


fig. 3.5 Comparación de espectro de demanda y de capacidad.

1. Obtener curva de capacidad por medio del método pushover.

2. Convertir los desplazamientos de azotea y el cortante basal a desplazamientos y aceleraciones espectrales ( $S_d$  y  $S_a$ ) respectivamente por medio del factor de participación del modo fundamental y el coeficiente de masa modal, determinada por sus propiedades dinámicas del modo fundamental.

$$S_d = \frac{\delta_i}{\gamma_1 \phi_{1,azotea}} \quad (3.1)$$

$$S_a = \frac{V_i}{\alpha_i} \quad (3.2)$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{j1}^2} \quad (3.3)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}]^2}{[\sum_{k=1}^m m_{k1}] * [\sum_{j=1}^n m_j \phi_{j1}^2]} \quad (3.4)$$

Donde

$\gamma_1$  Factor de participación del primer modo.

$\alpha_1$  Coeficiente de masa modal.

$\phi_{1,azotea}$  Amplitud del modo 1

3. La curva de demanda, representada por un espectro de aceleración se convierte a un sistema espectral con ayuda de la ecuación

$$S_d = S_a g * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (3.5)$$

4. Idealizar el espectro de capacidad de manera bilineal esto es necesario para obtener el amortiguamiento efectivo y la reducción de la demanda espectral.



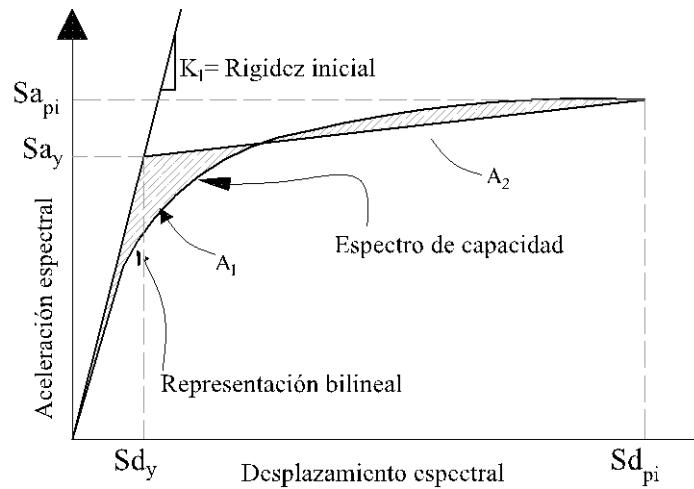


fig. 3.6 Representación bilineal de espectro de capacidad.

5. Calcular los factores de reducción espectral ( $SR_A$  y  $SR_V$ ) con ecs. (3.6) y (3.7), dibujar el espectro de respuesta reducido (fig. 3.7)

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (3.6)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.4 \ln \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (3.7)$$

Donde:

$k$  Factor que modifica el amortiguamiento.

$a_y$  y  $d_y$  Coordenadas del punto de fluencia del espectro de capacidad.

$a_{pi}$  y  $d_{pi}$  Coordenadas de las diferentes iteraciones del punto de desempeño

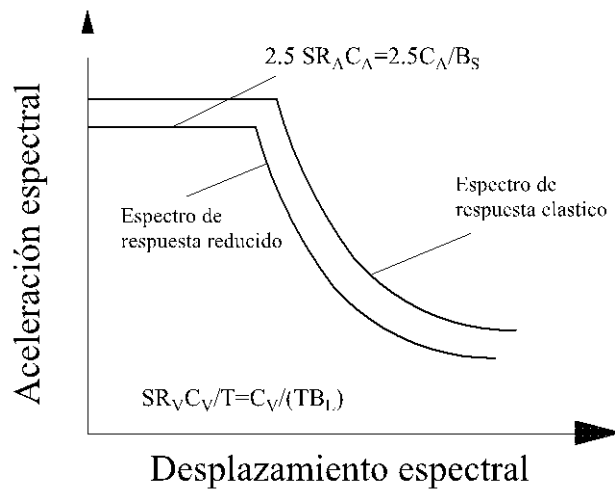


fig. 3.7 Espectro de respuesta reducido.

6. Obtener el punto de desempeño, se proponen como coordenadas  $(a_{pi}, d_{pi})$ . Si el espectro de respuesta reducido y el espectro de capacidad se cruzan  $(a_{pl}, d_{pl})$  se ha encontrado el punto de desempeño, de lo contrario se propone un nuevo punto. Cuando el desplazamiento espectral no difiera al 5% se considera el punto de desempeño definitivo, de no ser así se realiza un proceso iterativo desde la generación de la curva idealizada, tomando como nuevo punto de desempeño propuesto, el nuevo punto de cruce.

### 3.2.2. Método coeficientes de desplazamiento

Este método pretende determinar el punto de desempeño calculando un desplazamiento objetivo por medio de coeficientes, a diferencia del método de espectro de capacidad Freeman (1978) no es necesario convertir la curva de capacidad a un espectro, así como en el método de Freeman aquí nuevamente se recomienda obtener la curva de capacidad por pushover. El método es el siguiente;

1. Construir la curva de capacidad por el método pushover.
2. Aproximar a una forma bilineal la curva (fig. 3.8)
3. Obtener periodo fundamental efectivo:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.8)$$

donde:

$T_e$  Periodo de la rama inelástica de la curva de capacidad idealizada.

$T_i$  Periodo fundamental del rango elástico.

$K_i$  Rigidez elástica.

$K_e$  Rigidez efectiva de la rama inelástica de la curva de capacidad idealizada.

4. Calcular el desplazamiento objetivo del nudo de control.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi} g \quad (3.9)$$

donde:

$C_0$  Factor de forma que transforma el desplazamiento espectral en el desplazamiento de azotea.

$C_1$  Constante que relaciona el desplazamiento no lineal esperado con el desplazamiento lineal obtenido. Para esta relación se utiliza la regla de iguales desplazamientos para periodos mayores al periodo característico del suelo y se realiza una corrección para periodos cortos.

$C_2$  Factor que toma en cuenta el efecto de adelgazamiento en la relación carga-deformación debido a la degradación de rigidez y resistencia.

$C_3$  Constante que considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efector P- $\Delta$

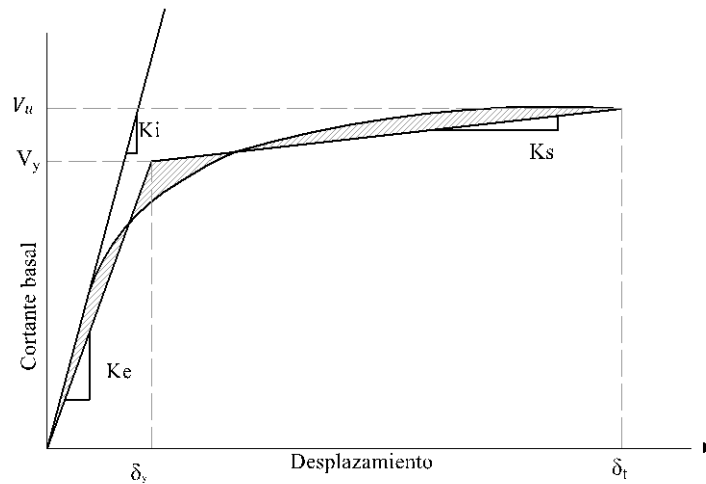


fig. 3.8 Representación bilineal de la curva de capacidad.

### 3.2.3. Método N2

El método consiste en combinar un análisis pushover de un modelo MDOF con el espectro de respuesta de un sistema SDOF. De la misma manera que en el método de espectro de capacidad en el método N2 se utiliza un formato aceleración-desplazamientos, pero a diferencia del espectro de capacidad, este método propuesto utiliza un espectro elástico con periodo y amortiguamiento equivalentes, de este modo se evita utilizar el proceso iterativo relacionado con el amortiguamiento. A continuación, se presenta los pasos del método N2 (Fajfar 1996)

**1.Datos:** Para el desarrollo del método se necesita un modelo estructural plano MDOF, además de los datos del análisis elástico usual se requiere una la relación no lineal de fuerza-deformación de elementos estructurales bajo una carga. El modelo más común es el modelo de un elemento viga con plasticidades concentradas en ambos extremos, se acostumbra a obtener una relación entre momento-rotación. La demanda es obtenida de la manera tradicional por medio de un espectro elástico de pseudo-aceleración  $S_{ae}$  donde la aceleración es función del Periodo  $T$  de la forma fundamental de vibrar, tomando en cuenta el amortiguamiento.

**2.Demanda Sísmica en formato A-D:** Partiendo del espectro de aceleración se obtiene el espectro inelástico en espacio espectral aceleración-desplazamiento.

Para un sistema SDOF elástico se aplica la siguiente formula.

$$S_{de} = S_{ae}g * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (3.10)$$

En el caso de un SDOF inelástico con una relación fuerza-deformación bilineal las coordenadas se obtienen de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.11)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.12)$$

Donde  $\mu$  es la ductilidad obtenida dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia y  $R_\mu$  es el factor de reducción debido a la ductilidad en otras palabras debido a la disipación de energía de estructuras dúctiles.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.13)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (3.14)$$

**3.Análisis Pushover.** El análisis consiste en someter una estructura a una serie de incrementos de fuerzas laterales para este caso representando la demanda de un sismo, en estos casos consecuentemente la estructura tiene una pérdida de rigidez. Los desplazamientos están referenciados a un punto de la azotea y la fuerza al cortante basal.

En el método N2 el vector de fuerzas laterales P está representado por

$$P = p\Psi = pM\Phi \quad (3.15)$$

donde:

$M$  Es la matriz diagonal de masas.

$\Psi$  Distribución de fuerzas laterales.

Para cada nivel

$$P_i = pm_i\Phi_i \quad (3.16)$$

$\Phi_i$  Forma modal para cada nivel

**4. Modelo equivalente SDOF y curva de capacidad.** Convertir la curva de capacidad de la estructura MDOF en una curva de capacidad equivalente para un sistema de SDOF por medio de las siguientes ecuaciones.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 \quad (3.17)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (3.18)$$

$$\Delta^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (3.19)$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (3.20)$$

Donde:

$m^*$  Representa la masa modal.

$\Gamma$  Factor de participación modal.

$\Delta^*$  Desplazamiento equivalente.

$F^*$  Cortante equivalente.

**5. Demanda sísmica para el sistema SDOF equivalente.** Debido a que el factor de reducción por ductilidad ( $R_\mu$ ) se obtiene en un modelo elasto-plástico, se debe idealizar la curva de capacidad del sistema SDOF a una curva elasto-plástica.

**6 y 7. Demanda sísmica global y local para el modelo MDOF.** Transformar el diagrama de capacidad en el formato espectral para ser consistente.

Obtener el desplazamiento objetivo, dibujando los espectros de demanda y de capacidad, el punto de intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico del sistema SDOF, con el espectro de demanda elástico define la demanda de aceleración ( $S_{ae}$ ) necesaria para el comportamiento elástico y

correspondiente desplazamiento elástico ( $S_{de}$ ). La aceleración de fluencia ( $S_{ay}$ ) representa la demanda y capacidad del sistema inelástico. El factor de reducción queda definido por:

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (3.21)$$

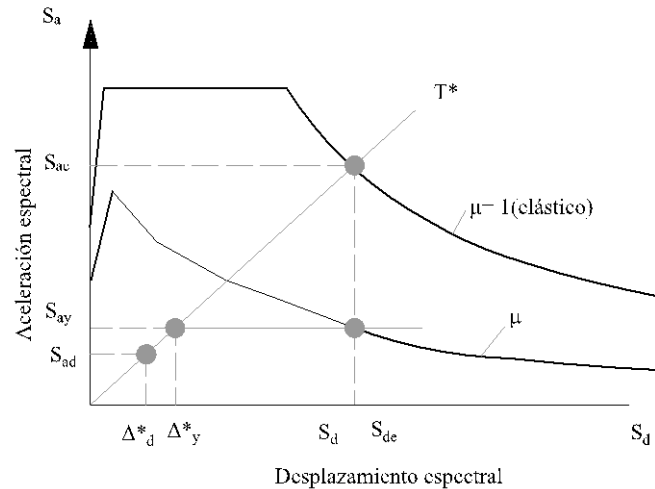


fig. 3.9 Demanda elástica e inelástica vs diagrama de capacidad.

**8.Evaluación de desempeño.** Obtener el desplazamiento máximo del modelo MDOF. Para desplazamientos, derivas y rotaciones se aplica el análisis pushover hasta alcanzar el desplazamiento objetivo.

### 3.3. Métodos robustos

#### 3.3.1. No-linear time-history analysis, NLTHA

Para tener un análisis más acercado al comportamiento real de una estructura ante una demanda sísmica es necesario aplicar un análisis no lineal, ya que durante un sismo los elementos estructurales pueden presentar grietas, sin embargo, resolver analíticamente la ecuación de movimiento para sistemas SDOF o MDOF es imposible si la fuerza externa es variable con el tiempo, si bien durante el movimiento del suelo se tienen diferentes aceleraciones y con ello diferentes fuerzas. Para resolver la ecuación de movimiento es necesario aplicar métodos numéricos, a continuación, se presentan el método paso a paso en el tiempo Chopra (2014):

La ecuación a resolver para un sistema inelástico ec.(3.22) tiene las condiciones iniciales  $u_0 = u(0), \dot{u}_0 = \dot{u}(0)$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = p(t) \quad (3.22)$$

El sistema tiene amortiguamiento viscoso que no precisamente puede ser lineal, aunque para ejemplificar se toma en cuenta como lineal, la fuerza  $p(t)$  se compone de valores discretos de  $p_i = p(t_i)$  en un intervalo de tiempo  $\Delta t_i$  ec.(3.23) que bien puede o no ser constante.

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad (3.23)$$

La solución de la ecuación es en los intervalos discretos  $t_i$ ; el desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema SDOF son  $u_i$ ,  $\dot{u}_i$ ,  $\ddot{u}_i$ , respectivamente son conocidos y satisfacen la ecuación en el instante  $i$ .

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \quad (3.24)$$

Donde  $f_s$  es la fuerza que se opone al movimiento en el momento  $(f_s)_i = ku_i$  para un sistema elástico, en dado caso que no lo fuera, el valor dependerá de la historia previa del desplazamiento y velocidad en el instante  $i$  deseado. Los procedimientos numéricos permiten determinar las cantidades de respuesta  $u_{i+1}$ ,  $\dot{u}_{i+1}$ ,  $\ddot{u}_{i+1}$  que satisfacen la ecuación ec.(3.24) en el instante  $i + 1$ . Existen diferentes métodos paso basados en; la interpolación de la función de excitación, expresiones finitas de la velocidad y aceleración y los métodos basados en la variación supuesta de la aceleración.

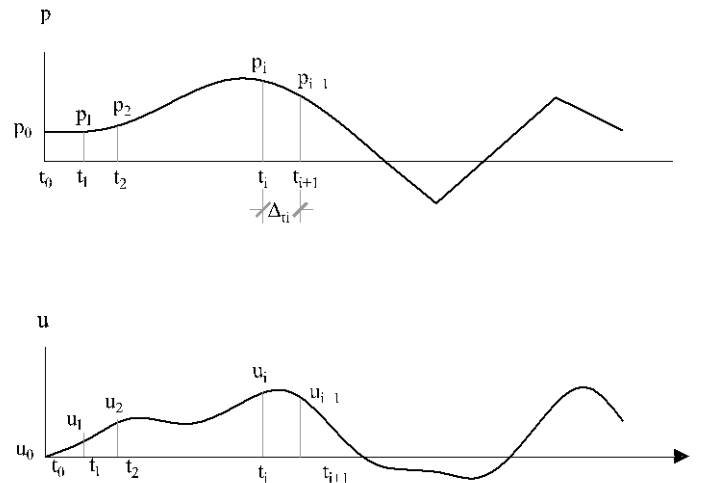


fig. 3.10 Notación de para los métodos paso a paso en el tiempo. Chopra (2014)



### 3.3.2. Análisis dinámico incremental, IDA

El desarrollo computacional ha permitido hacer análisis más complejos para la evaluación sísmica, a su vez la complejidad ha brindado mayor precisión en los análisis pudiendo ahora ir de un enfoque de análisis estático lineal a análisis dinámicos no lineales, haciendo uso de estas nuevas habilidades computacionales y sometiendo el modelo estructural a varios registros sísmicos se logran resultados más confiables.

El método fue desarrollado por Vamvatsikos y Cornell (2002) y pretende conocer de una manera más exacta y a fondo el comportamiento de una estructura ante una demanda sísmica, para ello en el análisis el modelo estructural tiene que ser sujeto uno o varios registros del movimiento del suelo y a su vez estos ser escalados para tener múltiples niveles de intensidad, teniendo como resultado curvas de respuesta parametrizada contra niveles de intensidad. Las intensidades pretenden cubrir el rango desde el comportamiento elástico, el no lineal y finalmente el de colapso.

Una vez que se ha hecho una correcta selección de registros y aplicado diferentes intensidades, el modelo tiene que ser analizado con un NLTHA el cual permitirá conocer el daño, cortante basal, rotaciones en nodos, ductilidades, aceleraciones o velocidades máximas. Elegir una adecuada medida de daño dependerá de la aplicación que se le desea dar.

A partir de las intensidades y sus respectivas cantidades de daño se puede obtener una representación gráfica de esto, el método la nombra *curva IDA* (fig. 3.11)

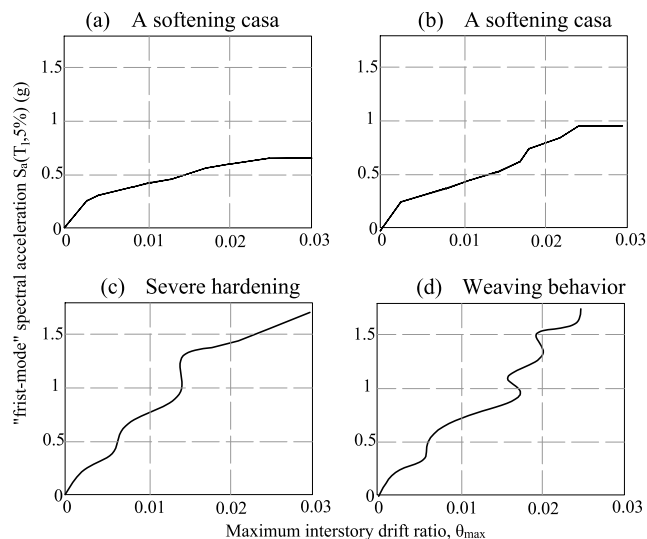


fig. 3.11 Curva IDA Vamvatsikos, (2002).

En una curva IDA se pueden determinar los estados límites de falla, que estos a su vez son sumamente necesarios para hacer una evaluación del desempeño de una estructura, para realizar esta aplicación es

necesario definir qué condiciones satisfacen los límites de falla por ejemplo; si una edificación puede ser ocupada inmediatamente generalmente se determina con un valor de daño en términos de  $\theta_{m\acute{a}x}$ , para FEMA, (2000), un colapso está determinado por la intensidad o el daño donde la inestabilidad dinámica es notoria sin embargo en una curva IDA existen casos donde un mismo valor de daño corresponde a varios niveles de intensidad (fig. 3.12) para mitigar esto se existen formas de definir el estado límite por ejemplo  $DM (\text{daño}) \geq C_{DM} (\text{colapso})$  el estado limite es excedido (fig. 3.12).

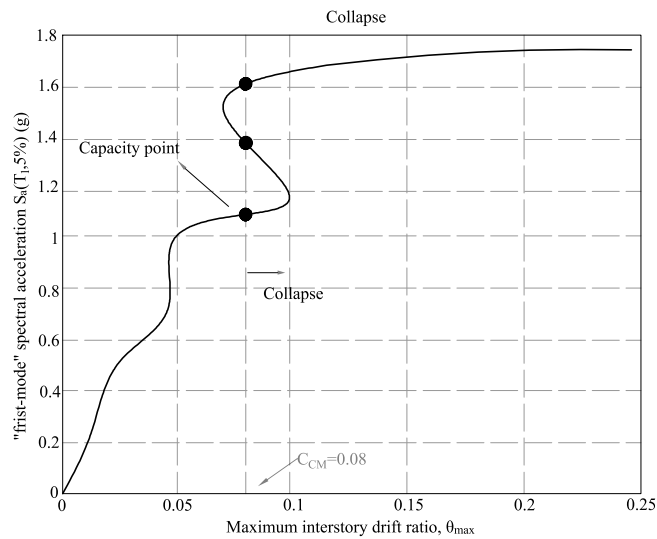


fig. 3.12 Estado límite Vamvatsikos, (2002).

Evaluar una estructura por medio de la curva IDA teniendo un solo registro no es suficiente para conocer el comportamiento del modelo, para ello es necesario tener una serie amplia de registros y escalarlos para tener una curva IDA de múltiples registros (fig. 3.13), una vez construida la gráfica para conocer cuál es el registro que podría experimentar la estructura es necesario aplicar probabilidad es decir, media 16% y 84% de las curvas (fig. 3.14)

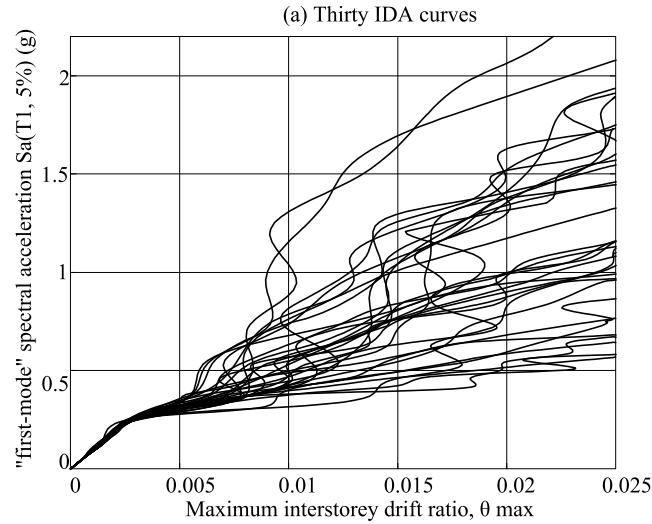


fig. 3.13 Curva IDA con varios registros Vamvatsikos, (2002)..

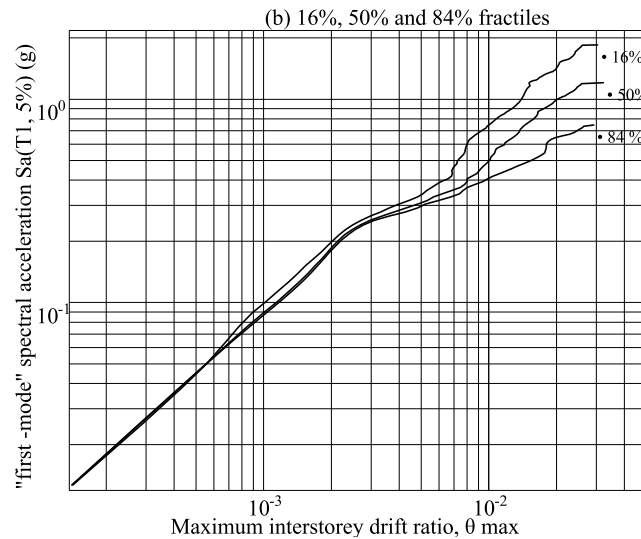


fig. 3.14. 16,50,84 curva de fractiles Vamvatsikos, (2002).

### 3.4. Métodos probabilísticos

#### 3.4.1. Curvas de fragilidad

Una curva de fragilidad es una representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de que se presente o se exceda un estado de daño para una demanda sísmica determinada FEMA (1999). Se basa en el método del espectro de capacidad y en un diseño basado en desempeño ya desarrollados anteriormente. La metodología Hazus define la curva ante la suposición de que siguen una distribución lognormal, para la obtención de la curva de fragilidad FEMA,(1999) se basa en conceptos

valor medio y desviación estándar, teniendo como resultado la ecuación (3.25). Las pautas son las siguientes:

Obtención de curva de capacidad, por el método push over y posteriormente transformar esta a espectro de capacidad.

Representar de forma bilineal la curva de capacidad, se recomienda utilizar el criterio de balance de energía. En el criterio de balance de energía el área bajo la curva de la representación lineal de la curva de capacidad es igual al área de la curva original.

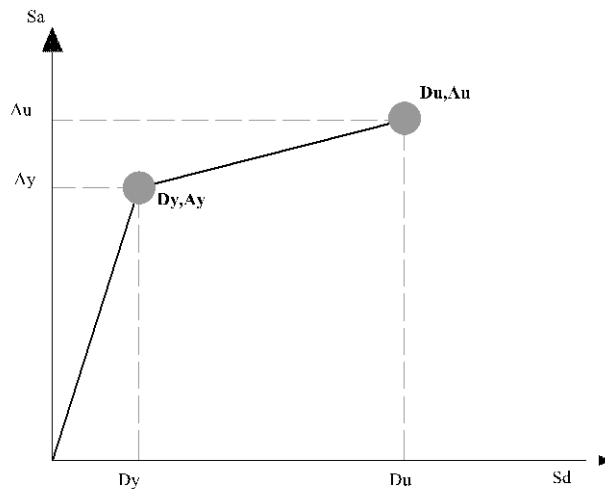


fig. 3.15 Representación bilineal de espectro de capacidad. Gonzales & Bairán, (2010)

Obtención de curva de fragilidad con la ecuación:

$$P[ED \geq ED_i] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln \left( \frac{S_d}{S_{d_{ED}}} \right) \right] \quad (3.25)$$

donde:

$S_{d_{ED}}$  Desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%.

$\Phi$  Función de distribución normal estándar acumulada.

$\beta_{ED}$  Variabilidad asociada al estado de daño.

$ED$  Estado de daño.

Lagomarsino y Penna (2003) consideran umbrales de estados de daño en 4 niveles Tabla 3.1 y están en función de los valores de desplazamiento de fluencia y último obtenidos de la representación bilineal del espectro de capacidad (fig. 3.15)

Umbral del estado de daño	Definición
Leve	$Sd_1 = 0.7Dy$
Moderado	$Sd_2 = Dy$
Severo	$Sd_3 = Dy + 0.25(Du - Dy)$
Completo	$Sd_4 = Du$

Tabla 3.1 Gonzales & Bairán, (2010)

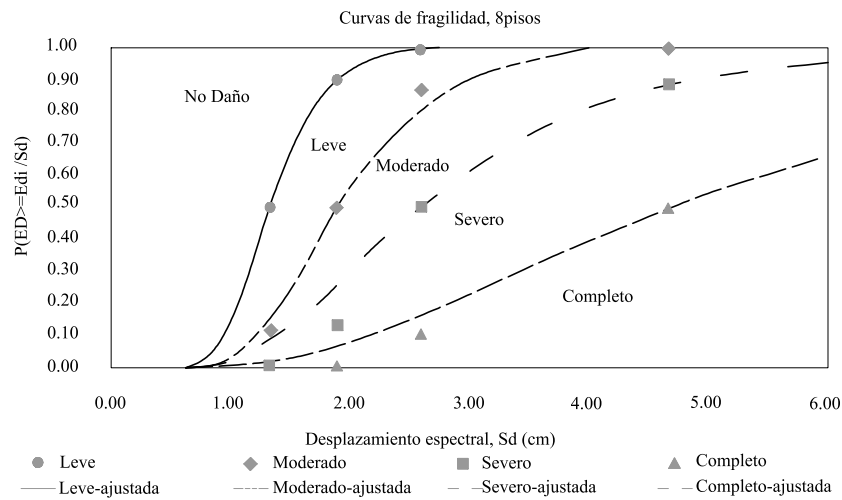


fig. 3.16 Curvas de fragilidad Gonzales & Bairán, (2010)

## **4. INFLUENCIA DEL MODELADO DE DAÑO EN LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS**

### **4.1. Daño global de la estructura**

#### **4.1.1. Desplazamiento de azotea**

Durante un diseño de una edificación se considera que la estructura tendrá deformaciones, es decir, un daño para cada objetivo de diseño, se tienen diferentes límites de daño o características que se pueden presentar para cada nivel de desempeño, el FEMA (1997) define 4 niveles de desempeño de edificaciones, tanto para elementos estructurales como no estructurales; prevención del colapso, seguridad de vida, ocupación inmediata y operacional. Además, define dos rangos de desempeño sísmico, es decir dentro de dos límites se encuentran cada uno de estos rangos.

Niveles de desempeño para elementos estructurales.

- S-1: Ocupación inmediata.
- S-2: Control de daño (Rango de desempeño, se encuentra entre seguridad de vida y ocupación inmediata)
- S-3: Seguridad de vida.
- S-4: Seguridad limitada (Rango de desempeño, se encuentra entre prevención del colapso y seguridad de vida)
- S-5: Prevención del colapso.
- S-6: Este nivel, toma en cuenta la situación en donde solo se hacen mejoras a nivel no estructural.

Niveles de desempeño para elementos no estructurales.

- N-A: Operacional
- N-B: Ocupación inmediata.
- N-C: Seguridad de vida.
- N-D Riesgos reducidos.
- N-E: Este nivel, toma en cuenta la situación en donde solo se hacen mejoras a nivel estructural.

El FEMA (1997) muestra para cada elemento estructural y no estructural su comportamiento más frecuente ante cada nivel de desempeño, dentro de este se aclara que estos no son valores rigurosos que se puedan considerar como límites para ser utilizados como criterios de diseño, más bien son valores o cualidades que se han llegado a presentar para cada nivel de desempeño.

Elemento	Niveles de desempeño.		
	<b>Prevención de colapso S-5</b>	<b>Seguridad de vida S-3</b>	<b>Ocupación inmediata S-1</b>
Diafragmas de concreto	Aplastamiento extenso y desplazamiento observable en muchas grietas	Grietas extensas (<1/4" de ancho) Aplastamiento local y descascarado.	Grietas finas distribuidas. Algunas grietas menores a mayor tamaño (<1/8" de ancho)

Tabla 4.1 Daño de niveles de desempeño para elementos estructurales.

Elemento	Niveles de desempeño.			
	<b>Riesgos reducidos. N-D</b>	<b>Seguridad de vida N-C</b>	<b>Ocupación inmediata N-B</b>	<b>Operacional N-A</b>
Techos	Muchos de los techos dañados. Luces del techo caídas. Grietas severas en techos duros.	Extenso daño. Tejas del techo caídas. Grietas moderadas en techos duros.	Daño menor. Algunas tejas del techo suspendidas. Pocos paneles caídos, Grietas menores en techos duros	Daño despreciable. Paneles aislados suspendidos dislocaciones o grietas en techos duros

Tabla 4.2 Daño de niveles de desempeño para elementos no estructurales.

#### 4.1.2. Deriva de entepiso

Realizar un diseño que se permanezca en el rango elástico-lineal es muy costoso, para ello se consideran fuerzas de diseño reducidas por un coeficiente sísmico de comportamiento inelástico  $Q$  para así garantizar un comportamiento no lineal, es decir que se presente daño, teniendo como consecuencia una disipación

de energía. Es necesario establecer límites de daño permisible, para ello el reglamento requiere el cumplimiento del límite de servicio. Lo que se pretende cumplir en el estado límite de servicio es que no se presenten vibraciones o deformaciones que puedan causar pánico con los ocupantes, a su vez se el funcionamiento no se debe ver afectado ni mucho menos se deben presentar daños estructurales, esto para sismos de intensidad moderada un tiempo de retorno de 20 a 30 años, llevando esto a valores numéricos los desplazamientos laterales de azotea no deben ser mayores a 0.002 o 0.004 veces la altura de entrepiso ec.(4.1) cuando todos los elementos no estructurales sean capaces de ser deformables, estos valores son los límites en donde se comienzan a presentar daños en elementos no estructurales. La revisión del límite de colapso no está explícitamente mencionada ya que como se mencionó anteriormente se hace válida la regla de iguales desplazamientos. Adoptando la regla de iguales desplazamientos de acuerdo con el reglamento de la Ciudad de México las deformaciones que se presentarán serán aproximadamente  $Q$  veces las que se determinaron considerando un comportamiento elástico ec.(4.2).

$$\psi = \frac{\Delta}{H} \quad (4.1)$$

$$\Delta = Q\Delta_c \quad (4.2)$$

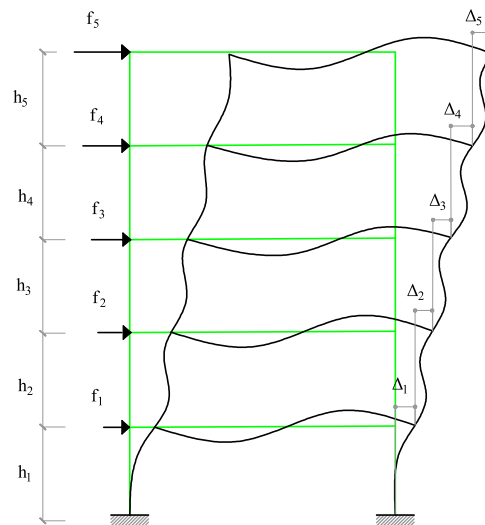


fig. 4.1 Deriva de entrepiso



## 4.2. Daño local

### 4.2.1. Plasticidad concentrada

.El modelado de daño para este trabajo de investigación es el de plasticidad concentrada ya que es el utilizado en el programa PERMORM, su modelación del daño es representada por resortes de flexión en los extremos, donde se concentra el daño simulando la presencia de una articulación plástica y resorte axial Flores (1993), (fig. 4.2). Su comportamiento está representado por las relaciones momento-rotación, es el modelo de daño sugerido en las guías ATC-40 (1996) y FEMA-356 (2000).

Al discretizar los elementos en barras se cumple la teoría de pórticos en lugar de la teoría de vigas

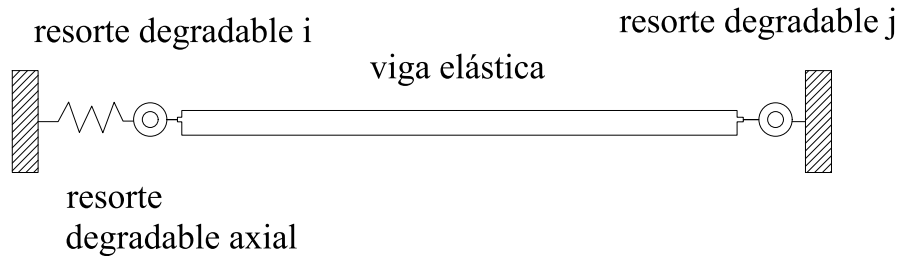


fig. 4.2 Modelo de daño concentrado Flores, (1993)

En general debido a que un material sufre una degradación de su rigidez, la ley de Hooke se verá modificada por el esfuerzo efectivo, para ello es necesario cuantificar el daño del elemento, con la ecuación (4.3), en el caso de que no existan direcciones de degradación, el daño se expresa en términos de un escalar obteniendo la ecuación (4.4), es importante mencionar que cuando esta variable está definida en un rango de valores que van de 0 cuando el material no presenta microfisuras hasta 1 cuando el material está completamente degradado. Una vez que el daño se ha definido, la relación esfuerzo deformación estará dada por la ecuación (4.5)

$$D_n = \frac{\delta A_d}{\delta A} \quad (4.3)$$

$$D_n = D \quad (4.4)$$

$$\sigma = (1 - D)E\varepsilon \quad (4.5)$$

donde:

$D_n$  Variable de índice de daño.

$\delta A_d$  Área de microfisuras multiplicada por un factor de intensidad de esfuerzos.

$\delta A$  Área total.

Sin embargo, los modelos de las barras de los pórticos están dados por resortes degradados y axiales, por lo que sus elementos mecánicos están dados por:

$$N = \frac{(1 - d_a)}{d_a} S_{33}^0 \delta_r \quad (4.6)$$

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{(1 - d_i)}{d_i} S_{11}^0 \Phi_j^r \\ M_j &= \frac{(1 - d_j)}{d_j} S_{22}^0 \Phi_j^r \end{aligned} \quad (4.7)$$

donde:

$d_a$  Degradación del resorte axial.

$d_i$  y  $d_j$  Daño de los resortes de flexión para cada extremo.

$S_{33,11,22}^0$ , Rigideces características de la barra, axiales y rotacionales respectivamente.

Si los daños presentados son permanentes, las ecuaciones (4.6) y (4.7) se verán modificadas, es decir se deberán incluir las deformaciones por sus equivalentes elásticos ecs. (4.8) y (4.9) consecuentemente

$$N = \frac{(1 - d_a)}{d_a} S_{33}^0 (\delta_r - \delta^{rp}) \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{(1 - d_i)}{d_i} S_2^0 (\Phi_i^r - \Phi_i^{rp}) \\ M_j &= \frac{(1 - d_j)}{d_j} S_{22}^0 (\Phi_j^r - \Phi_j^{rp}) \end{aligned} \quad (4.9)$$

donde:

$\delta^{rp}$ ,  $\Phi_i^{rp}$ ,  $\Phi_j^{rp}$  Deformaciones generalizadas plásticas de los resortes

La matriz de rigidez del modelo de una barra con daño se obtiene resolviendo las ecuaciones de un sistema en serie:

$$\begin{aligned} \{M\}_b &= [S^0]_b \cdot \{\Phi^v\}_b \\ \{\Phi\}_b &= \{\Phi^v\}_b + \{\Phi^r\}_b \\ \{M\}_b &= [R]_b \cdot \{\Phi^r\}_b \end{aligned} \quad (4.10)$$

donde:

$\{\Phi^v\}_b$  Vector de deformaciones generalizadas de la viga elástica.

$\{\Phi^r\}_b$  Vector de giros y desplazamientos de los resortes degradables.

$[R]_b$  Matriz diagonal de rigidez con componentes

$$\begin{aligned} R_{11} &= \frac{(1 - d_i)}{d_i} S_{11}^0 \\ R_{22} &= \frac{(1 - d_j)}{d_j} S_{22}^0 \\ R_{33} &= \frac{(1 - d_a)}{d_a} S_{33}^0 \end{aligned} \quad (4.11)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (4.10) se obtiene la ley de estado de la barra

$$\{M\}_b = [S(D)]_b \{\Phi\}_b \quad (4.12)$$

$$[S(D)]_b = [S^0]_b ([0] + [R]_b^{-1} [S^0]_b)^{-1} \quad (4.13)$$

donde:

$[0]$  Matriz unitaria de dimensiones adecuadas.

$[S(D)]_b$  Matriz de rigidez local de la barra degradada.

Una de sus principales ventajas contra el otro modelo de plasticidad el cual es de plasticidad distribuida, es que, al concentrar el daño en solo los extremos del elemento los recursos computacionales son muchos menores,

#### 4.2.2. Plasticidad distribuida

La otra forma de representar el daño en un modelo en elementos finitos viga-columna es la plasticidad distribuida, a diferencia de la plasticidad concentrada, el daño se introduce en diferentes puntos a lo largo del elemento, compuestos por fibras. Para el desarrollo de esta distribución de daño se han realizado

diferentes idealizaciones, entre ellas se encuentra la de Filippou y Issa (1988) donde el elemento se divide en subelementos y se considera el comportamiento histerético simple, pero una vez que trabajan en conjunto los comportamientos, se obtiene un comportamiento histerético más complejo. Las deformaciones a lo largo del elemento se aproximan por medio de polinomios cúbicos de Hermitain, conocidos como basados en desplazamientos, su mayor desventaja es el número de discretizaciones de fibras a lo largo del elemento, esto debido a que la función cúbica se interpola como una distribución lineal, la cual no se cumple cuando el elemento ha fluido. Posteriormente se realiza la matriz de rigidez, con el criterio de trabajo virtual, suponiendo que los desplazamientos son pequeños y las secciones planas permanecen planas, en un incremento de desplazamiento se obtienen fuerzas internas de los subelementos y posteriormente en los contornos del elemento, como se mencionó su limitante del método es que la distribución de la curvatura en los miembros al ocurrir fuertes deformaciones no es acercada a las funciones de interpolación de Hermitain, para ello se pueden introducir funciones de interpolación variable, pero provoca que el método se vuelva más complejo, esta variación es conocida como basado en fuerzas.

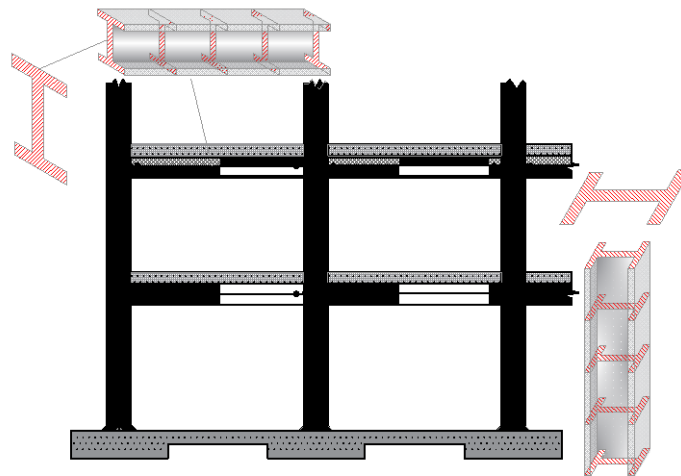


fig. 4.3 Modelo distribuido con elementos viga-columna de fibras (NIST,2017)

Al distribuir plasticidades a lo largo del elemento es necesario conocer el comportamiento de este en los diferentes, puntos de interés para comprender esto es necesario presentar la guía de Alemdar, BN (2001) Recordando que el daño se distribuye a lo largo del elemento es necesario estudiar un elemento, en este

caso una viga como se muestra en fig. 4.4, que se encuentra sujeto a fuerzas en sus extremos así como fuerzas  $q(x)$  y  $h(x)$  uniformemente distribuidas a lo largo del elemento, tomando una muestra de longitud  $dx$  se tienen las condiciones de equilibrio mostradas en fig. 4.5.

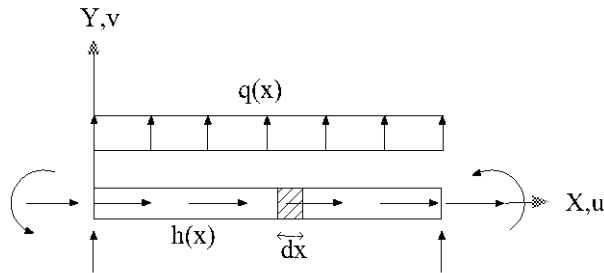


fig. 4.4 Elemento viga-columna sujeto a cargas.

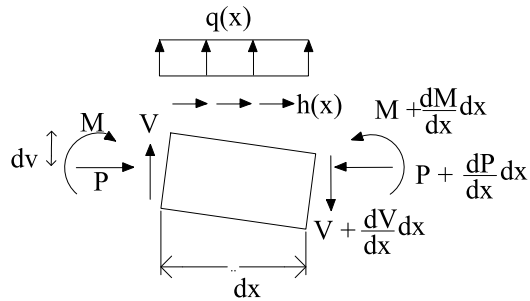


fig. 4.5 Equilibrio del elemento infinitesimal.

De la condición de equilibrio del elemento infinitesimal

$$\frac{dP}{dx} = h(x) \quad (4.14)$$

$$\frac{dV}{dx} = q(x) \quad (4.15)$$

$$P \cdot \left(\frac{dV}{dx}\right) - \frac{dM}{dx} + V = 0 \quad (4.16)$$

Al derivar la ecuación (4.15) y sustituirla en la ecuación (4.16) se obtiene:

$$\frac{d^2M}{dx^2} - P \cdot \left(\frac{d^2V}{dx^2}\right) - q(x) = 0 \quad (4.17)$$

Se considera que la viga de estudio tiene 3 grados de libertad (fig. 4.6) la obtención de las deformaciones es por medio de interpolaciones; en el caso de deformaciones axiales la interpolación será lineal, para deformaciones transversales serán interpolación cúbica.

$$u = \begin{pmatrix} 0 & 0 & \frac{x}{L} \end{pmatrix} \cdot \bar{q} = N_u^T \cdot \bar{q} \quad (4.18)$$

$$v = \left[ x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \quad -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \quad 0 \right] \cdot \bar{q} = N_v^T \cdot \bar{q} \quad (4.19)$$

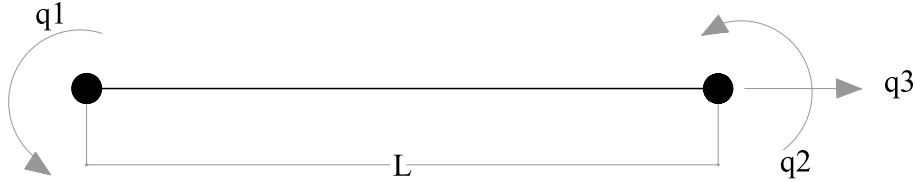


fig. 4.6 Grados de libertad del elemento.

Considerando la variación de funciones de forma Galerkin:

$$\delta u = N_u^T \cdot \delta \bar{q} \quad (4.20)$$

$$\delta v = N_v^T \cdot \delta \bar{q} \quad (4.21)$$

Aplicando el principio de desplazamientos virtuales

$$\int_0^L \delta v \cdot \left[ \frac{d^2 M}{dx^2} - P \cdot \left( \frac{d^2 V}{dx^2} \right) - q(x) \right] \cdot dx + \int_0^L \delta u \cdot \left[ h(x) - \frac{dP}{dx} \right] \cdot dx = 0 \quad (4.22)$$

Al integrar por partes y realizando simplificaciones se obtiene la ecuación (4.23)

$$\left[ \int_0^L (N_v'' \quad N_v' \cdot N_v'^T \cdot \bar{q} + N_u') \cdot \begin{pmatrix} M \\ P \end{pmatrix} \cdot dx - \int_0^L N_v \cdot q(x) \cdot dx + \int_0^L N_u \cdot h(x) \cdot dx \right] - Q_{ext} = 0 \quad (4.23)$$

Donde  $Q_{ext}$  hace referencia a las fuerzas externas en el elemento

De acuerdo a las ecuaciones cinemáticas de deformación, Green-Lagrange (Green-Lagrange strain) define como ec (4.24), pero esta no representa la forma completa de la definición de Green Lagrange strain, ahora se considera la variación del strain y se obtiene la ecuación

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 \quad (4.24)$$

$$\delta\varepsilon = \delta u' + \delta v' \cdot v' \quad (4.25)$$

Remplazando las ecuaciones (4.20) y (4.21) en la ecuación anterior se obtiene:

$$\delta\varepsilon = (N_u'^T + q^{-T} \cdot N_v' \cdot N_u'^T) \cdot \delta\bar{q} \quad (4.26)$$

La variación de la curvatura se expresa:

$$\delta k = N_u''^T \cdot \delta q \quad (4.27)$$

Combinando las ecuaciones (4.26) y (4.27) se obtiene la variación general de la deformación

$$\delta d = \begin{pmatrix} \delta k \\ \delta\varepsilon \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} N_u''^T \\ N_u'^T + q^{-T} \cdot N_v' \cdot N_u'^T \end{pmatrix} \cdot \delta q = N_{\delta d} \cdot \delta q \quad (4.28)$$

La ecuación (4.23) que gobierna el equilibrio del sistema

$$g = \int_0^L N_{\delta d}^T \cdot F \cdot dx - \int_0^L N_v \cdot q(x) \cdot dx + \int_0^L N_u \cdot h(x) \cdot dx - Q_{ext} = 0 \quad (4.29)$$

Donde F es el vector de fuerzas  $F = \begin{pmatrix} M \\ P \end{pmatrix}$

Entre las ventajas se tienen al considerar el daño de forma distribuida es que los elementos no requieren un especial proceso de calibración a diferencia de la plasticidad concentrada que depende de la calibración de los resortes.

## 5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

### 5.1. Descripción de las estructuras analizadas

Las estructuras que se han analizado para el presente trabajo de investigación son dos: el edificio 1 y el edificio 2, ambas estructuras fueron diseñadas con las NTC 2017 de diseño por sismo y considerando que su uso es de oficinas, están ubicadas en eje central número 521, tienen un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 3$  y concreto reforzado con un  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ . Las secciones obtenidas de acuerdo al análisis sísmico son las presentadas en Tabla 5.1 Ambos edificios cuentan con 8 pisos, cada piso tiene una estructuración de plantas tipo que se presentan en las figuras fig. 5.1 y fig. 5.2.

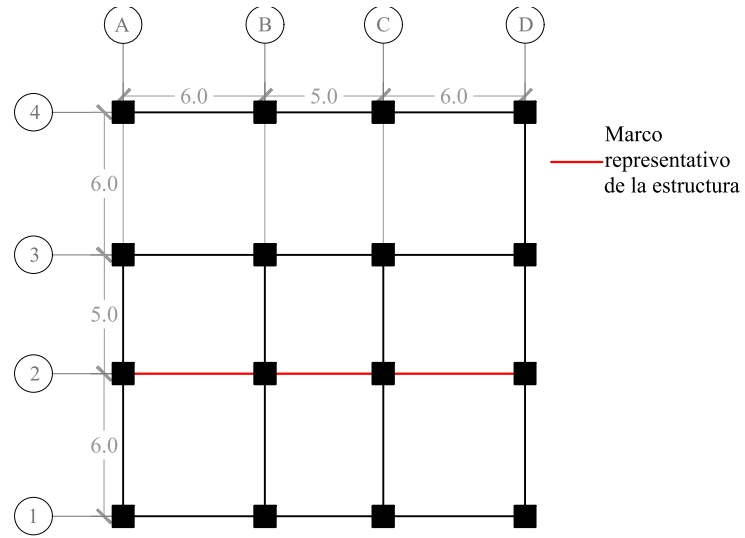


fig. 5.1 Plata tipo edificio 1.

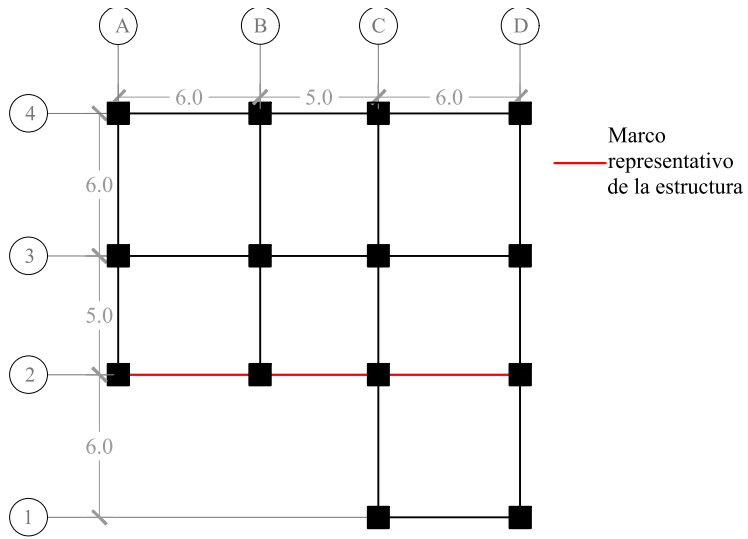


fig. 5.2 Plata tipo edificio 2.



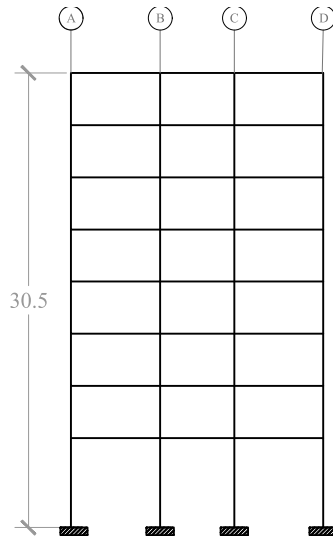


fig. 5.3 Elevación de edificios 1 y 2

Nivel de entrepiso	Edificio 1		Edificio 2	
	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
	Medidas (cm)		Medidas (cm)	
1	100x50	90x90	90x45	80x80
2	90x45	80x80	90x45	80x80
3	90x45	80x80	90x45	70x70
4	90x45	70x70	80x40	70x70
5	90x45	70x70	84x40	65x65
6	80x40	70x70	70x35	65x65
7	84x40	65x65	70x35	65x65
8	60x30	65x65	70x35	65x65

Tabla 5.1 Secciones de los edificios.

A su vez los factores de irregularidad considerados fueron los mostrados en la siguiente tabla

Regularidad.		
Condición	Edificio 1	Edificio 2
1	R	R
2	R	R
3	R	R
4	R	I
5	R	R
6	R	R
7	R	R
8	R	R
9	R	R
10	R	R
11	I	I
12	R	R
13	R	R
Fr	0.7	0.8

Tabla 5.2 Condiciones de regularidad.

De cada edificio se obtuvo un marco representativo, que visto de planta son los siguientes, esos marcos cuentan con la misma configuración de secciones por cada nivel de entre piso.

### 5.2. Demanda sísmica

De acuerdo a las NTC 2017 de diseño por sismo, los espectros de diseño fueron obtenidos mediante el programa SASID en el cual se consideró que las estructuras tienen un factor de importancia (grupo) B; dependiendo del edificio su factor de irregularidad fue de 0.7 y 0.8, y un factor de hiperstaticidad (K1) de 1.

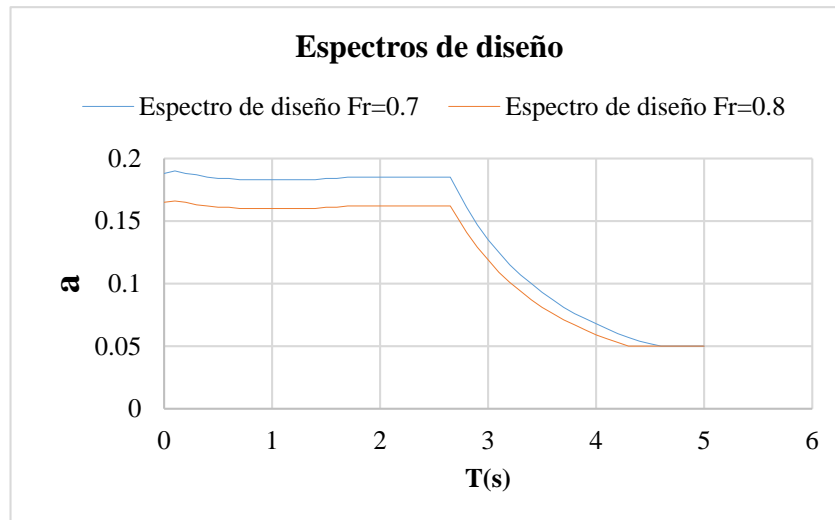


fig. 5.4 Espectros de diseño obtenidos del SASID

Para la evaluación de las estructuras se obtuvieron 5 registros de acelerogramas de sismos arbitrarios y se incluyeron los ocurridos en 19 de septiembre de 1985 y 2017.

Sismo	Intervalo	Duración
AL140995	0.005	65
BL250489	0.005	65
CJ140995	0.005	65
CJ250489	0.005	65
CUPJ140995	0.01	130
STC190917	0.005	65
STC190985	0.01	130

Tabla 5.3 Sismos para evaluación.

### 5.3. Análisis de resultados

Las estructuras se analizaron con dos programas comerciales PERFORM 3D 7 CSI (1995) caracterizado por la aplicación en análisis no lineales y SAP2000 CSI (2006) el cual realiza un análisis elástico lineal de las estructuras. Para la obtención de la respuesta del oscilador equivalente de un grado de libertad se empleó el programa DEGTRA el cual resuelve la ecuación de movimiento, a su vez es posible considerar el rango inelástico del oscilador teniendo conocimiento de la pendiente de la rama de una curva de capacidad idealizada como bilineal.

#### 5.3.1. Comparación de desplazamientos

En esta sección se muestra la repuesta de las estructuras en ambas direcciones, se comparan las respuestas de desplazamientos obtenidas en los análisis lineales y no lineales, en ambos casos el análisis fue paso a paso y se consideró un amortiguamiento del 5% para todos los registros de los sismos. Al final en las tablas Tabla 5.4 y Tabla 5.5 se muestra un cociente de desplazamientos máximos de la respuesta elástica entre el desplazamiento máximo de la respuesta inelástica.

Edificio 1.

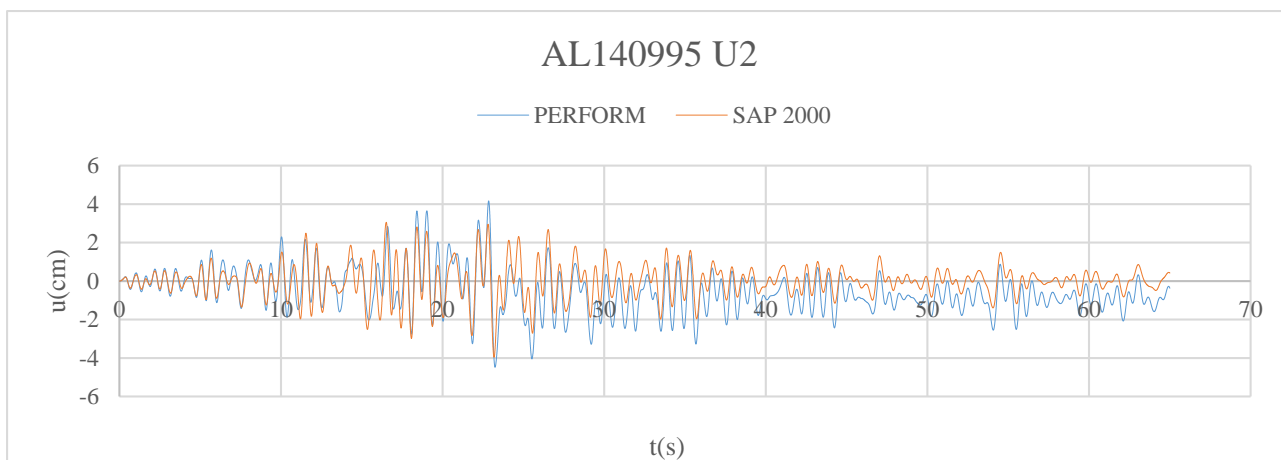
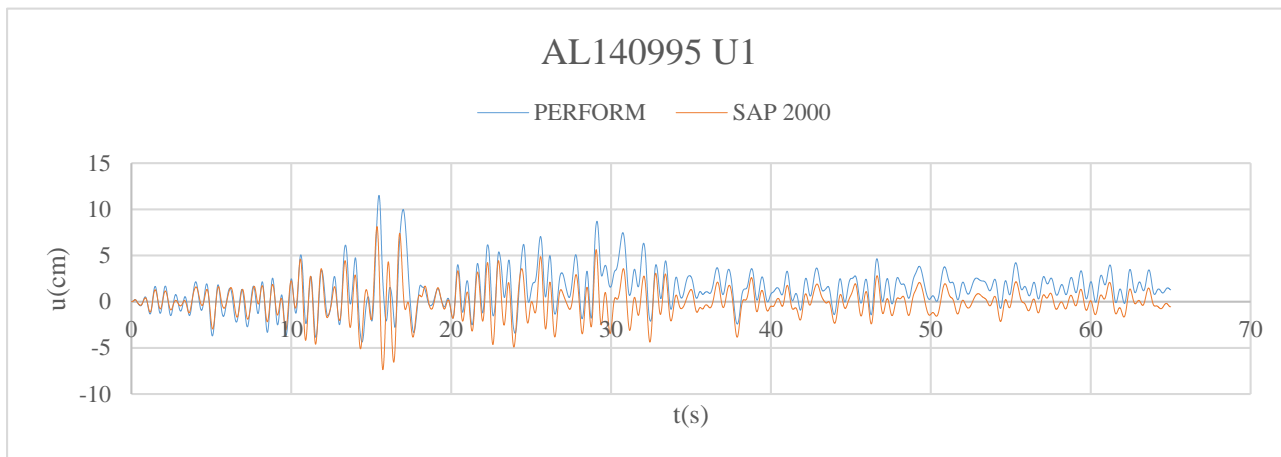
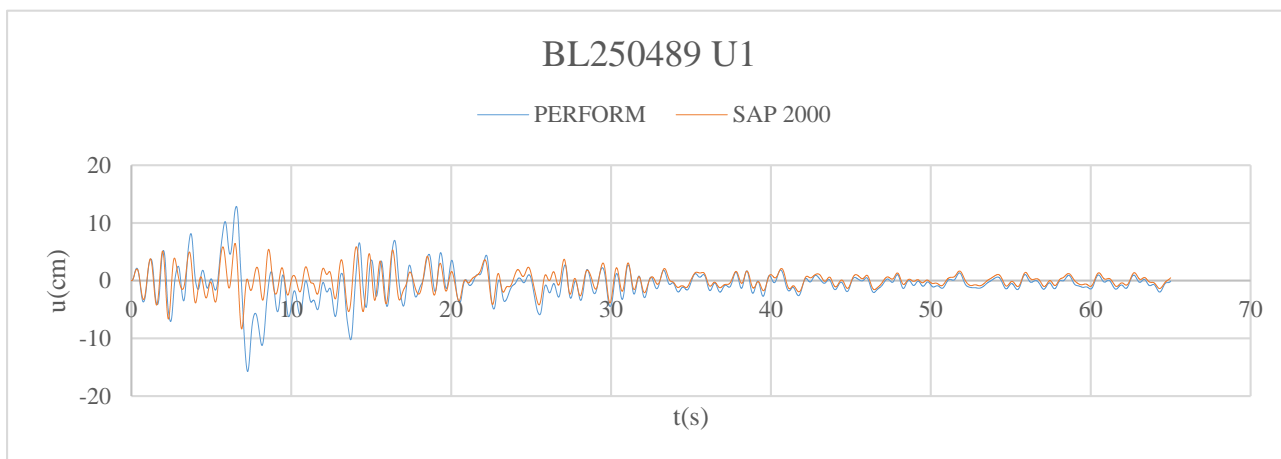


fig. 5.6 Respuesta de edificio 1 AL140995



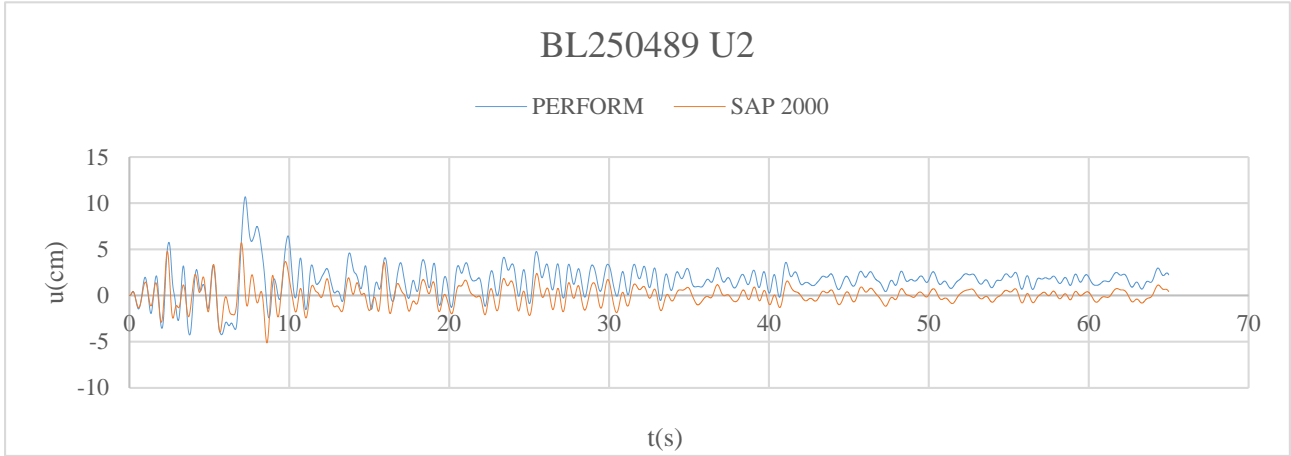


fig. 5.7 Respuesta de edificio 1 BL250489

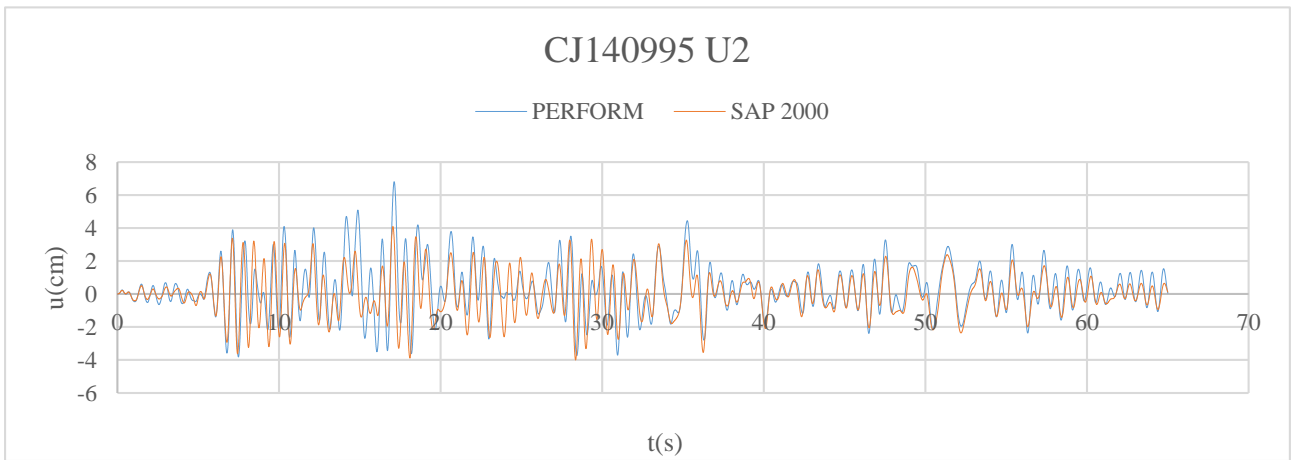
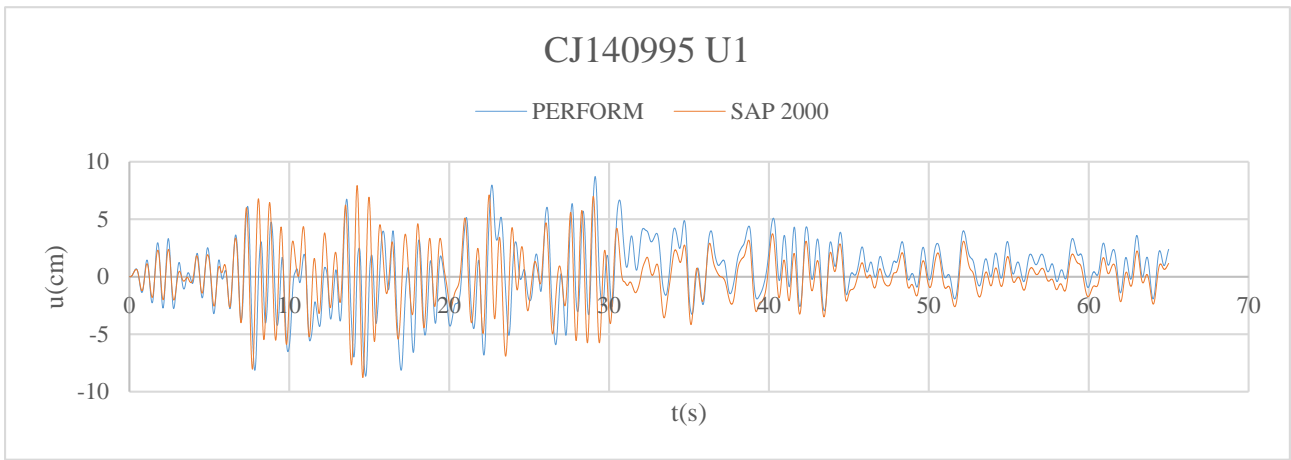


fig. 5.8 Respuesta de edificio 1 CJ140995

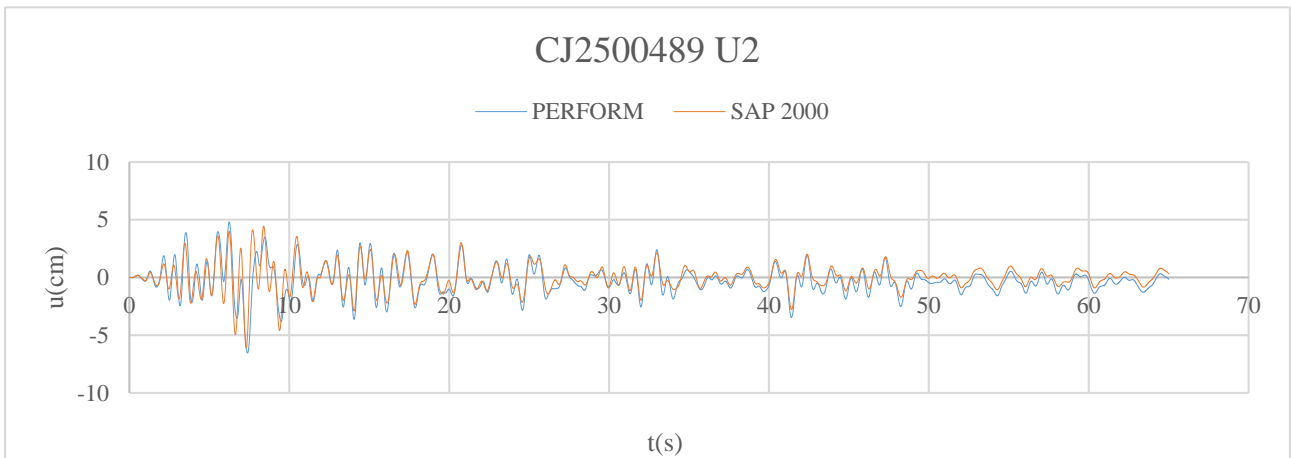
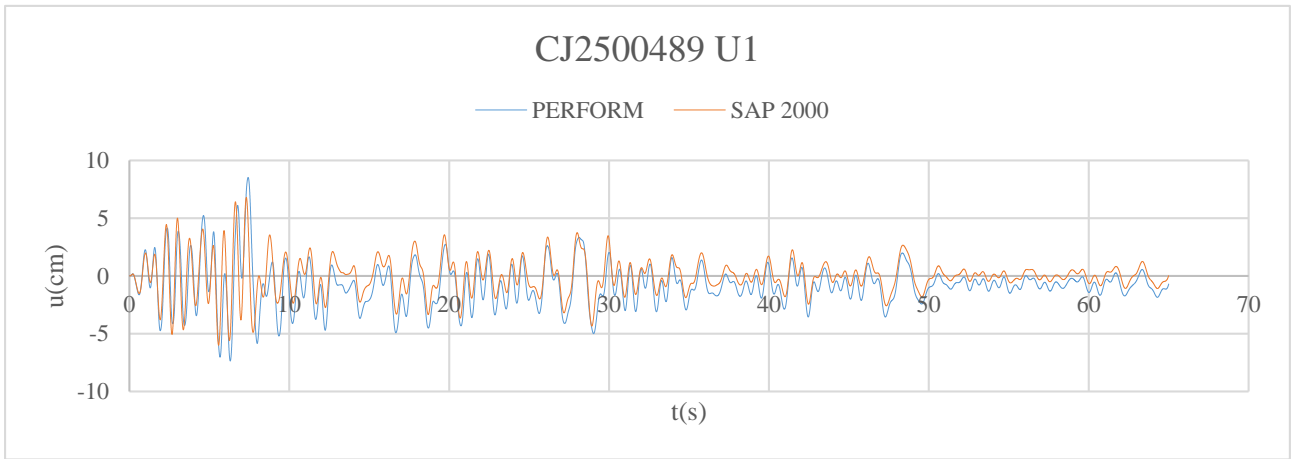
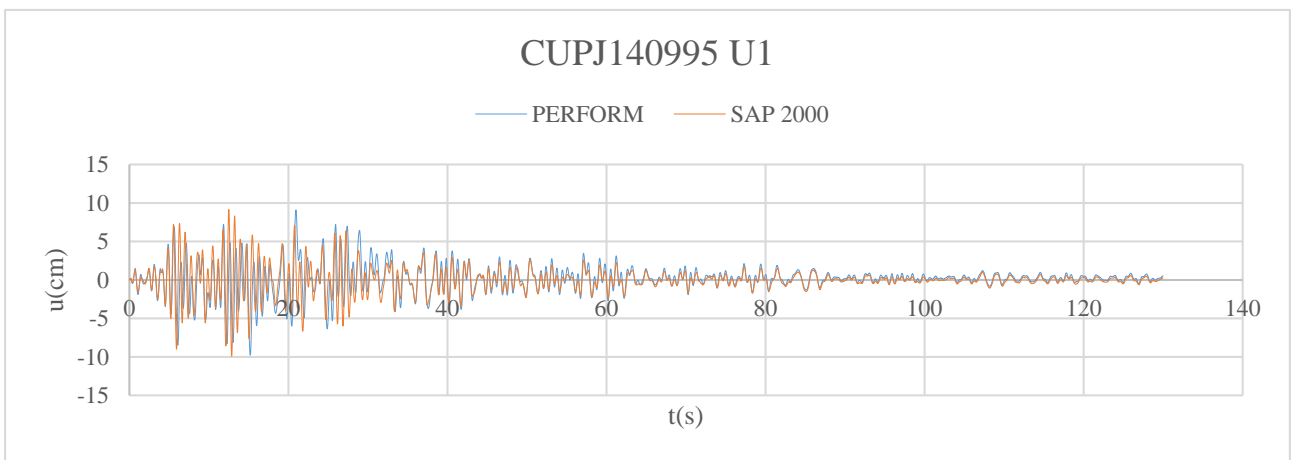


fig. 5.9 Respuesta de edificio 1 CJ250489



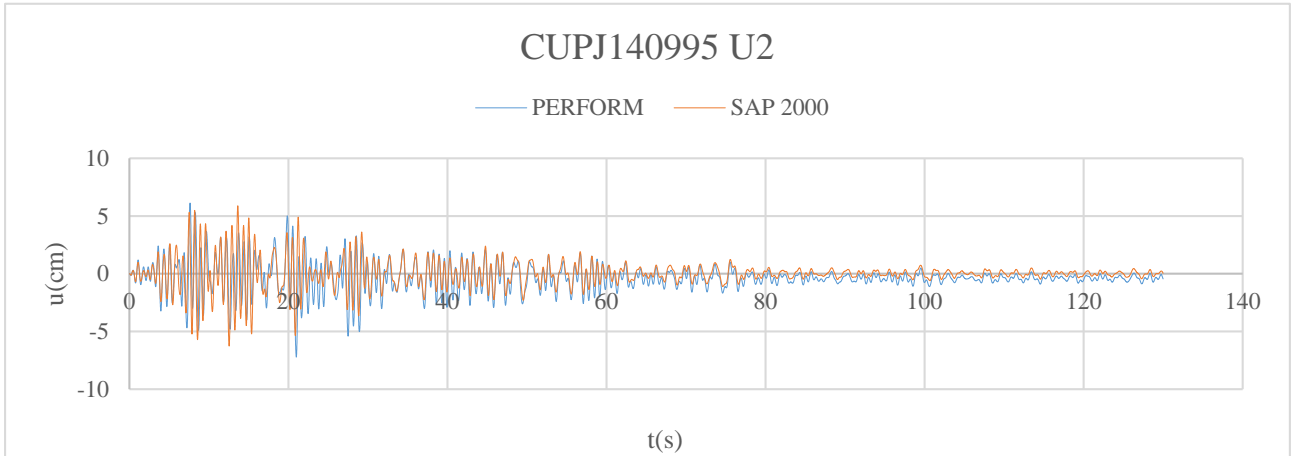


fig. 5.10 Respuesta de edificio 1 CUPJ140995

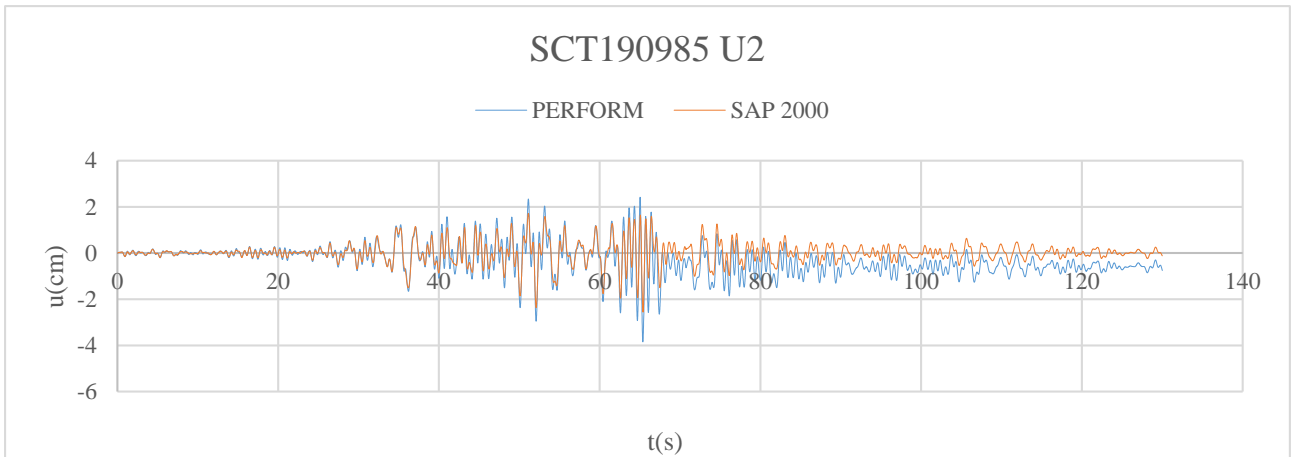
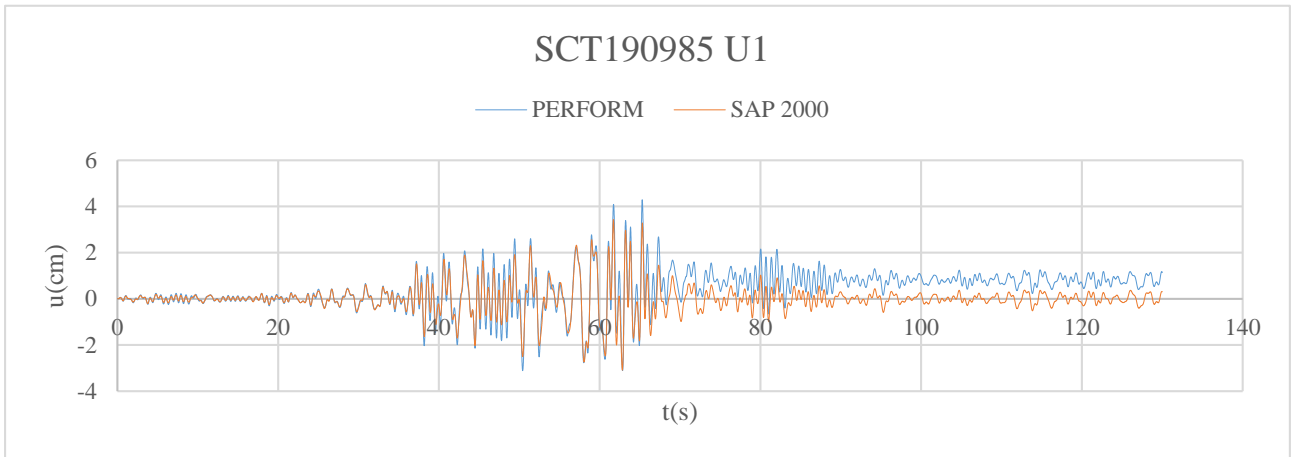


fig. 5.11 Respuesta de edificio 1 STC190985

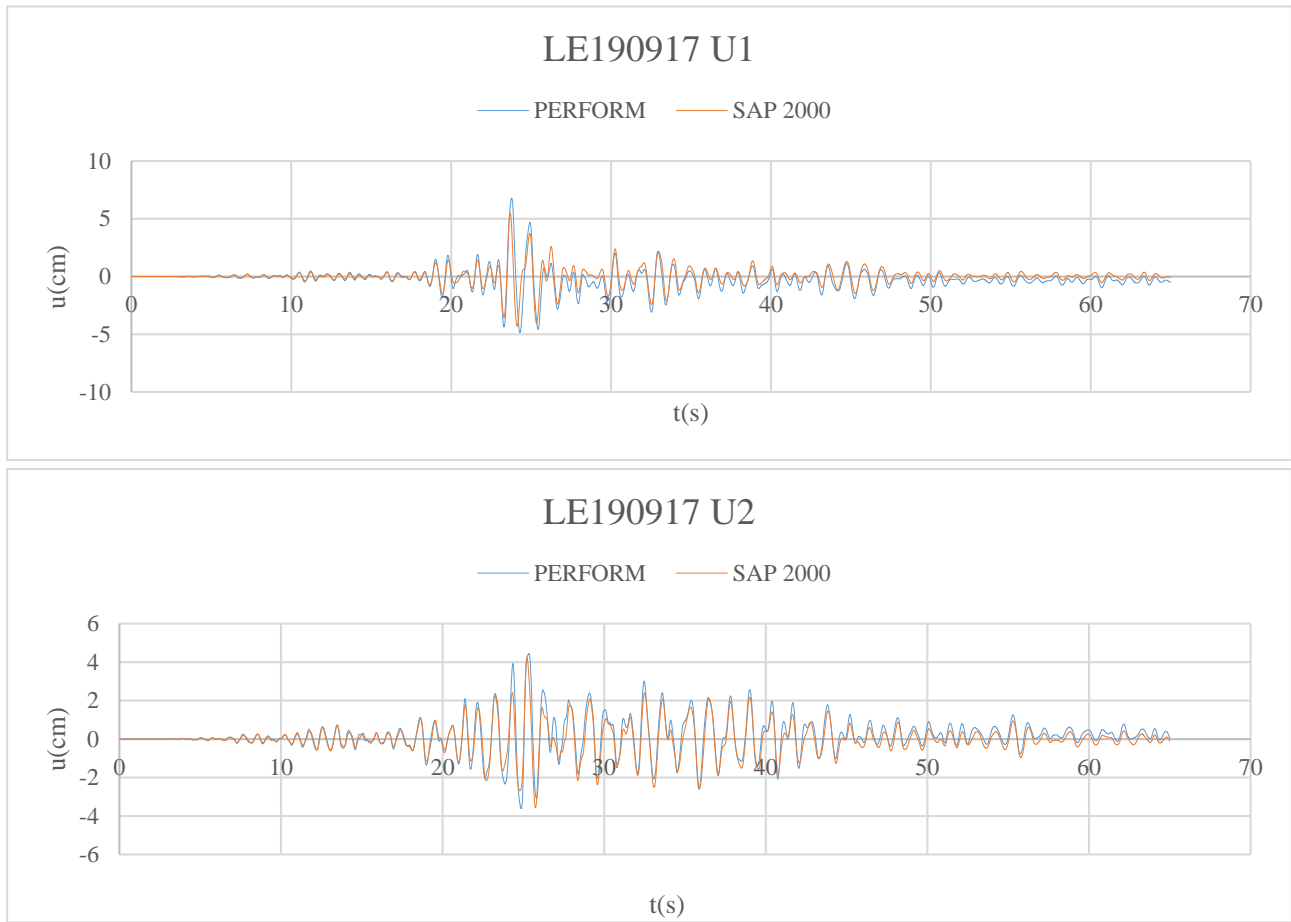


fig. 5.12 Respuesta de edificio 1 LE190917

Edificio 1		
Sismo	$\frac{U_{MáxE}}{U_{MáxI}}$	
	U1	U2
AL140995	0.71	0.73
BL250489	0.53	0.54
CJ140995	0.91	0.60
CJ250489	0.80	0.93
CUPJ140995	1.01	0.87
STC190985	0.80	0.66
LE190917	0.81	0.95

Tabla 5.4 Relación de desplazamientos máximos edificio 1.



Edificio 2.

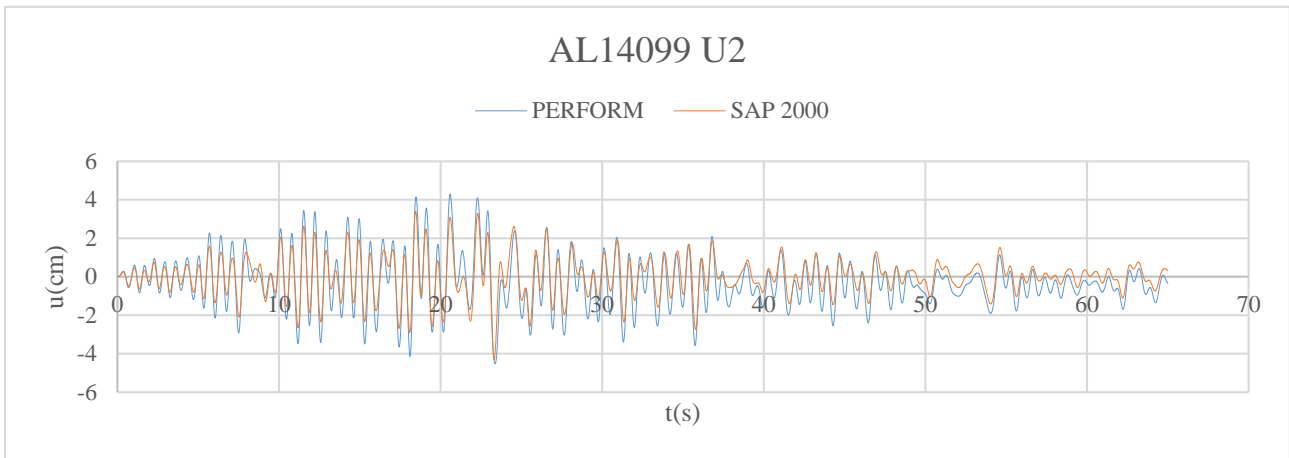
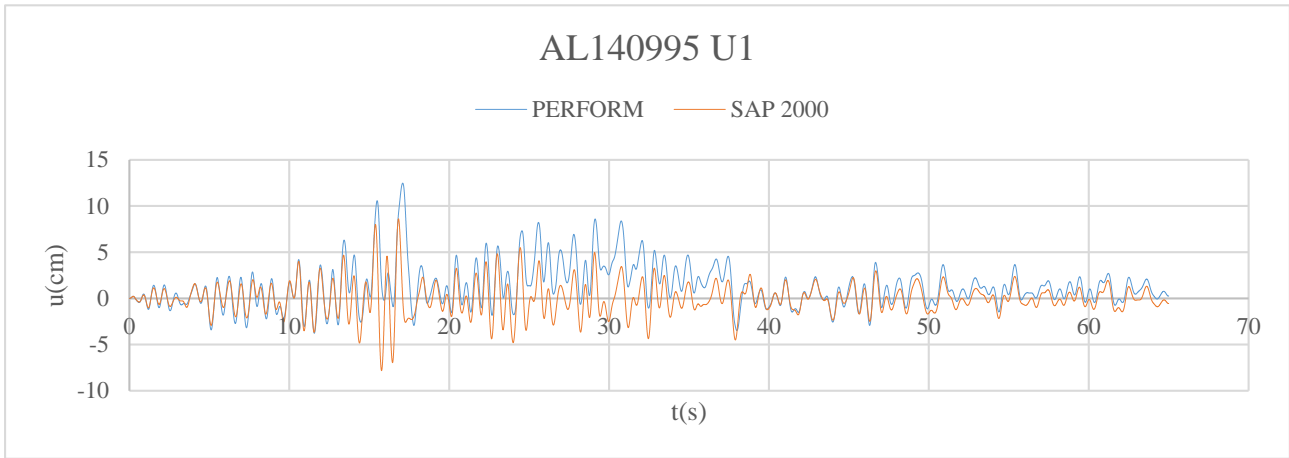
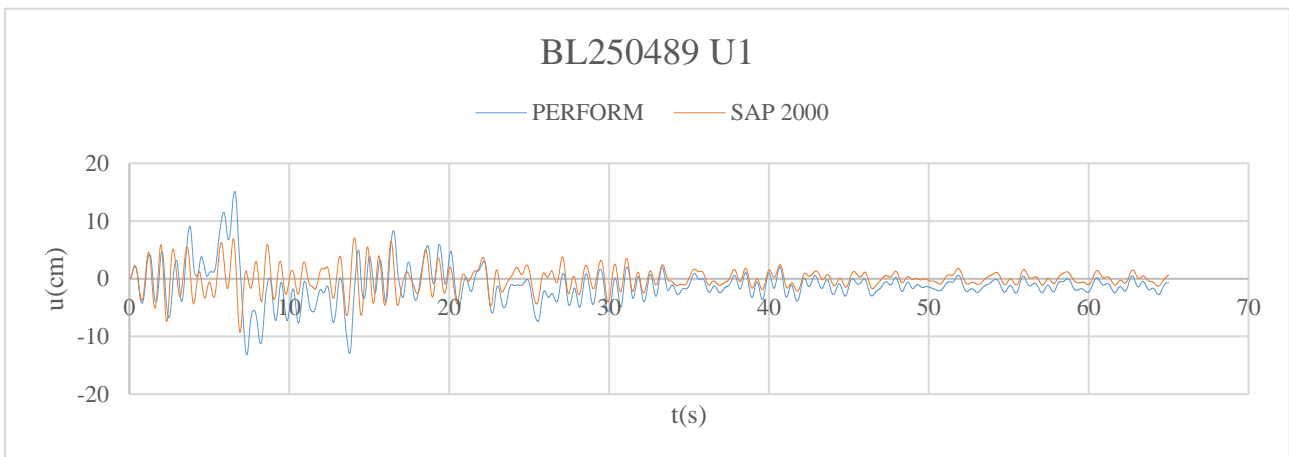


fig. 5.13 Respuesta de edificio 2 AL140995



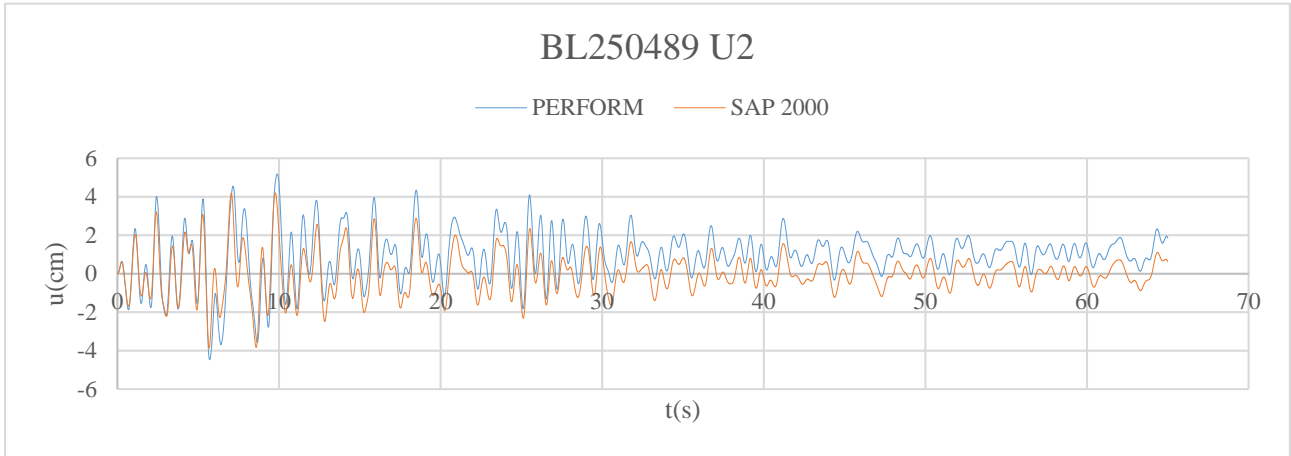


fig. 5.14 Respuesta de edificio 2 BL250489

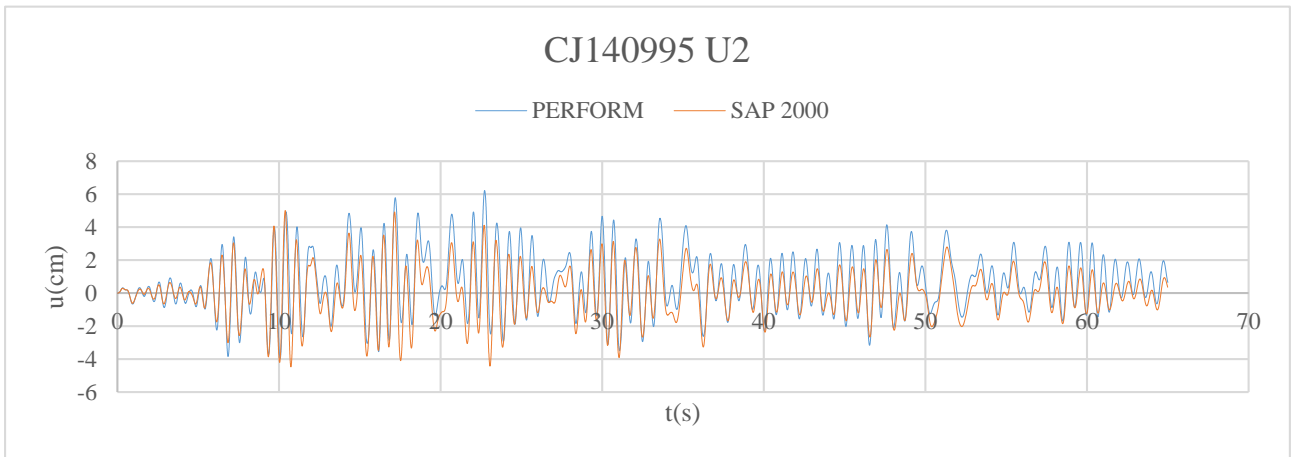
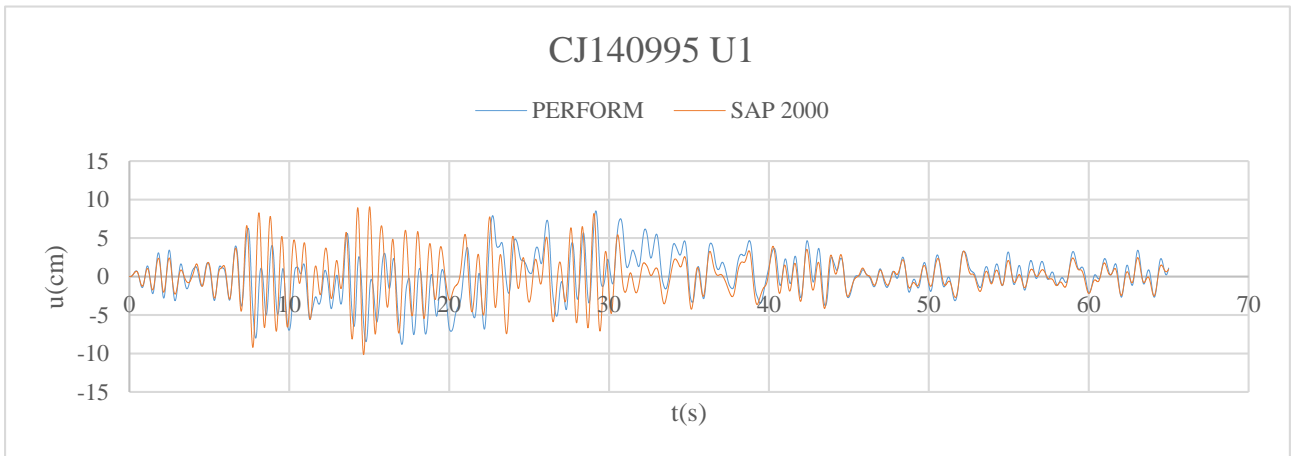


fig. 5.15 Respuesta de edificio 2 CJ140995

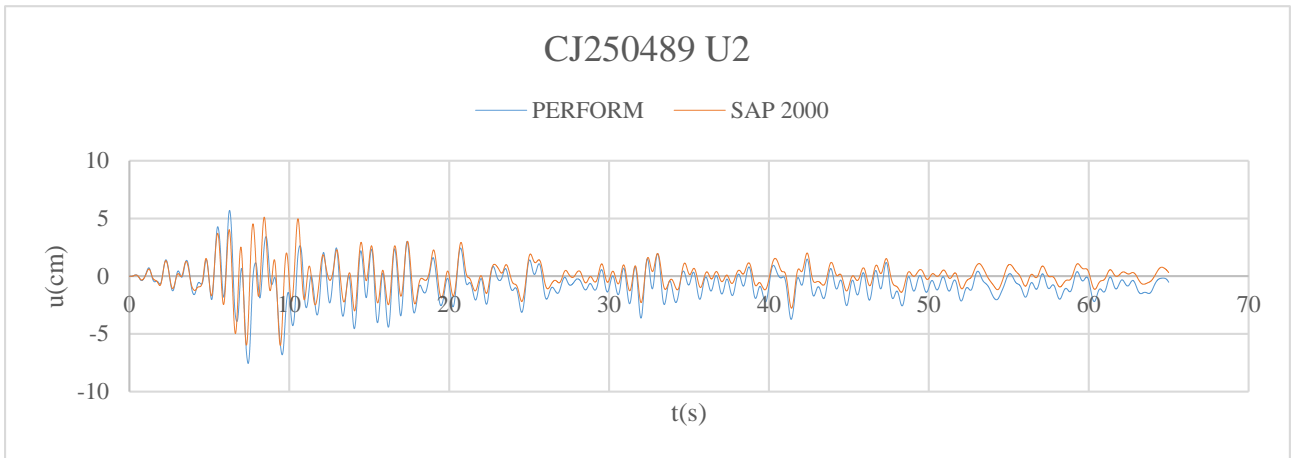
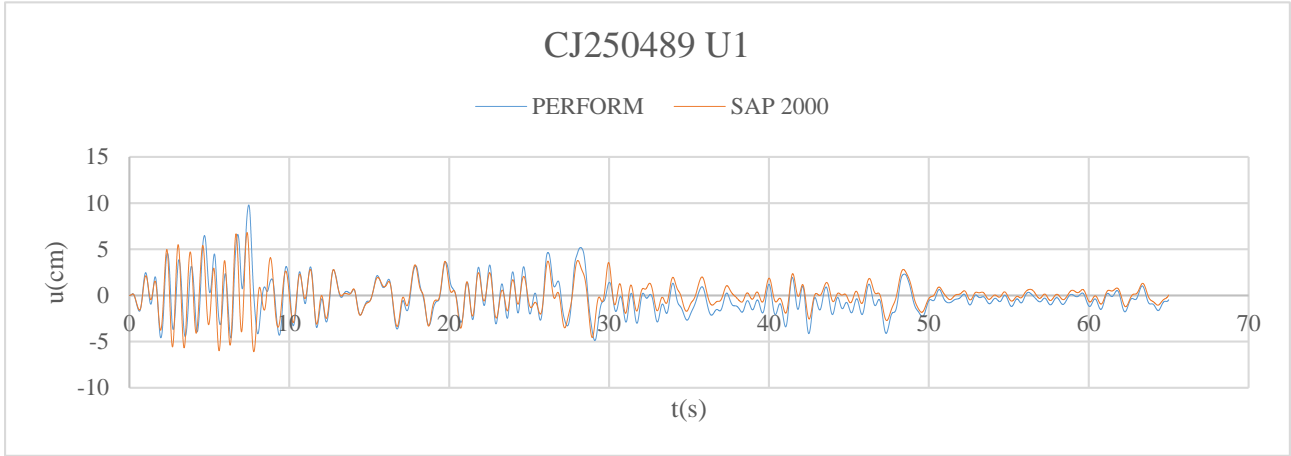
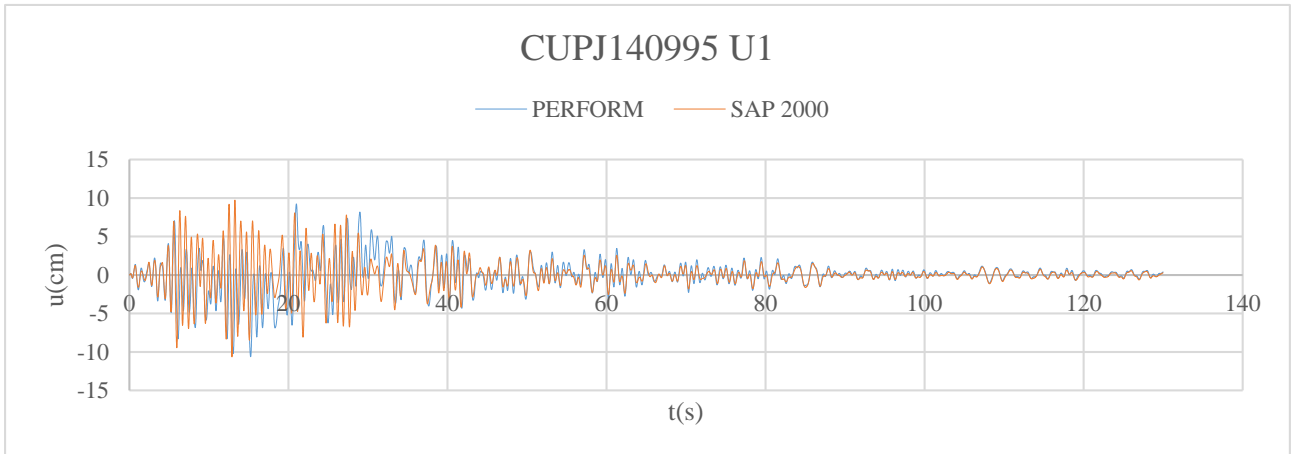


fig. 5.16 Respuesta de edificio 2 CJ250489



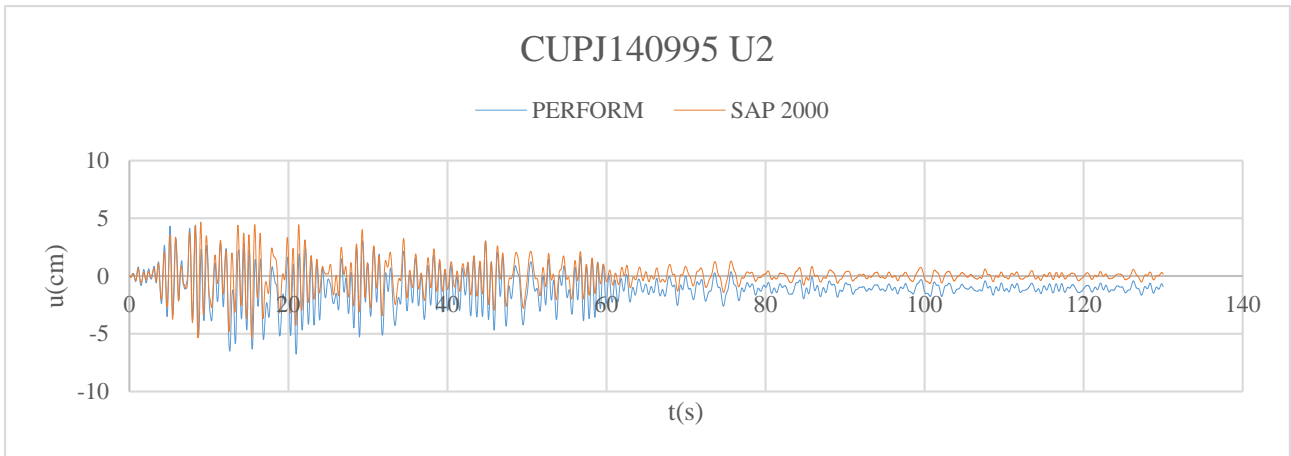


fig. 5.17 Respuesta de edificio 2 CUPJ140995

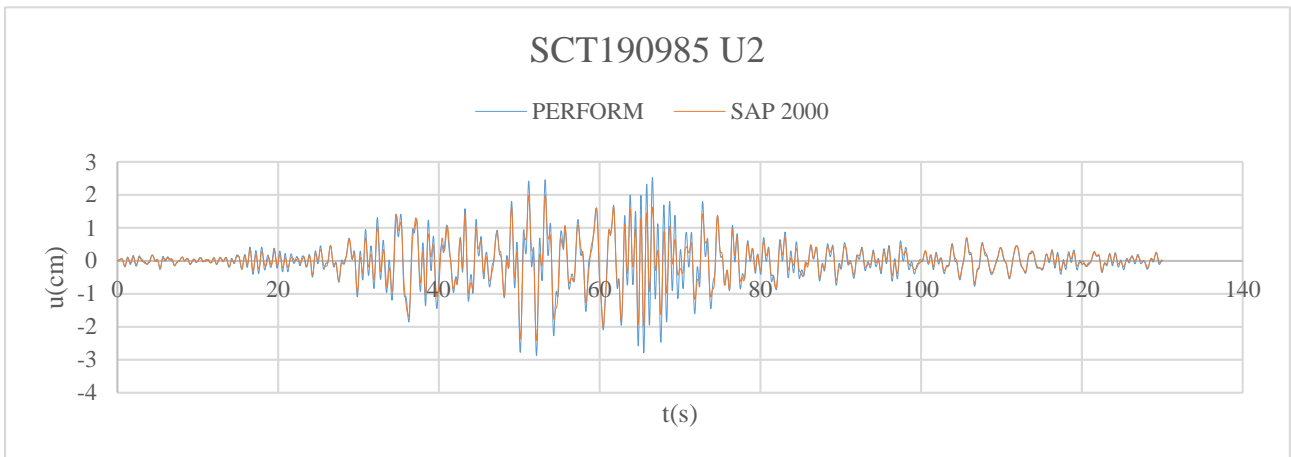
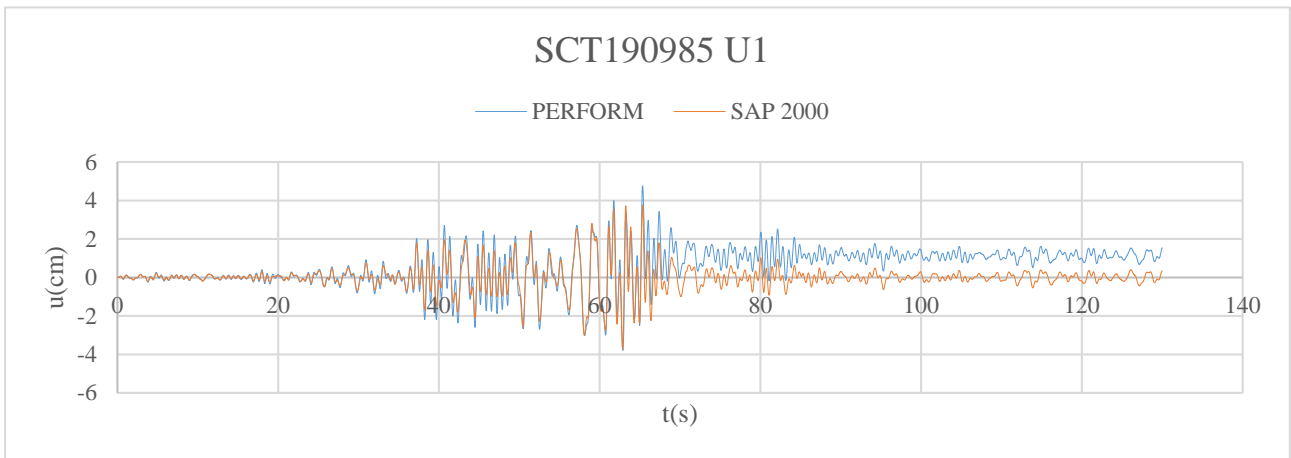


fig. 5.18 Respuesta de edificio 1 STC190985

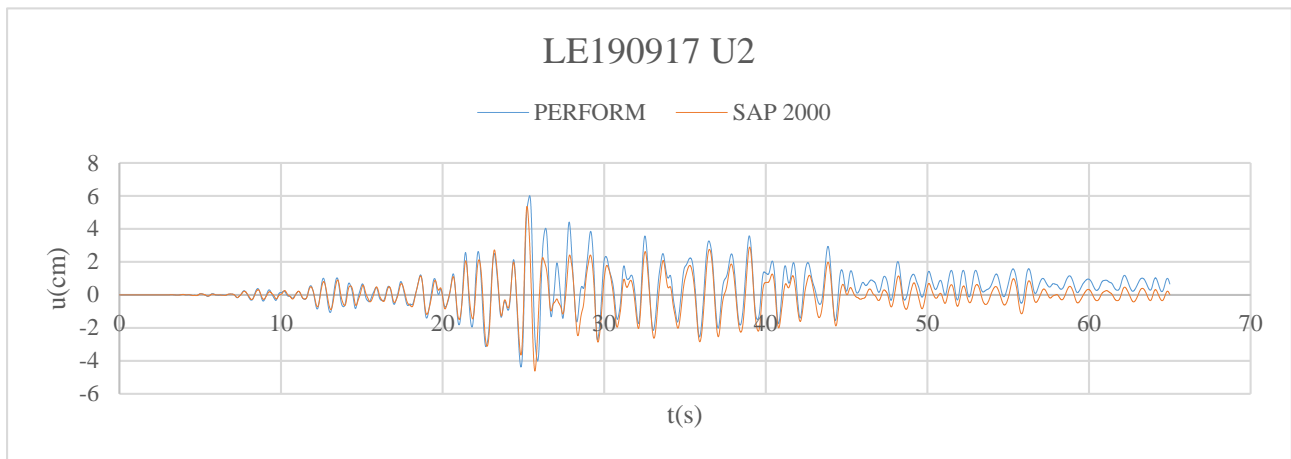
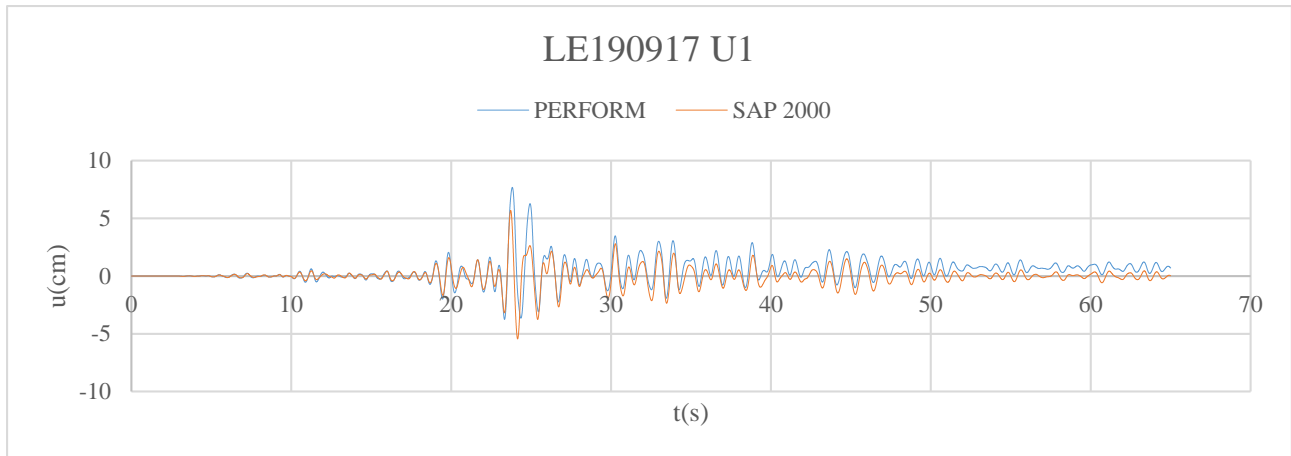


fig. 5.19 Respuesta de edificio 1 LE190917

Edificio 2		
Sismo	$\frac{U_{MáxE}}{U_{Máxl}}$	
	U1	U2
AL140995	0.69	0.95
BL250489	0.47	0.81
CJ140995	1.15	0.81
CJ250489	0.70	0.79
CUPJ140995	1.0	0.79
STC190985	0.79	0.84
LE190917	0.74	0.89

Tabla 5.5 Relación de desplazamientos máximos edificio 2.

De los datos obtenidos se puede observar que no en todos los casos se presenta que ambas respuestas coincidan, esto se debe a que de acuerdo a la intensidad del sismo la estructura tiende a comportarse de

forma inelástica, teniendo así diferentes respuestas, correspondientes a las diferentes rigideces, ya que el programa SAP2000 considera un análisis donde la rigidez es constante, en cambio el programa perform 3D considera que la estructura tendrá un cambio de rigidez. Como se mencionó anteriormente en las inconsistencias del método de diseño basado en fuerzas, donde se habló de la regla de iguales desplazamientos (la cual no se cumple en todos los casos), los desplazamientos máximos no son los mismos para ambos casos, en la tablas Tabla 5.4 y Tabla 5.5 se muestra que en los casos donde el cociente es menor a uno, se obtuvo un desplazamiento inelástico mayor, en el caso donde dicho cociente es más aproximado a uno, ambas respuestas coinciden mejor, más adelante se observará el comportamiento de las curvas de capacidad, las cuales complementan la información.

### Marco 1

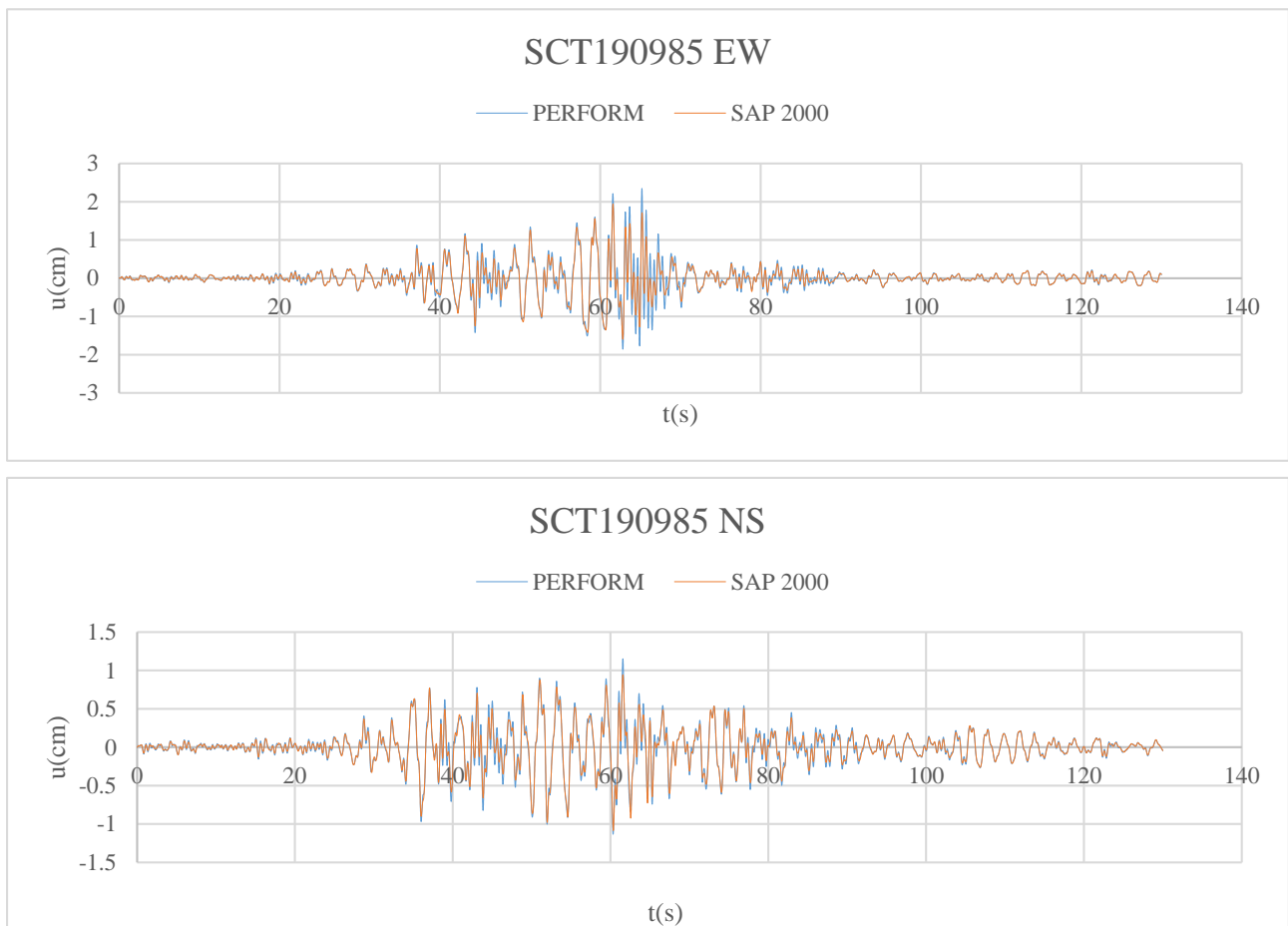


fig. 5.20 Respuesta de marco 1 SCT190985

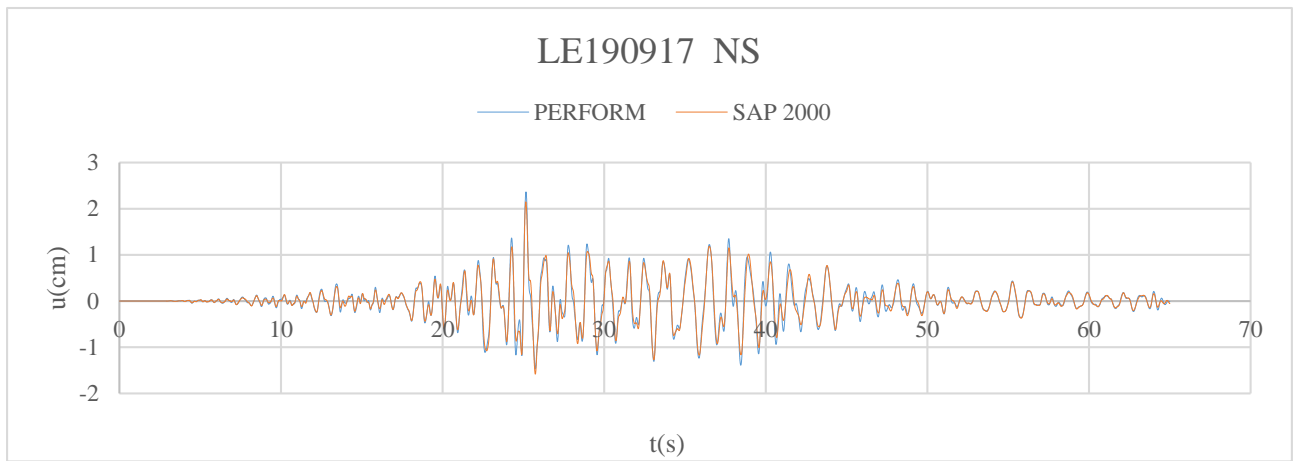
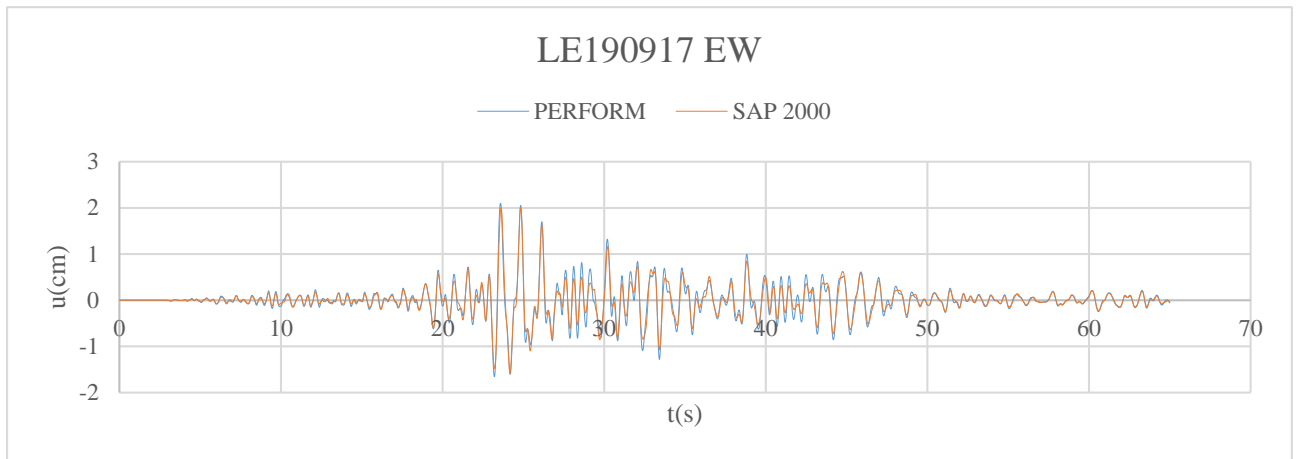


fig. 5.21 Respuesta de marco 1 LE190917

Marco 1		
Sismo	$\frac{U_{MáxE}}{U_{MáxI}}$	
	EW	NS
STC190985	0.83	0.82
LE190917	0.96	0.91

Tabla 5.6 Relación de desplazamientos máximos marco 1.

Marco 2

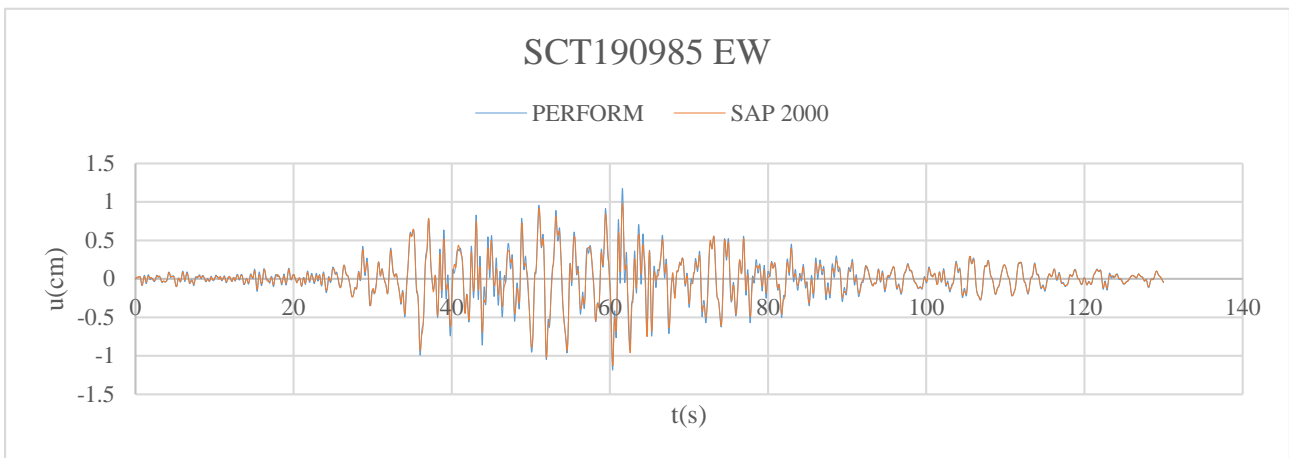
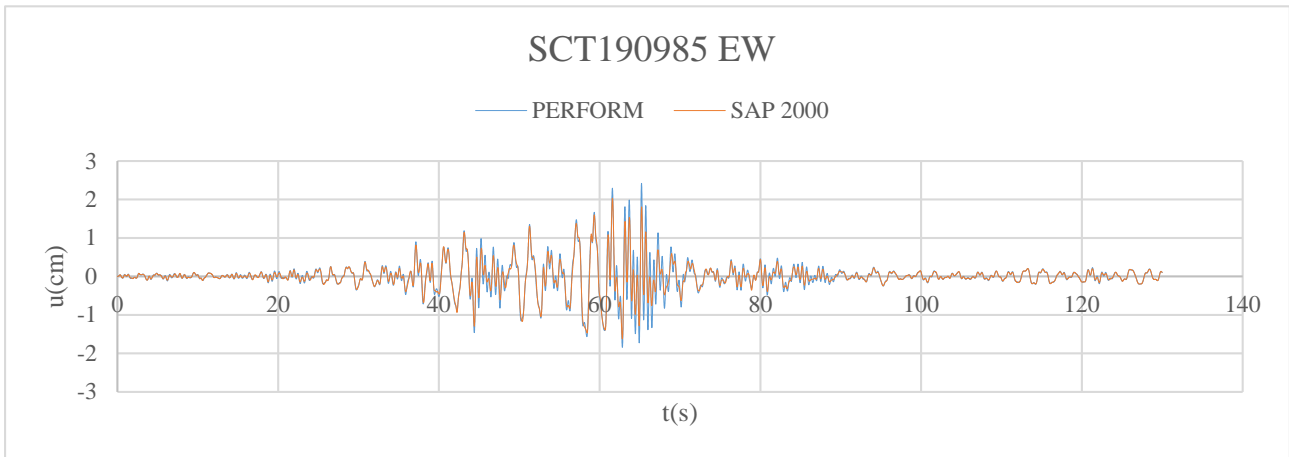
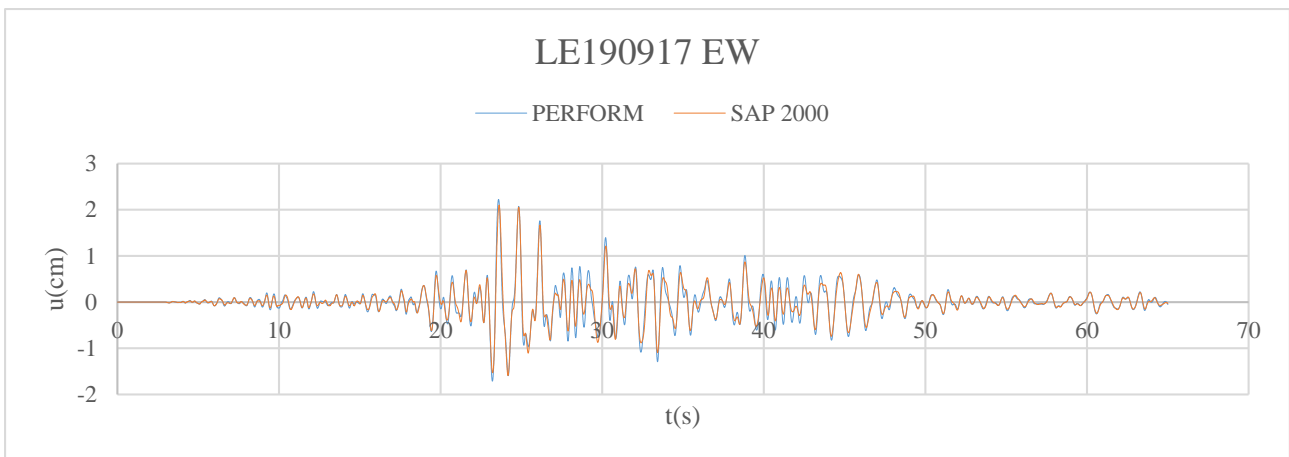


fig. 5.22 Respuesta de marco 2 SCT190985





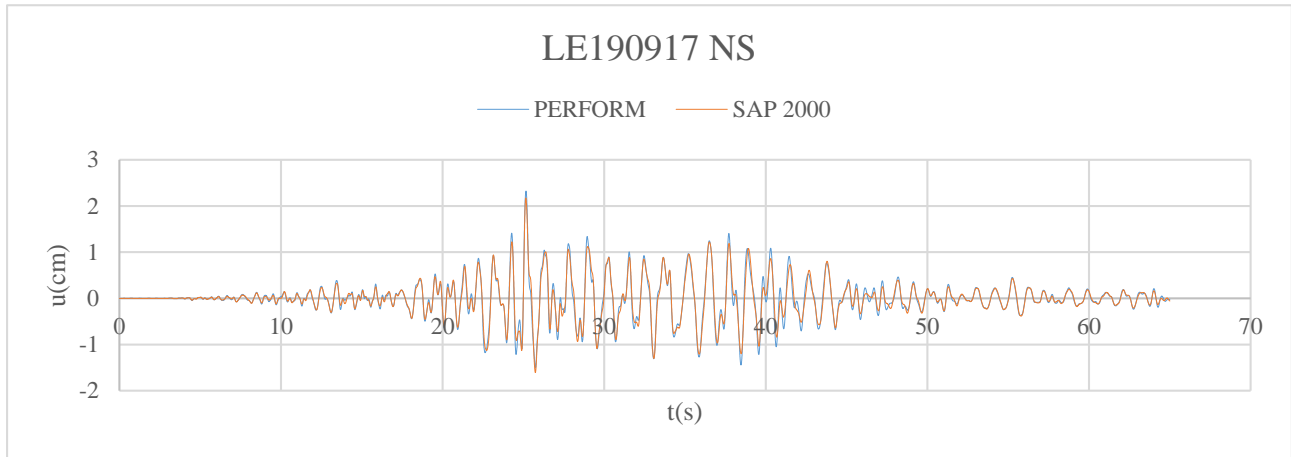


fig. 5.23 Respuesta de marco 2 LE190985

Marco 2		
Sismo	$\frac{U_{MáxE}}{U_{Máxl}}$	
	EW	NS
STC190985	0.83	0.95
LE190917	0.95	0.93

Tabla 5.7 Relación de desplazamientos máximos marco 2.

### 5.3.2. Análisis Push-over

A las estructuras de estudio se les hizo un análisis push-over con una carga triangular, para este análisis se obtuvieron las siguientes curvas de capacidad para cada dirección: y posteriormente la curva se convirtió en espectro de capacidad con coordenadas espectrales, para así obtener una idealización bilineal de la curva, considerando el principio de iguales energías debajo de cada curva, de esta manera poder ingresar los datos necesarios para idealizar un oscilador equivalente con las mismas características de las estructuras, periodo y rigidez en la segunda pendiente de la curva de capacidad.

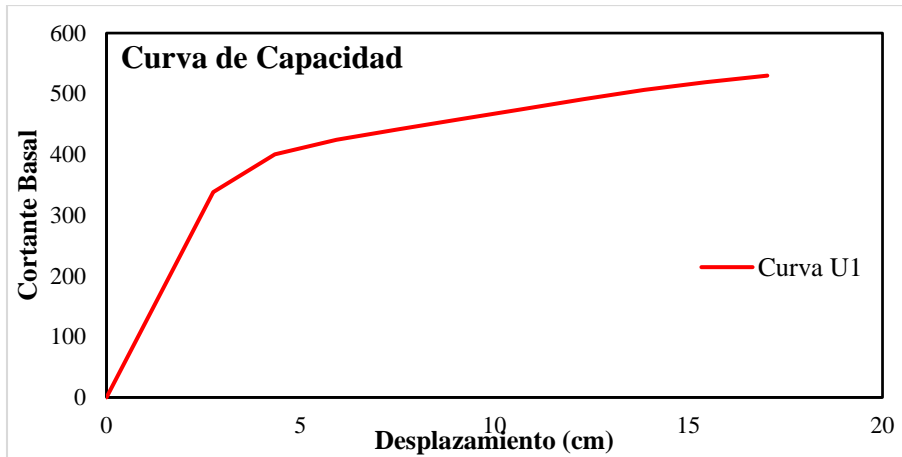


fig. 5.24 Curva de capacidad edificio 1 en dirección U<sub>1</sub>

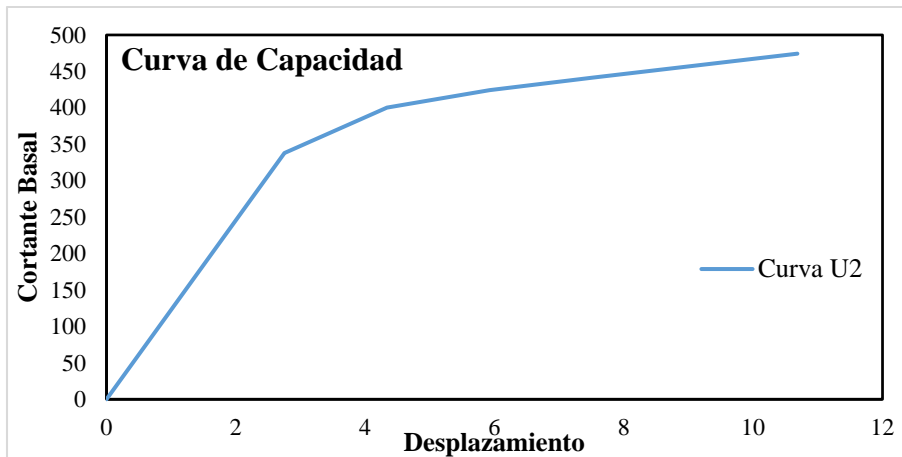


fig. 5.25 Curva de capacidad edificio 1 en dirección U<sub>2</sub>

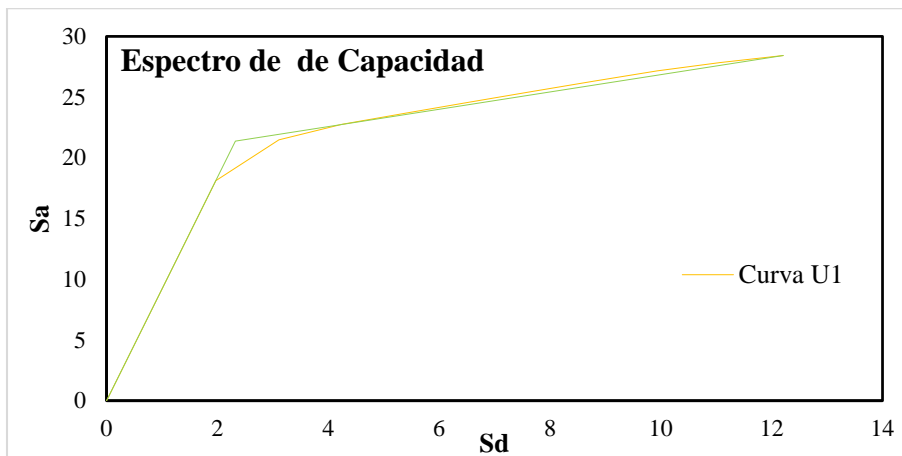


fig. 5.26 Curva bilinal de espectro de capacidad. edificio 1

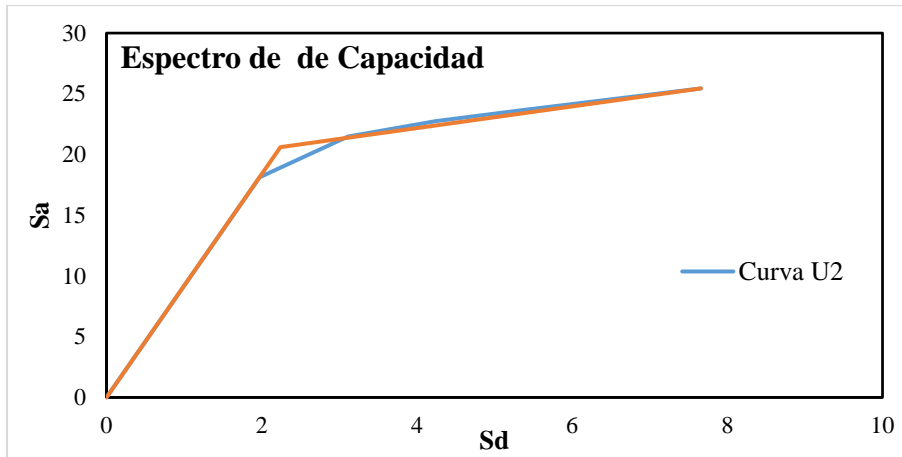


fig. 5.27 Curva bilineal de espectro de capacidad edificio 1

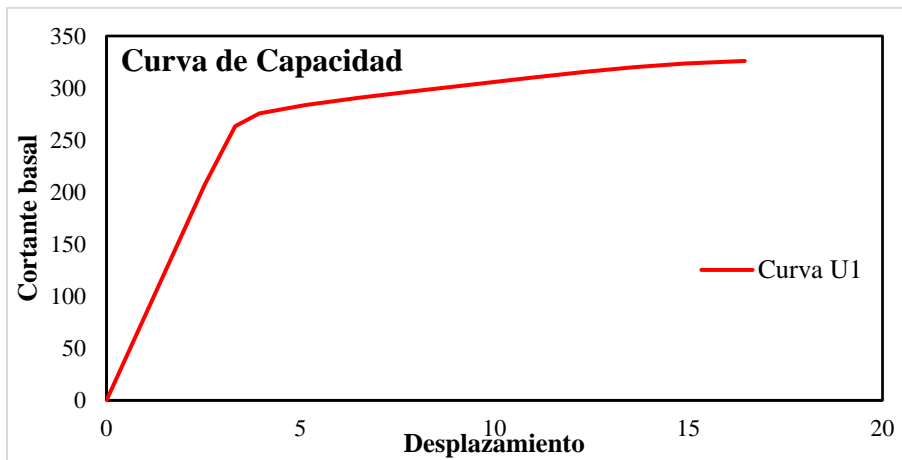


fig. 5.28 Curva de capacidad edificio 2 en dirección U<sub>1</sub>

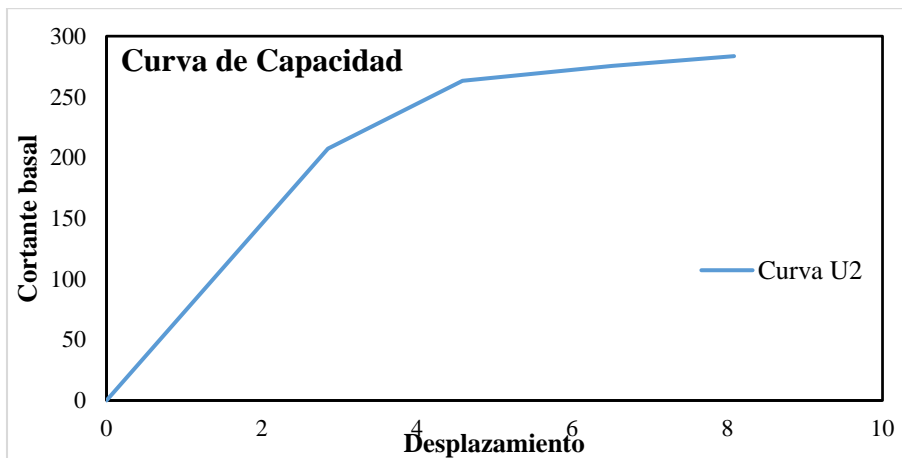


fig. 5.29 Curva de capacidad edificio 2 en dirección U<sub>2</sub>

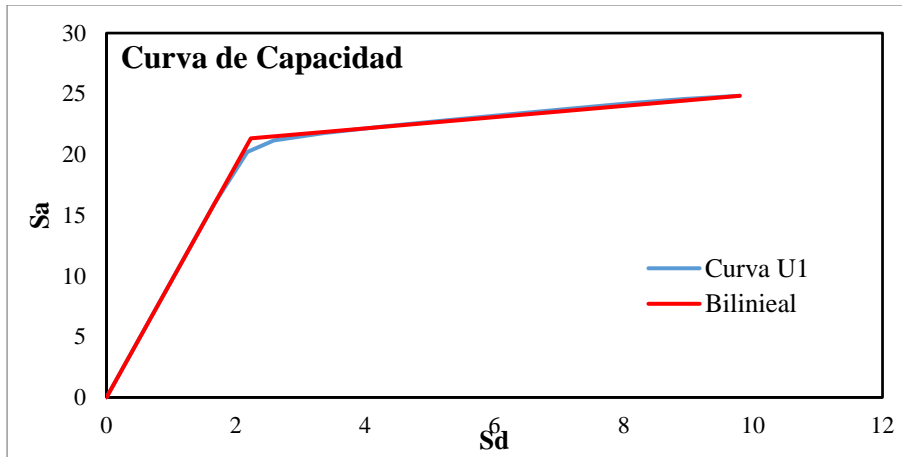


fig. 5.30 Curva bilineal de espectro de capacidad edificio 2

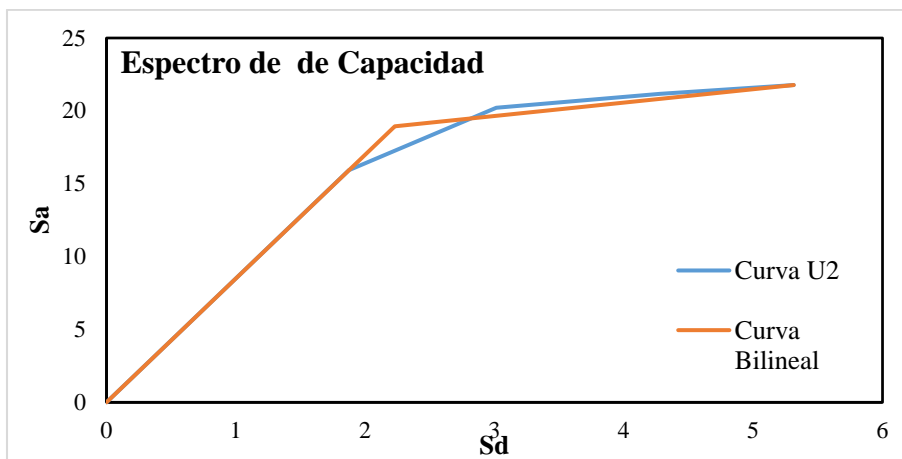


fig. 5.31. Curva bilineal de espectro de capacidad edificio 2

	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>
k <sub>1</sub>	9.192	9.192
k <sub>2</sub>	0.712	0.893

Tabla 5.8 Rigideces edificio 1

	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>
k <sub>1</sub>	9.563	8.499
k <sub>2</sub>	0.463	0.917

Tabla 5.9 Rigideces edificio 2

Para el análisis de los dos marcos representativos se obtuvieron nuevamente las curvas de capacidad, espectros de capacidad y la representación bilineal de estos.

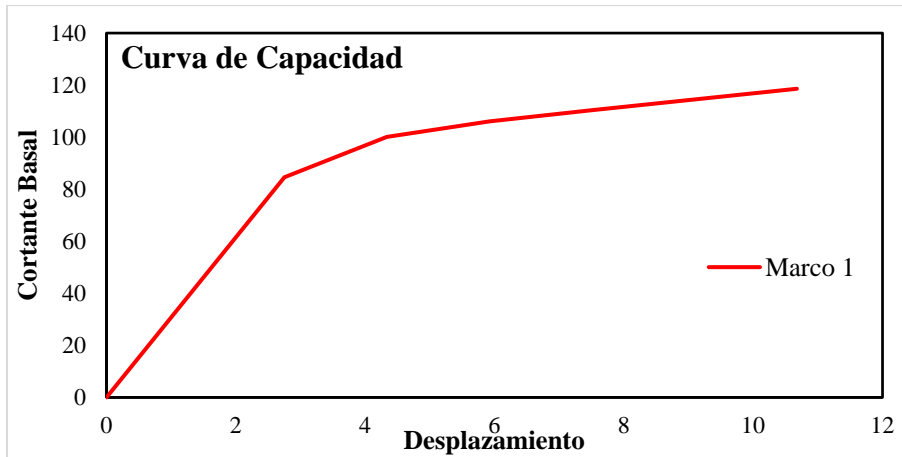


fig. 5.32 Curva de capacidad Marco 1

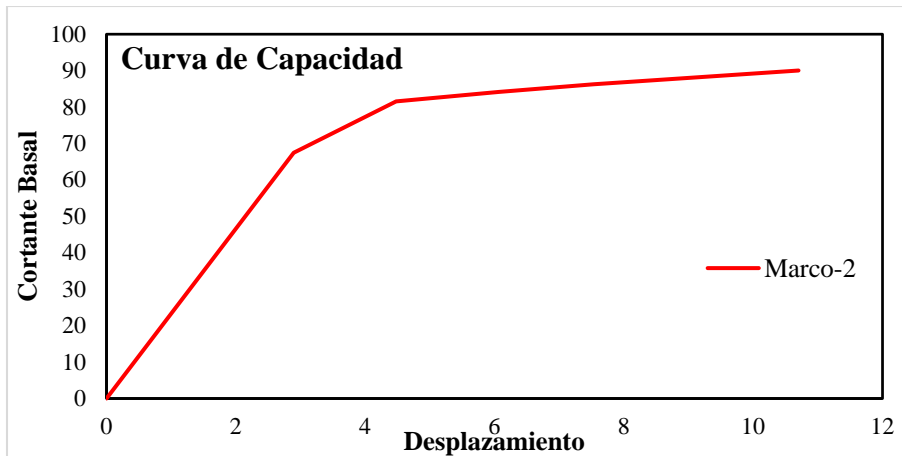


fig. 5.33 Curva de capacidad Marco 2

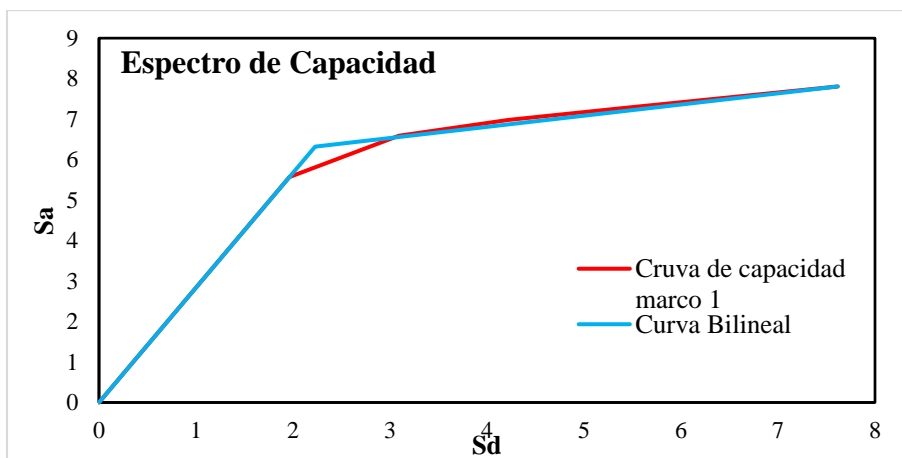


fig. 5.34 Espectro de capacidad marco 1

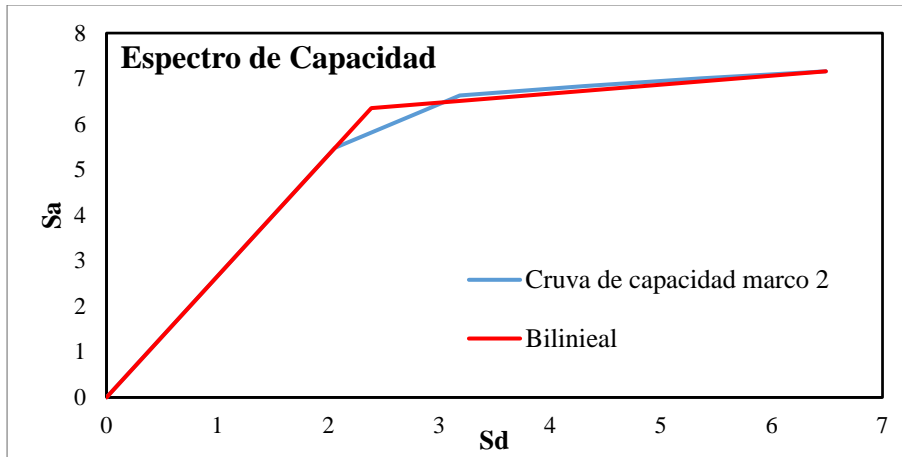


fig. 5.35 Espectro de capacidad marco 1

	Marco 1	Marco 2
$k_1$	2.838	2.660
$k_2$	0.275	0.197

Tabla 5.10 Rigideces marcos

### 5.3.3. Curvas de capacidad

El edificio fue sometido a los diferentes registros sísmicos considerando un análisis incremental no lineal paso a paso a diferentes intensidades, las intensidades son en intervalos de 0.1 hasta llegar a 1, el sismo en toda su intensidad. Con los diferentes análisis se obtuvieron las respuestas de los edificios de acuerdo a la historia en el tiempo de sus desplazamientos, así como el cortante basal. Una vez recabados los datos se procedió a realizar la curva de capacidad en ambas direcciones, se construyeron 4 diferentes curvas de capacidad las cuales son; desplazamientos máximos-cortante máximo, desplazamiento máximo negativo-cortante máximo negativo, desplazamiento máximo - cortante asociado y desplazamiento máximo negativo - cortante asociado. Se presentan las curvas de capacidad para cada una de las diferentes demandas sísmicas y al final se presenta un gráfico en donde se incluyen todas las curvas de todos los registros utilizados, para así poder observar de mejor manera el comportamiento global de la estructura, manteniendo el mismo formato de las 4 diferentes curvas de capacidad.

A su vez para cada sismo se obtuvo la respuesta máxima de un oscilador de un grado de libertad equivalente a la estructura el cual cuenta con periodos iguales a los de las estructuras, así como misma pendiente de pos-fluencia, en cada gráfica se presenta un punto de color rojo el cual representa el desplazamiento máximo, el cual sería el método aproximado.

U1 Edificio 1.

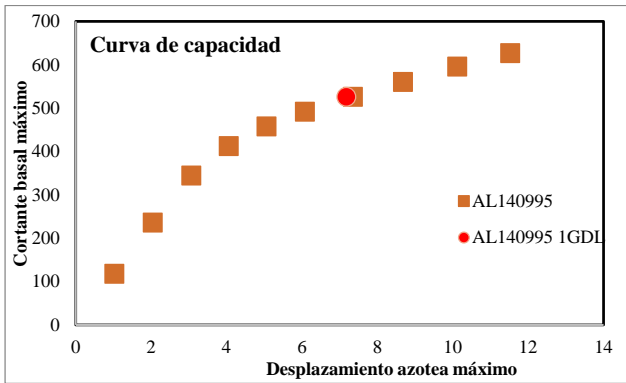


fig. 5.36. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

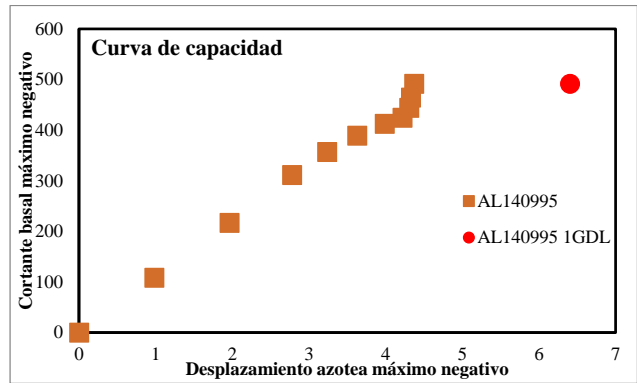


fig. 5.37 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

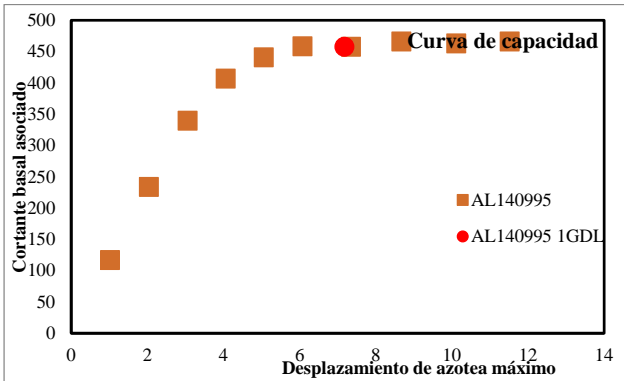


fig. 5.38 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

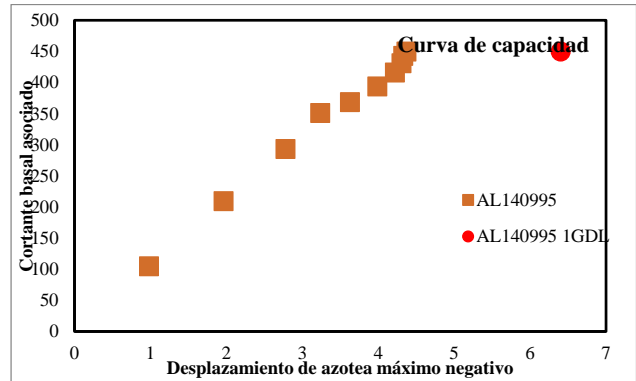


fig. 5.39 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

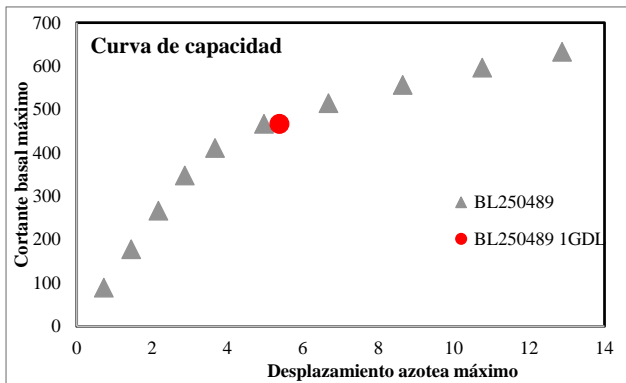


fig. 5.40. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

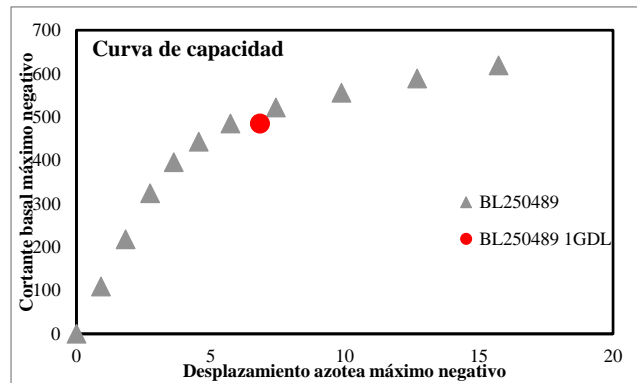


fig. 5.41 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

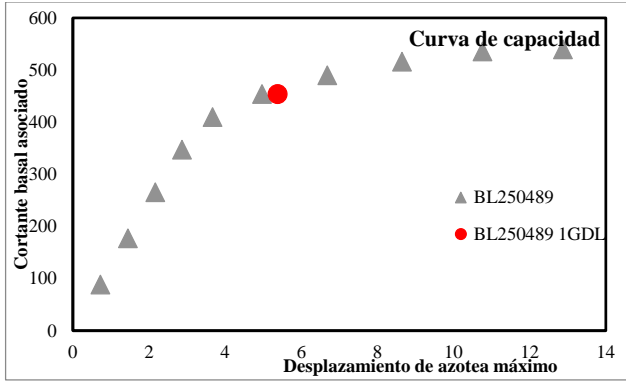


fig. 5.42 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

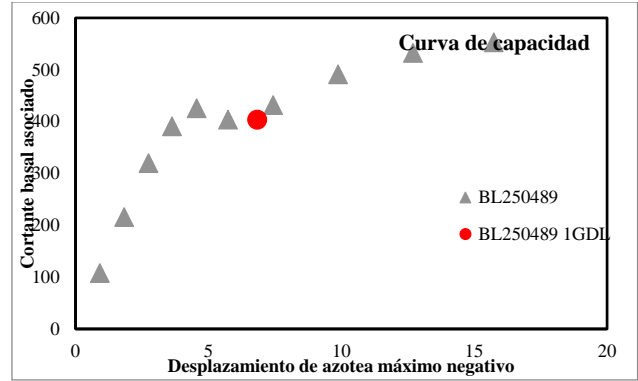


fig. 5.43 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

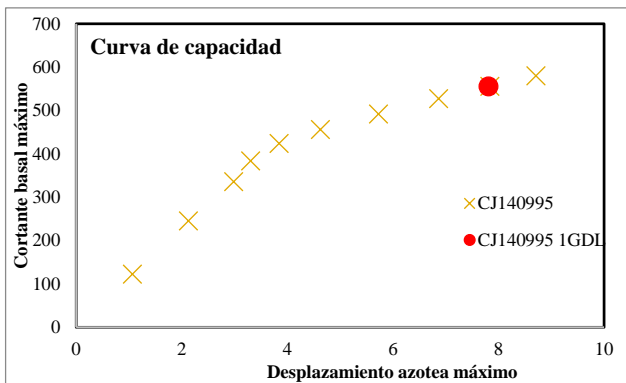


fig. 5.44. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

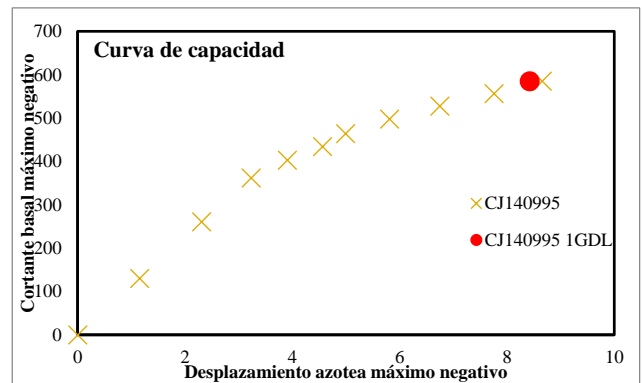


fig. 5.45 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

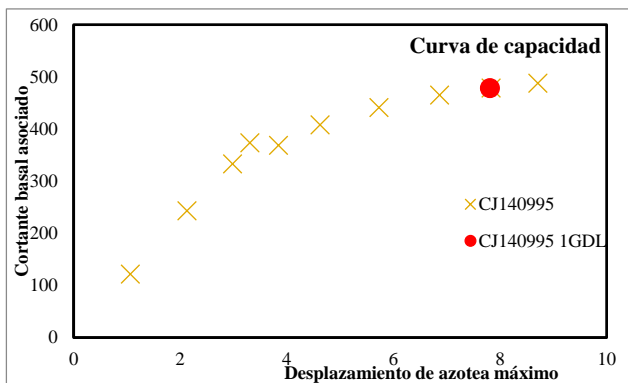


fig. 5.46 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

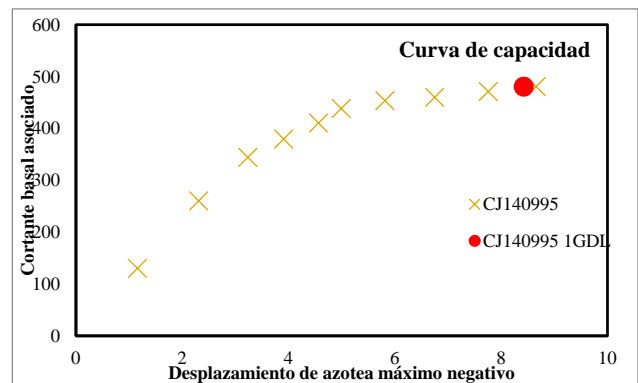


fig. 5.47 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado



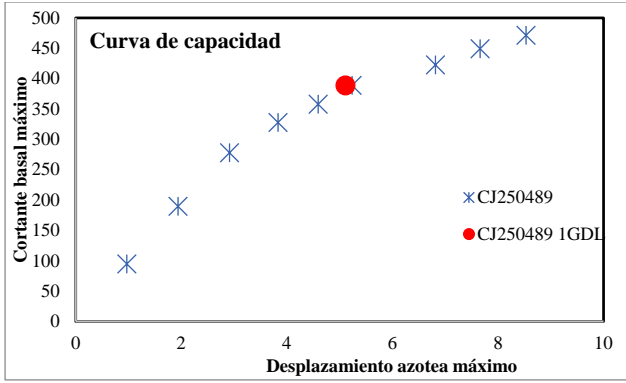


fig. 5.48. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

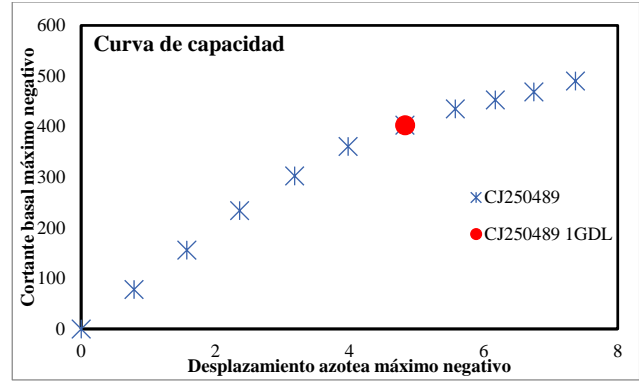


fig. 5.49 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

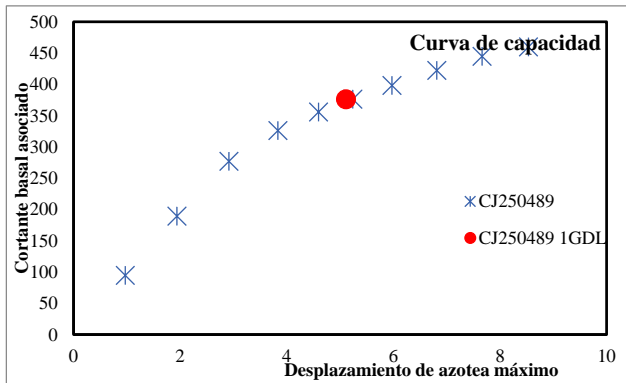


fig. 5.50 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

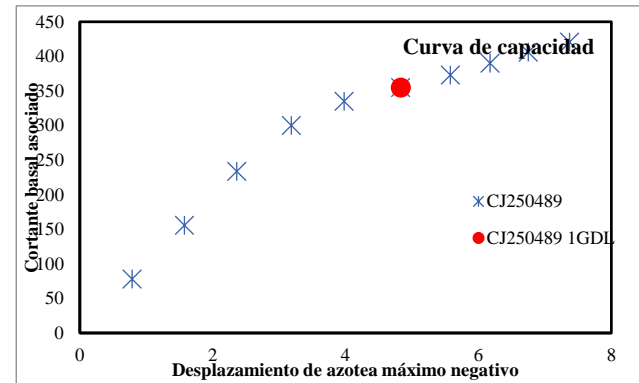


fig. 5.51 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

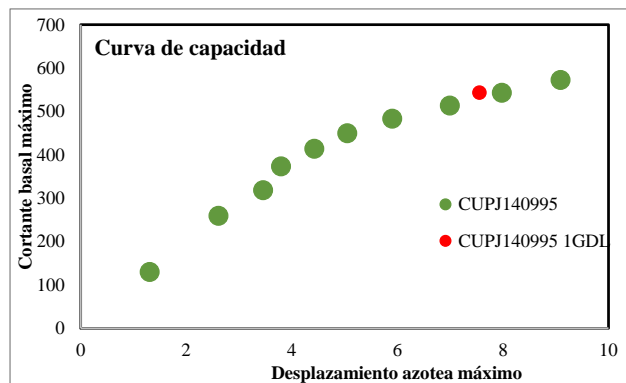


fig. 5.52. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

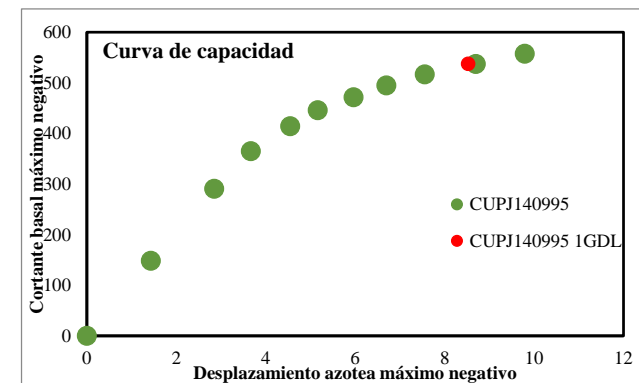


fig. 5.53 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

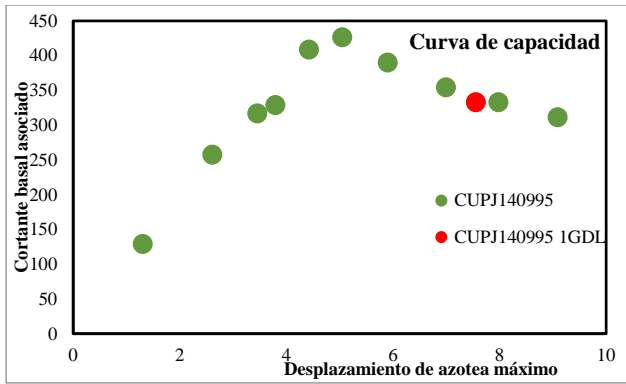


fig. 5.54 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

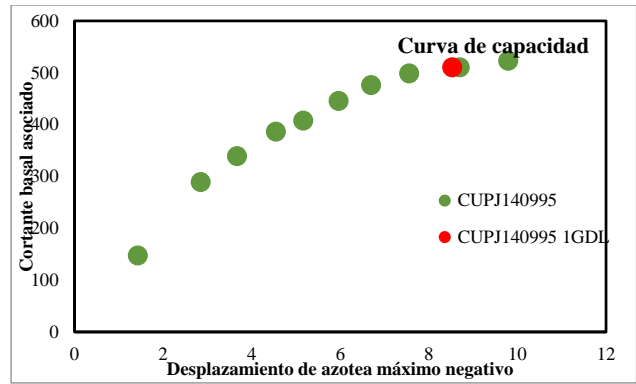


fig. 5.55 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

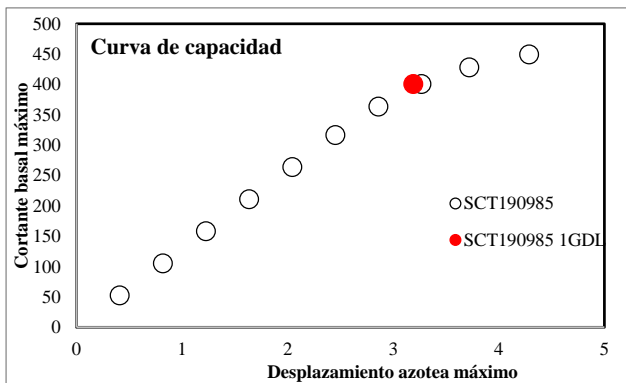


fig. 5.56. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

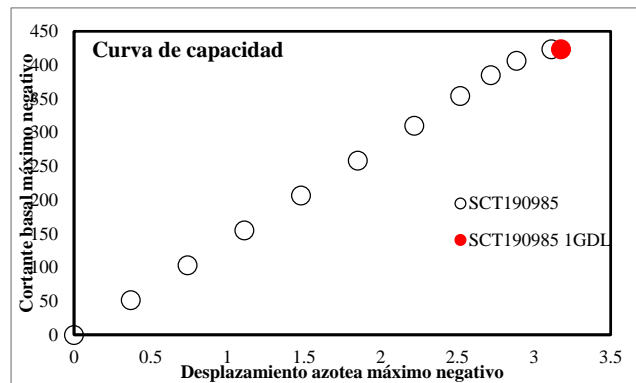


fig. 5.57 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

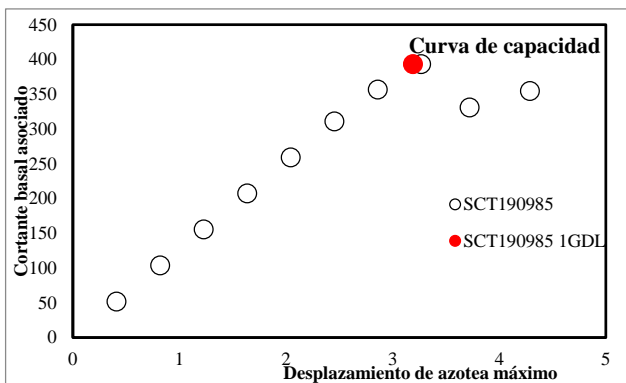


fig. 5.58 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

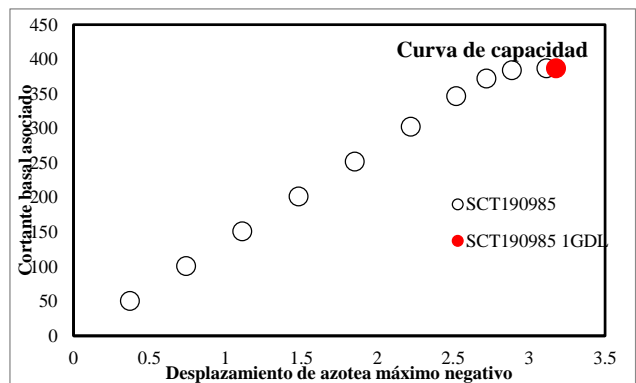


fig. 5.59 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

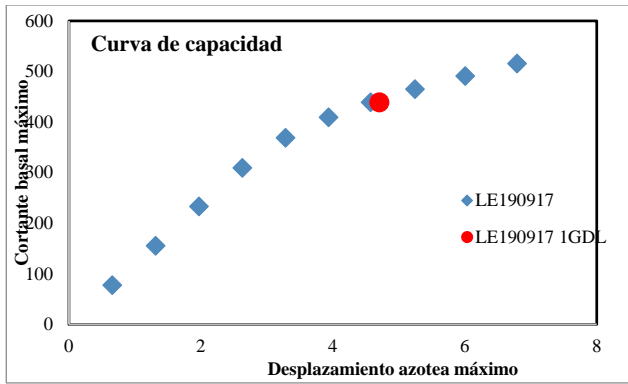


fig. 5.60. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

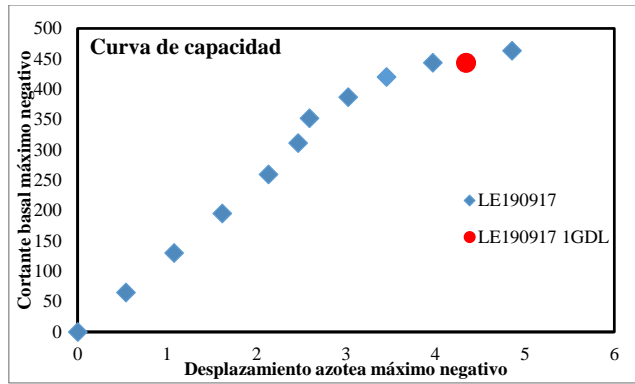


fig. 5.61 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

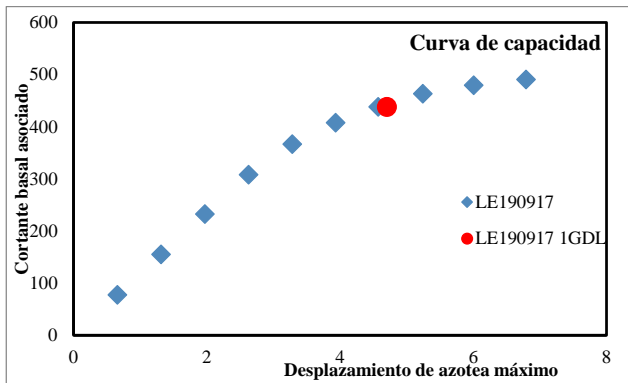


fig. 5.62 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

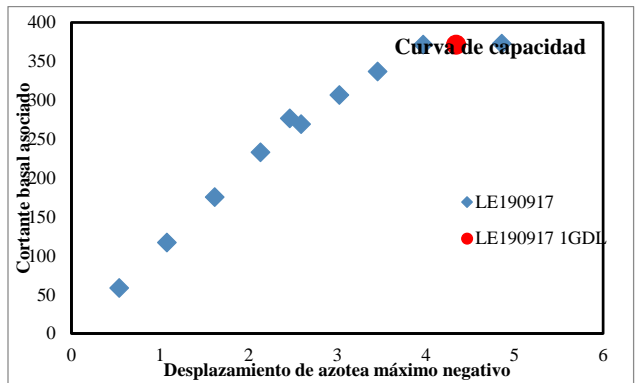


fig. 5.63 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

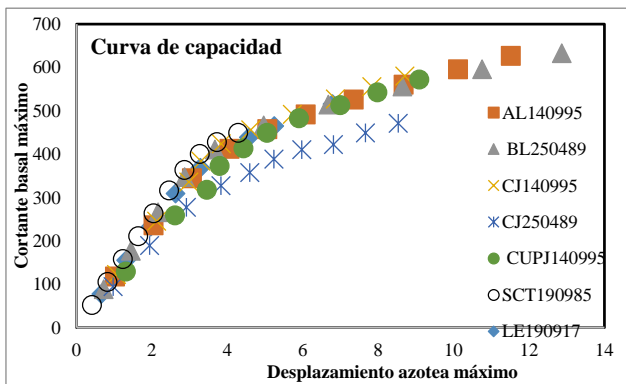


fig. 5.64. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

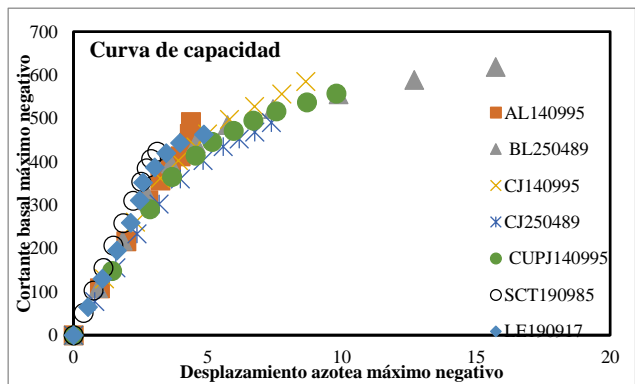


fig. 5.65 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

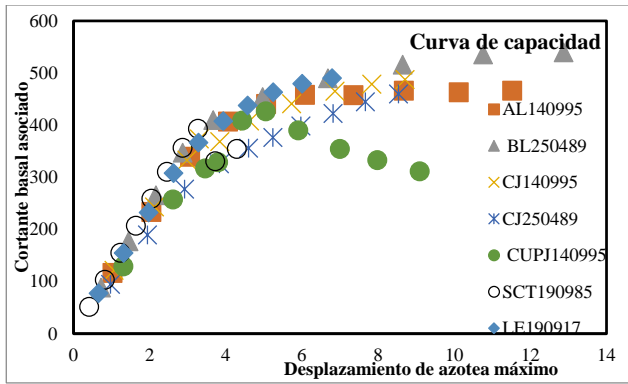


fig. 5.66 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

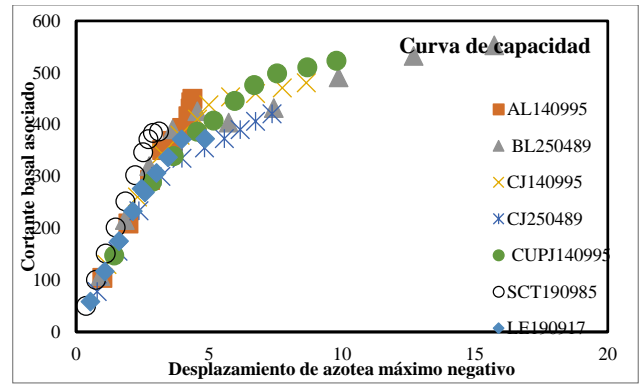


fig. 5.67 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

U<sub>2</sub> Edificio 1

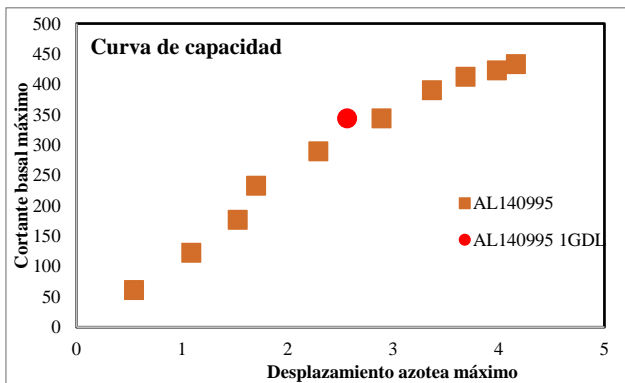


fig. 5.68. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

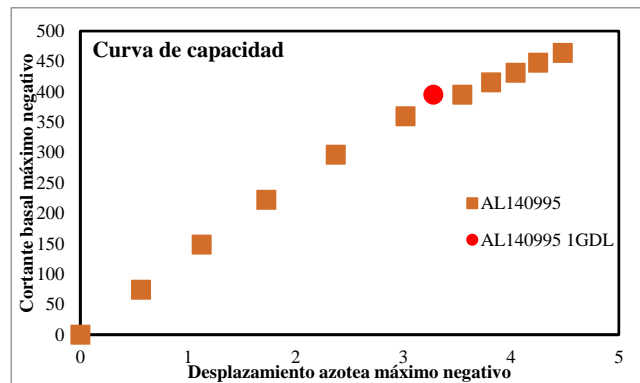


fig. 5.69 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

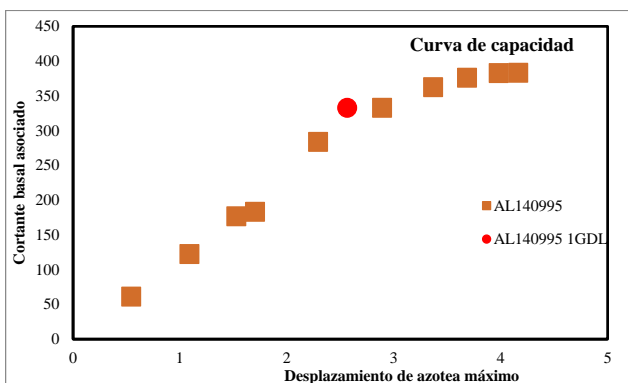


fig. 5.70 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

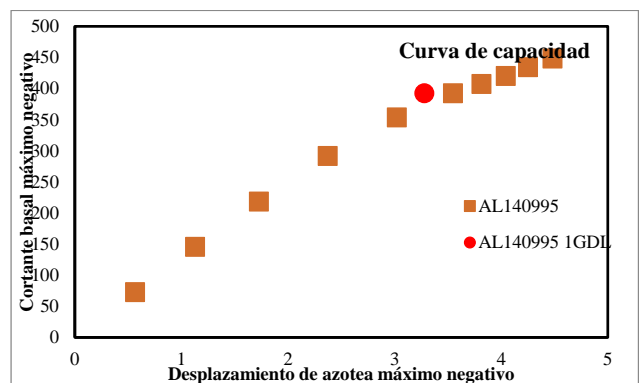


fig. 5.71 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

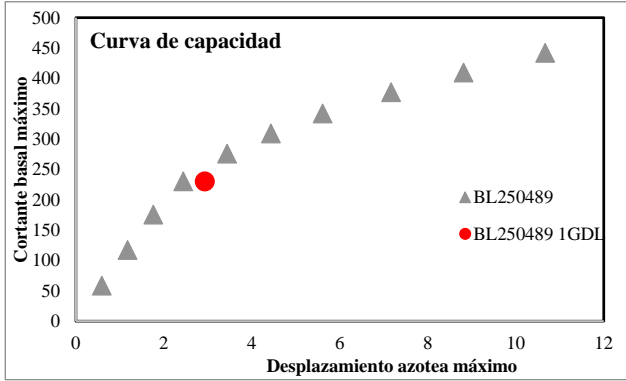


fig. 5.72. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

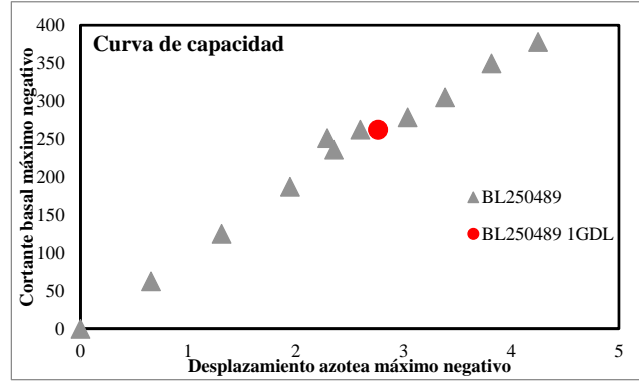


fig. 5.73 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

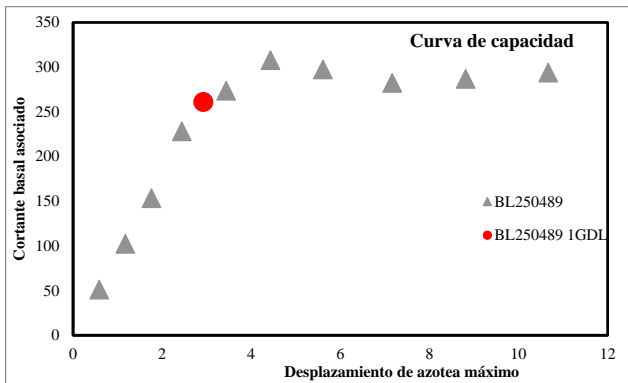


fig. 5.74 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

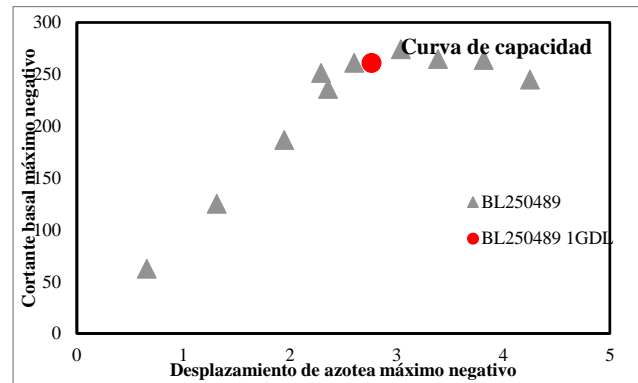


fig. 5.75 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

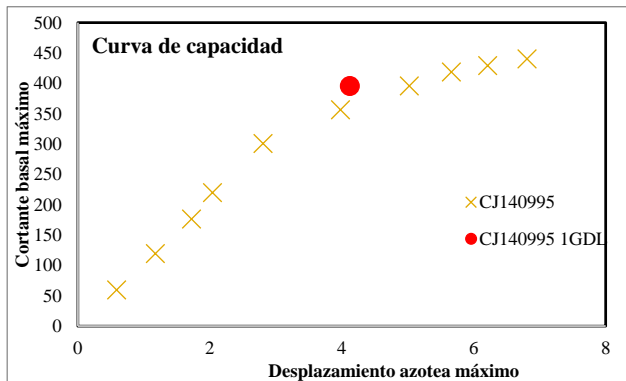


fig. 5.76. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

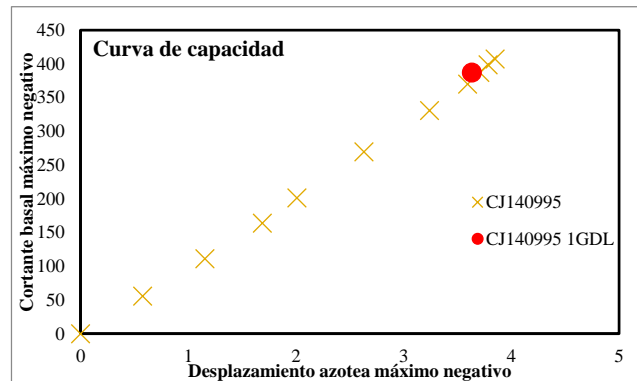


fig. 5.77 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

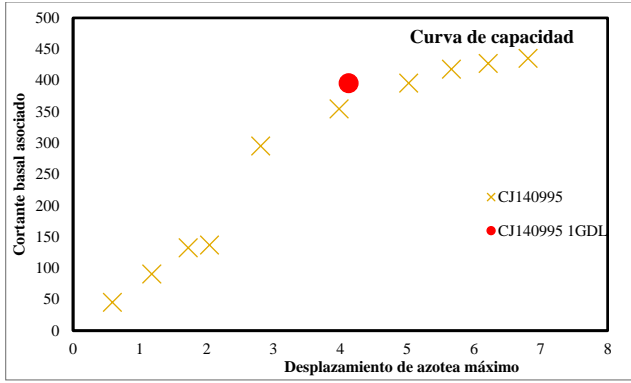


fig. 5.78 Desplazamiento máximo - Cortante máximo

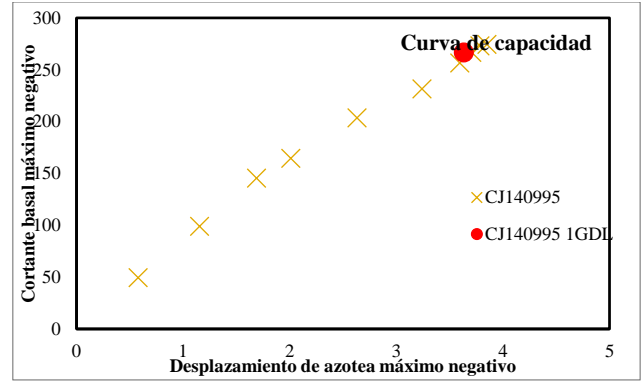


fig. 5.79 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo

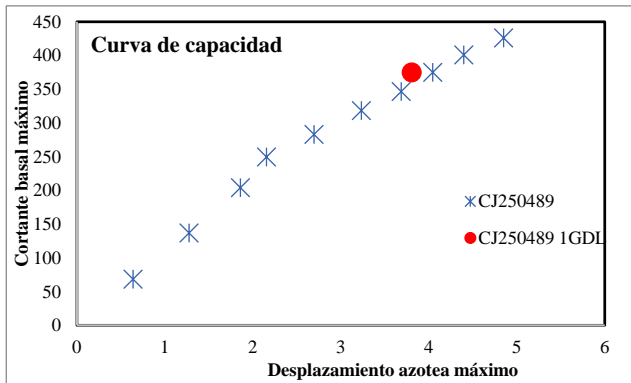


fig. 5.80 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

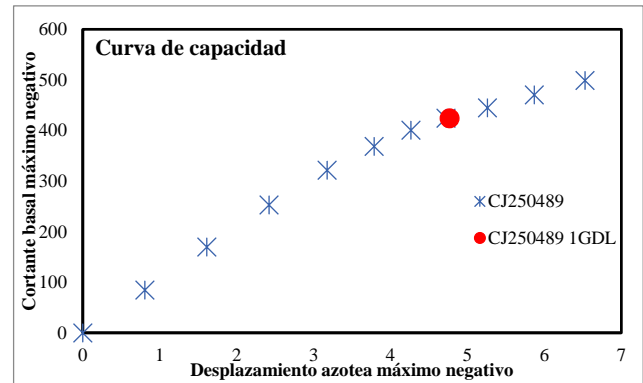


fig. 5.81 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

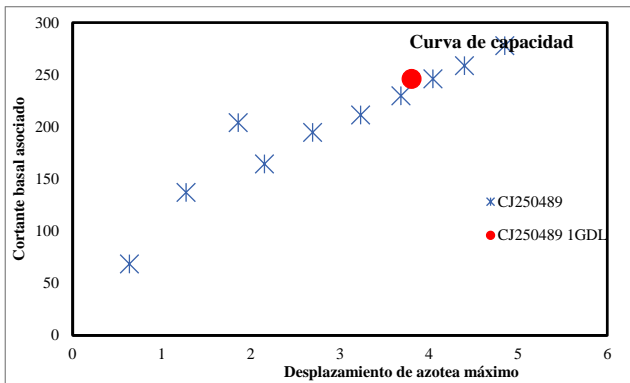


fig. 5.82. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

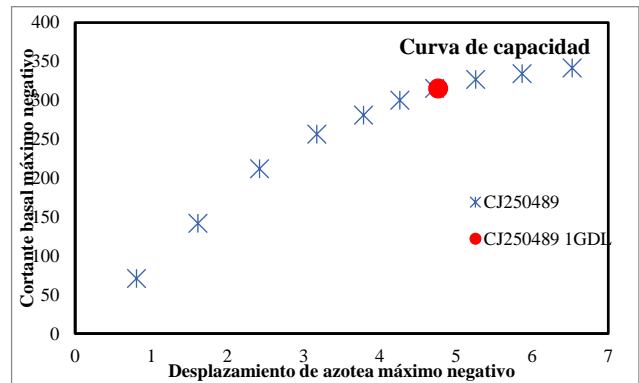


fig. 5.83 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

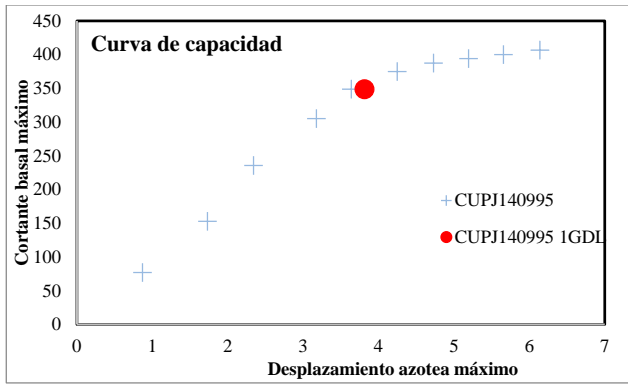


fig. 5.84 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

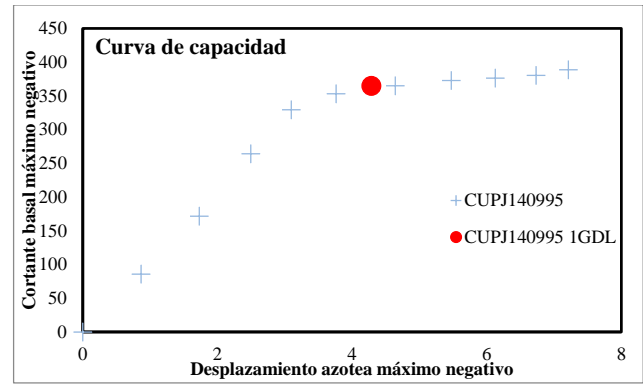


fig. 5.85 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

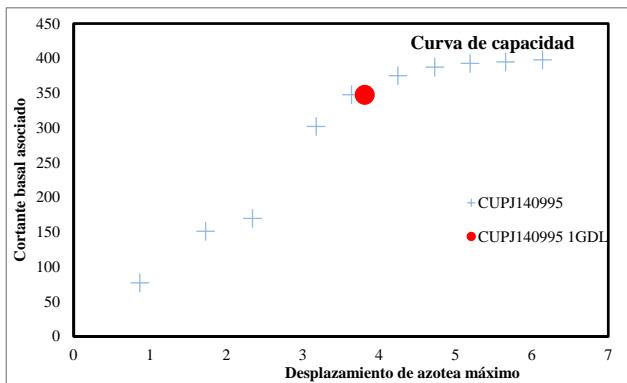


fig. 5.86. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

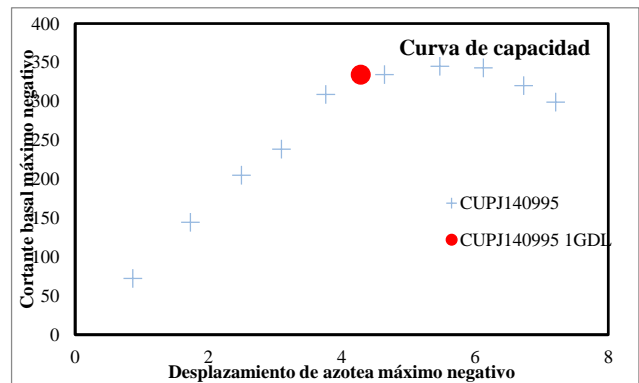


fig. 5.87 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

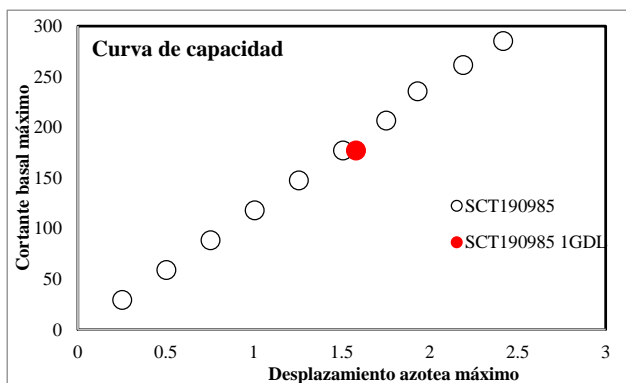


fig. 5.88. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

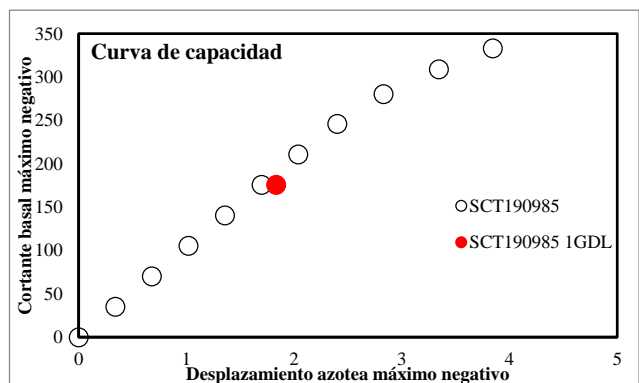


fig. 5.89 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

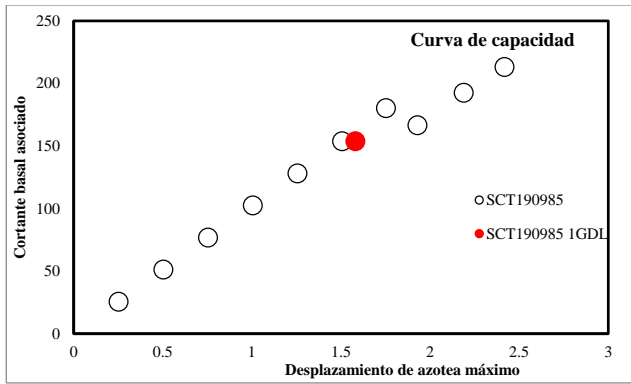


fig. 5.90 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

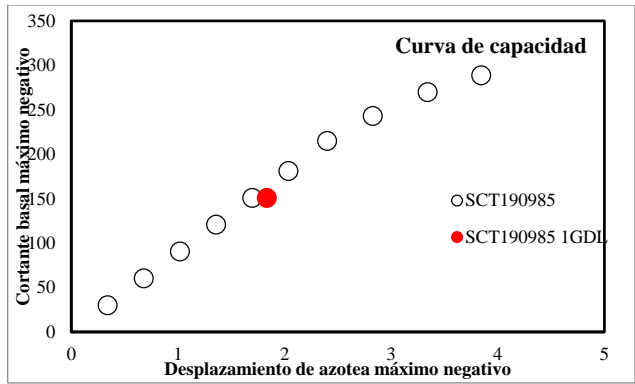


fig. 5.91 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

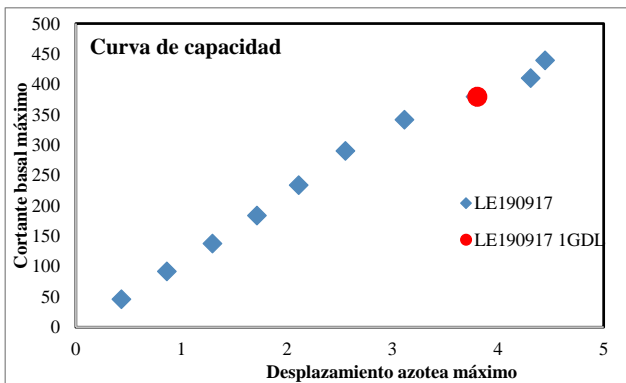


fig. 5.92. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

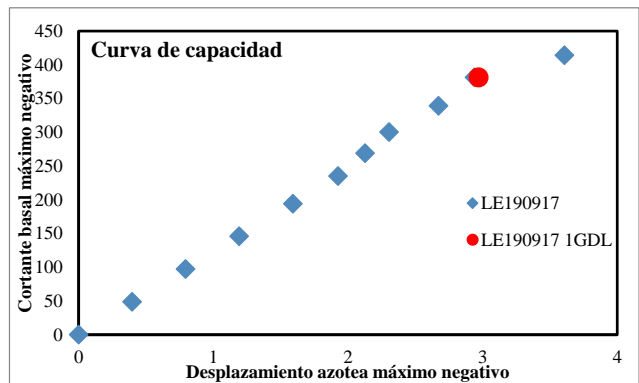


fig. 5.93 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

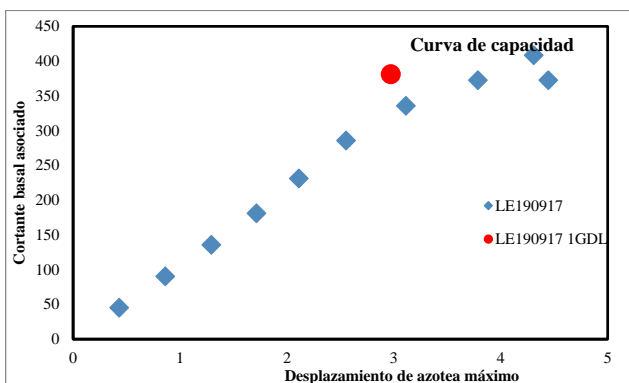


fig. 5.94 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

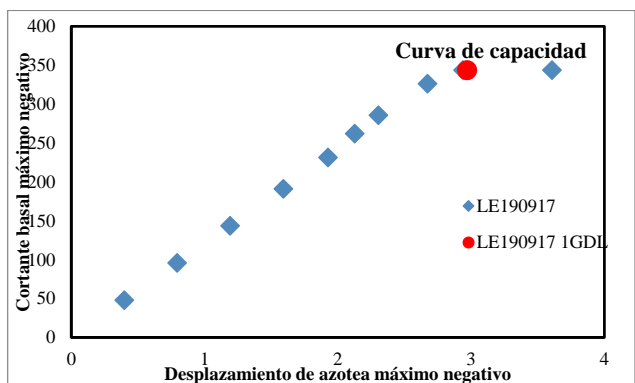


fig. 5.95 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado



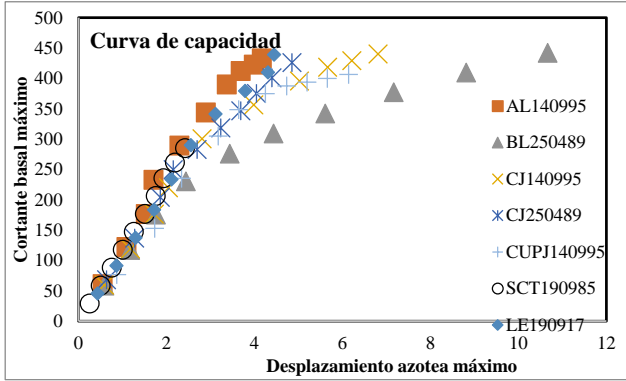


fig. 5.96. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

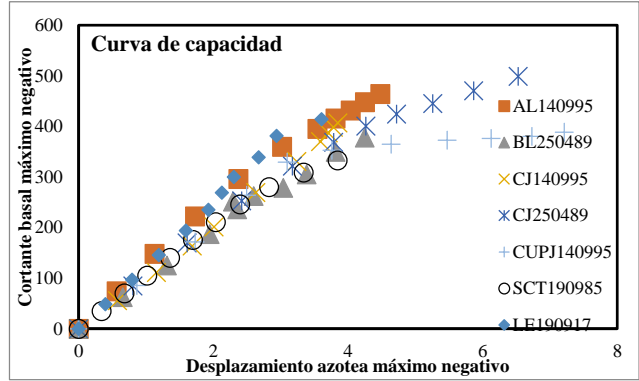


fig. 5.97 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

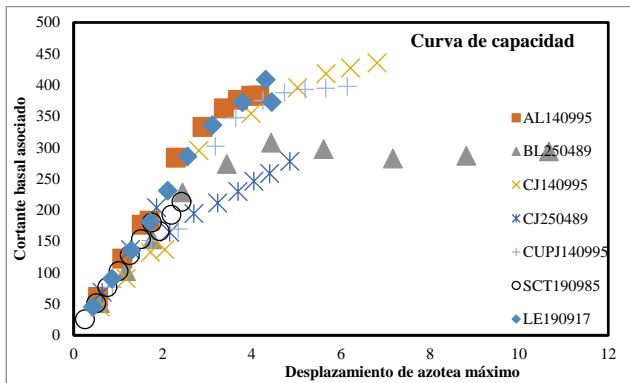


fig. 5.98 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

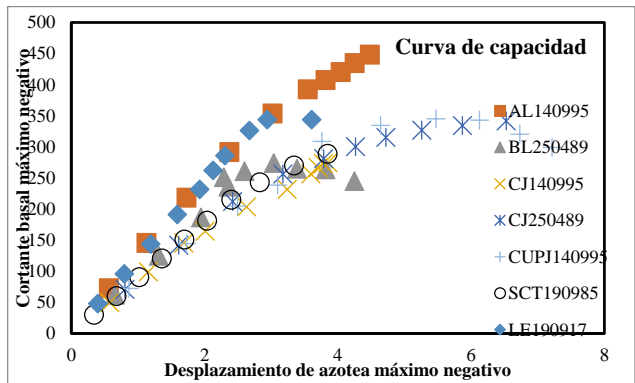


fig. 5.99 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

U<sub>1</sub> Edificio 2.

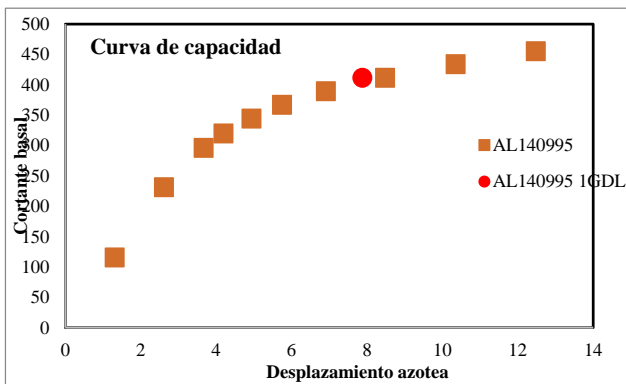


fig. 5.100. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

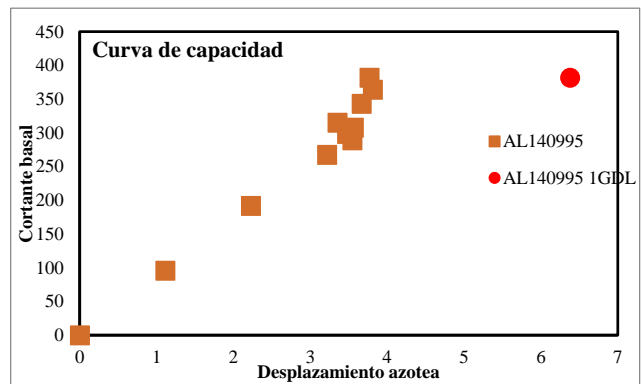


fig. 5.101 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

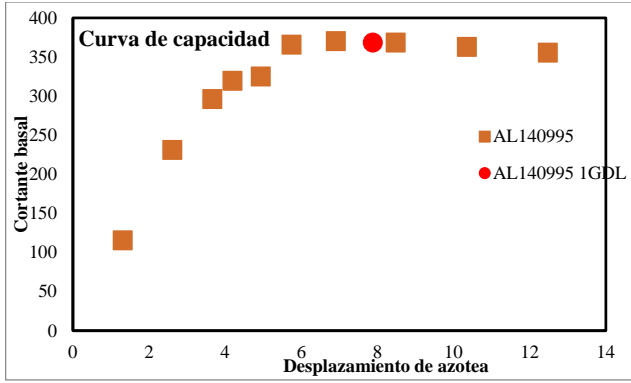


fig. 5.102 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

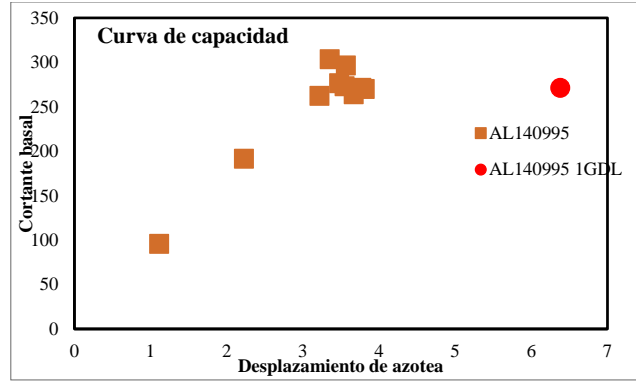


fig. 5.103 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

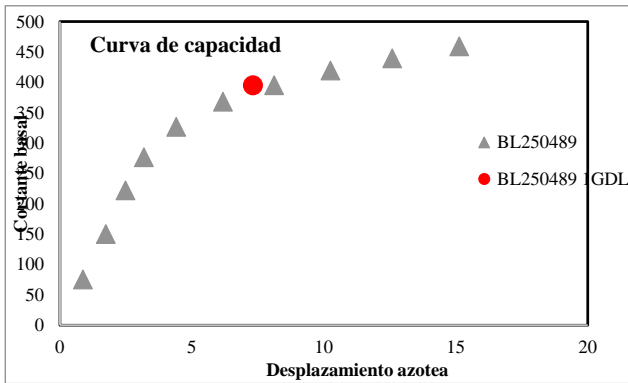


fig. 5.104. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

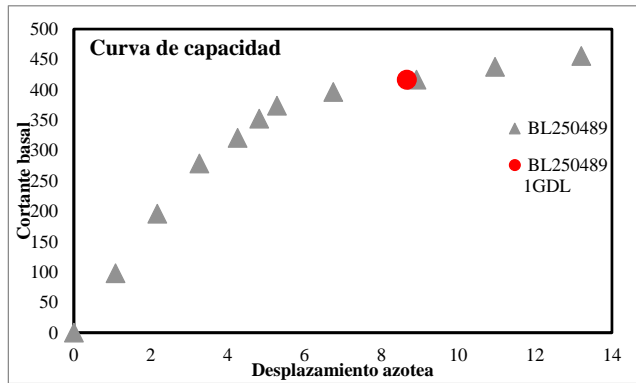


fig. 5.105 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

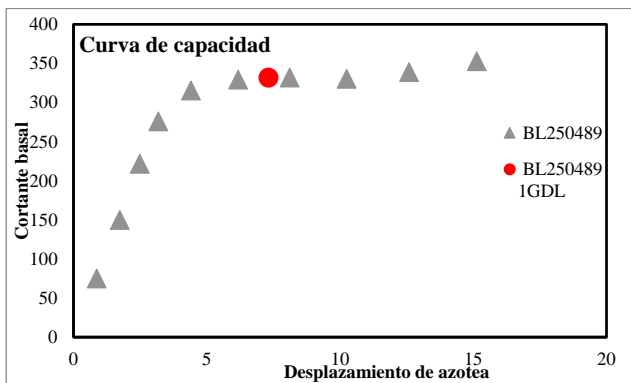


fig. 5.106 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

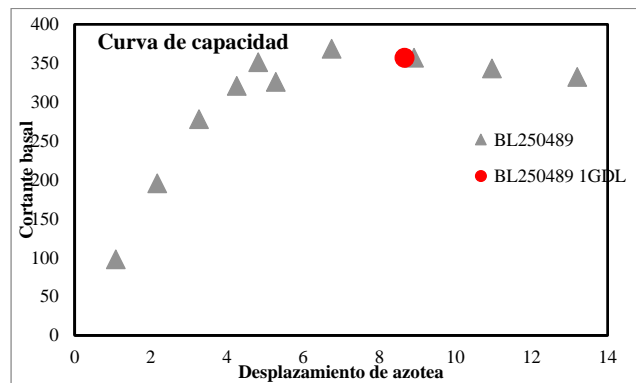


fig. 5.107 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

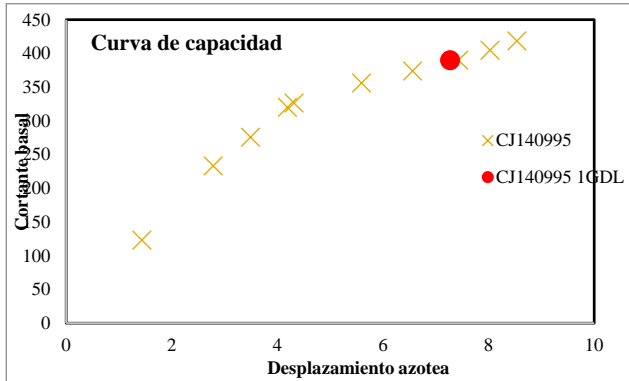


fig. 5.108. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

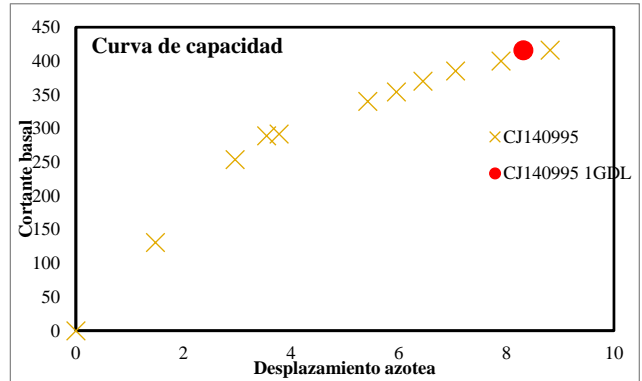


fig. 5.109 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

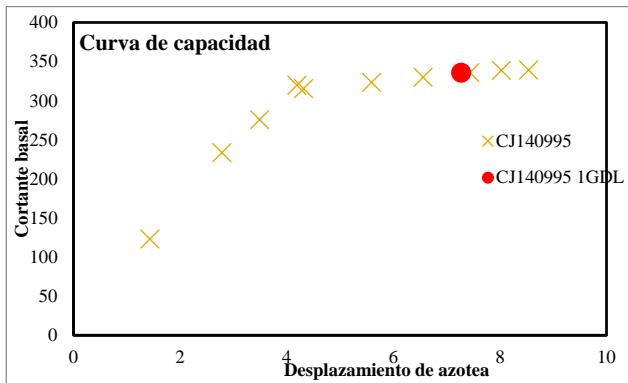


fig. 5.110 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

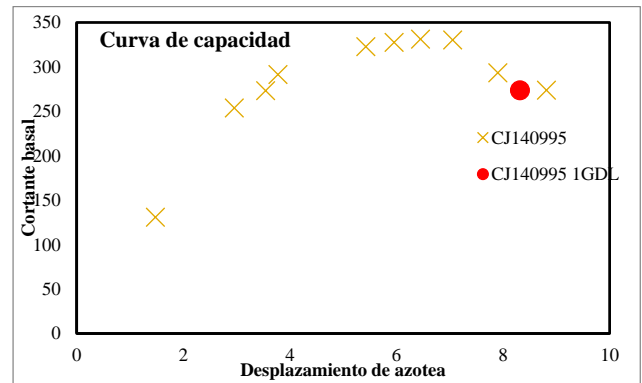


fig. 5.111 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

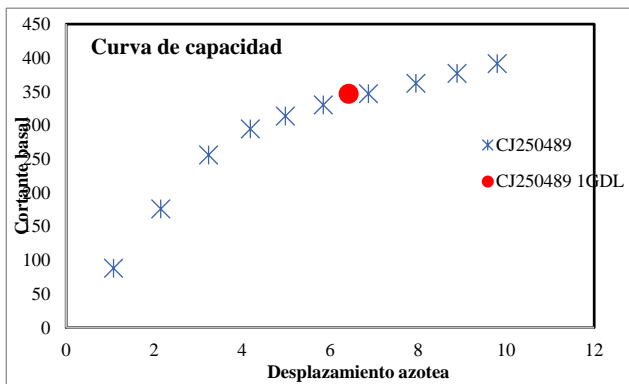


fig. 5.112. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

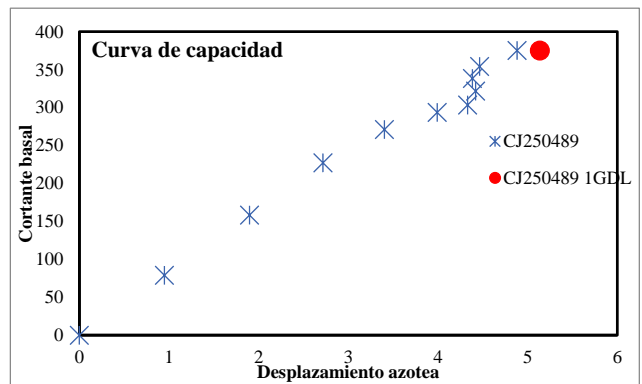


fig. 5.113 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

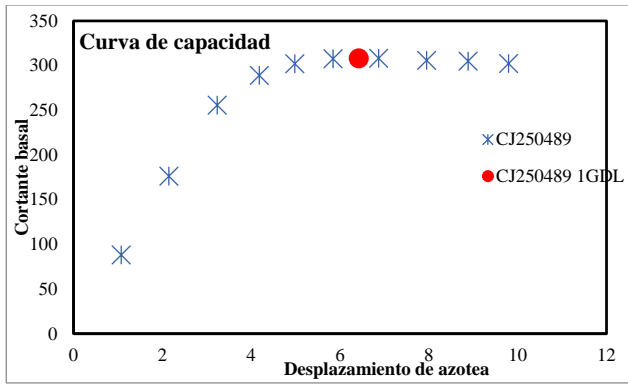


fig. 5.114 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

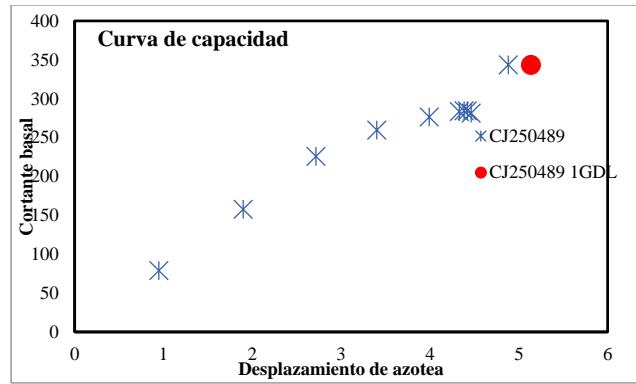


fig. 5.115 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

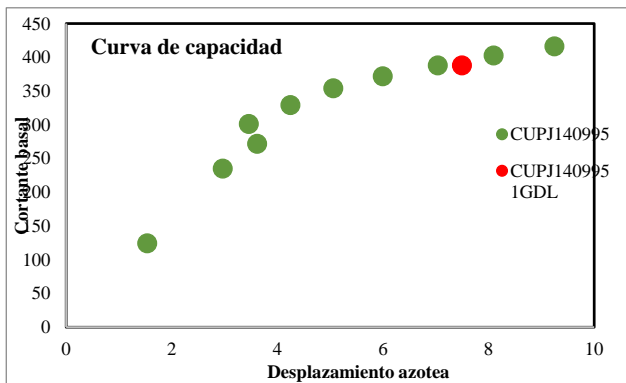


fig. 5.116. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

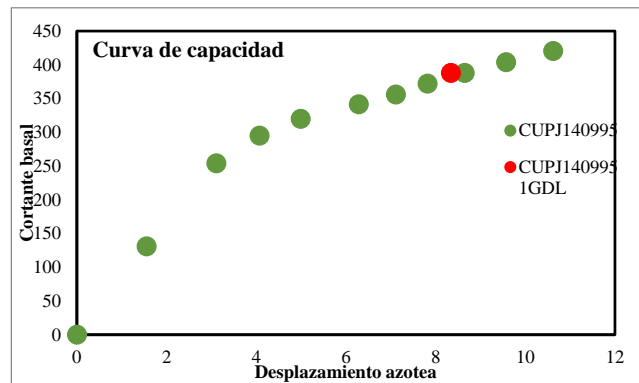


fig. 5.117 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

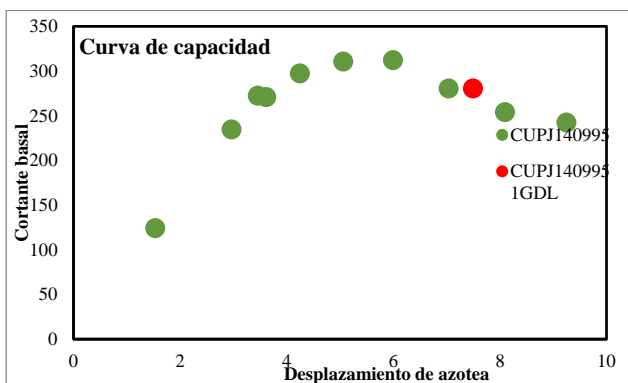


fig. 5.118 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

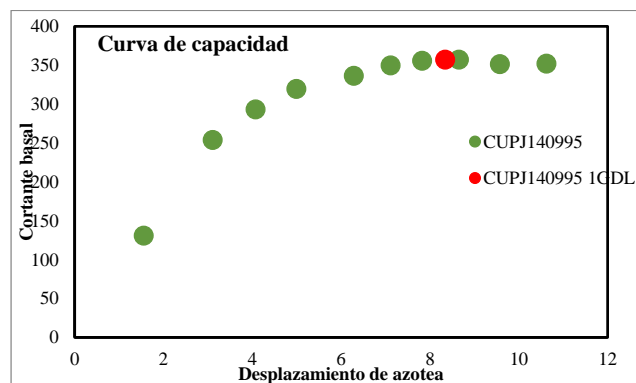


fig. 5.119 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

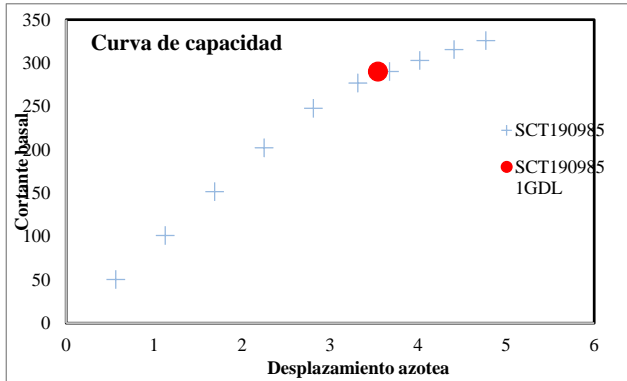


fig. 5.120. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

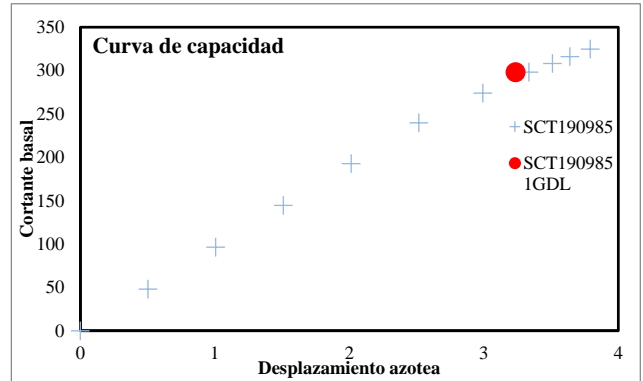


fig. 5.121 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

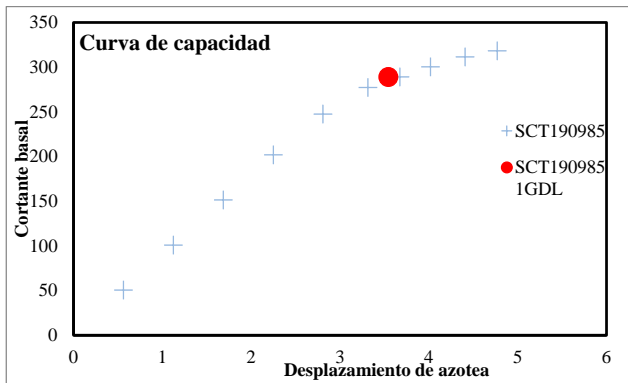


fig. 5.122 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

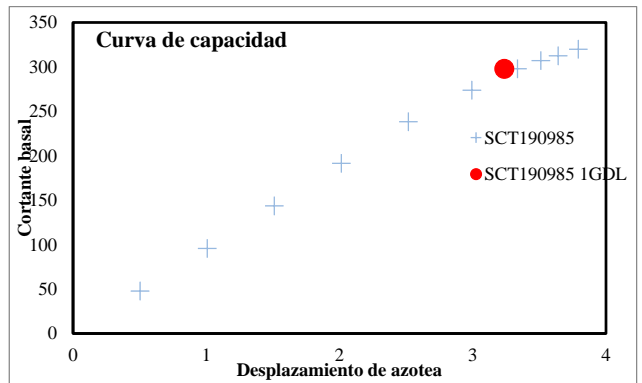


fig. 5.123 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

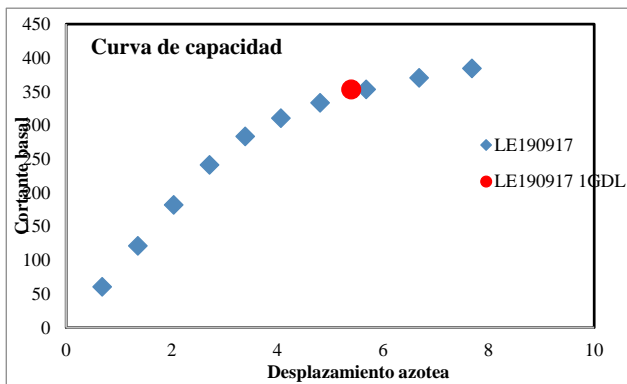


fig. 5.124. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

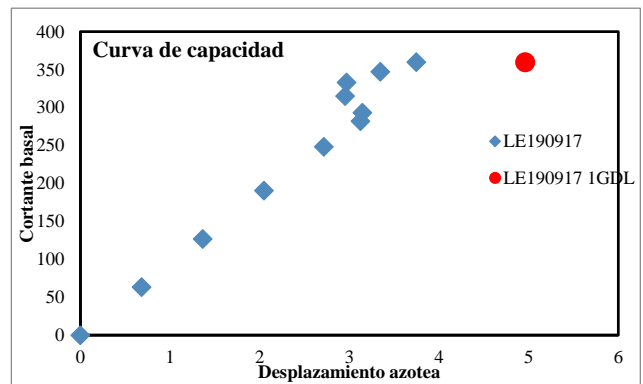


fig. 5.125 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

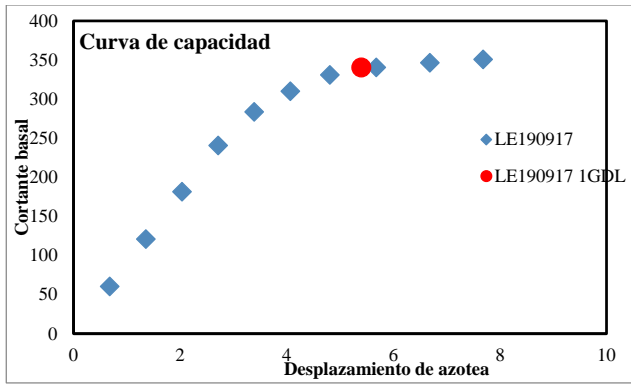


fig. 5.126 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

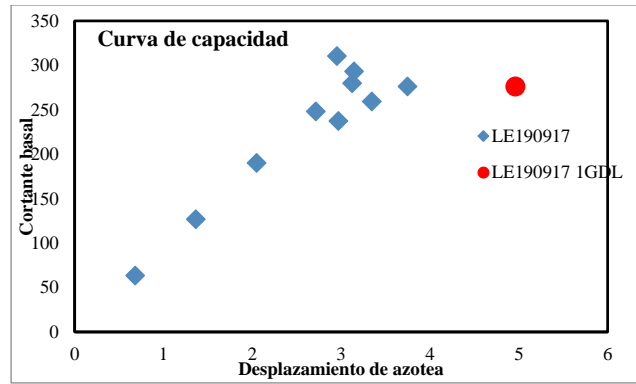


fig. 5.127 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

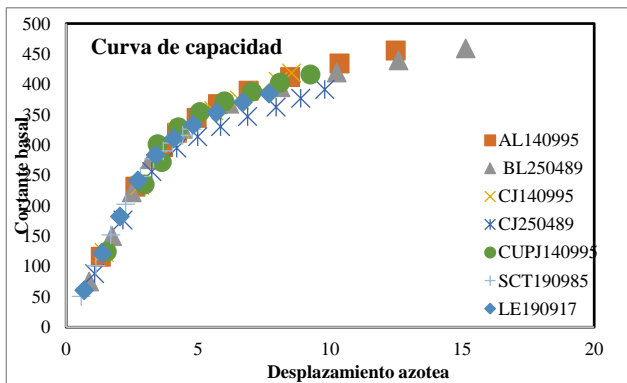


fig. 5.128. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

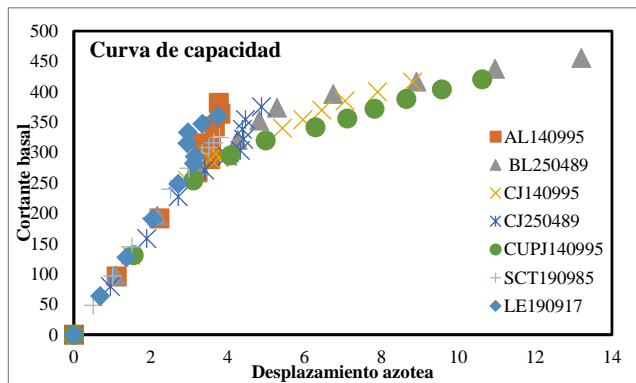


fig. 5.129 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

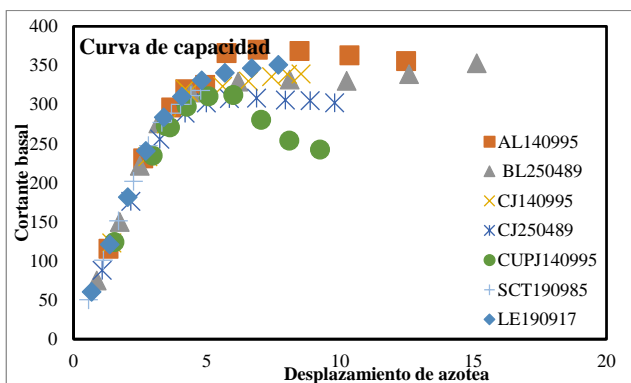


fig. 5.130 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

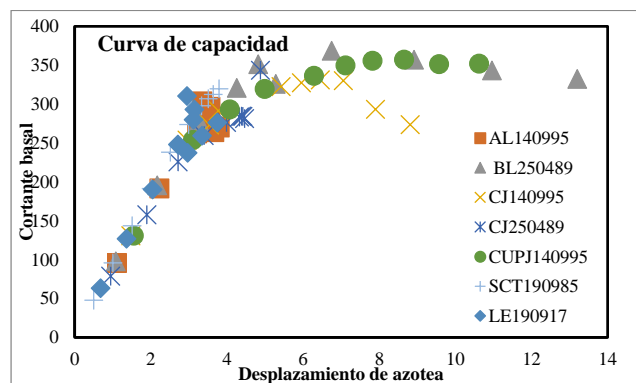


fig. 5.131 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

U<sub>2</sub>

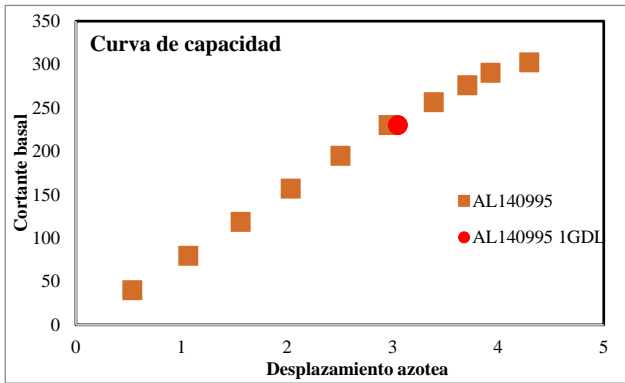


fig. 5.132. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

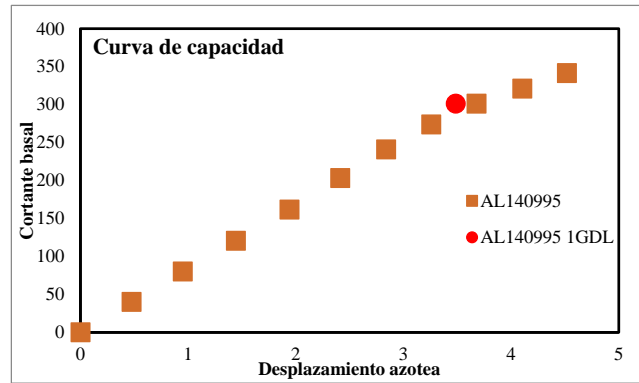


fig. 5.133 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

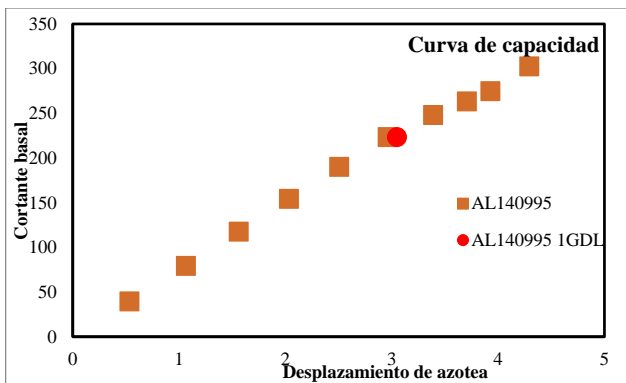


fig. 5.134 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

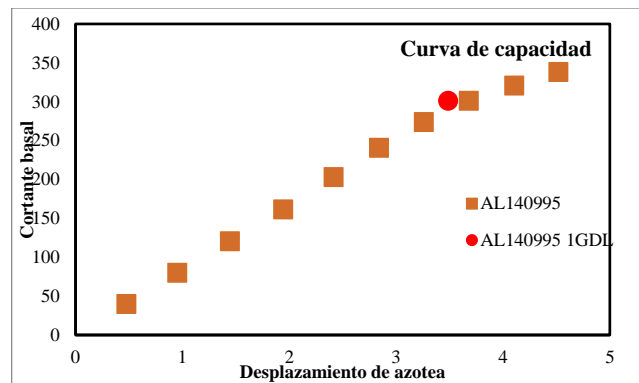
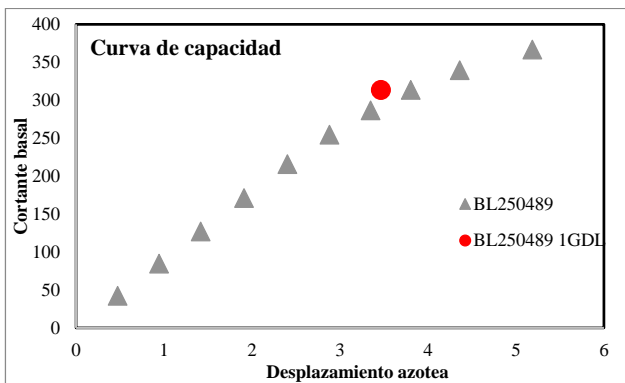


fig. 5.135 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado



Figl. 5.136. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

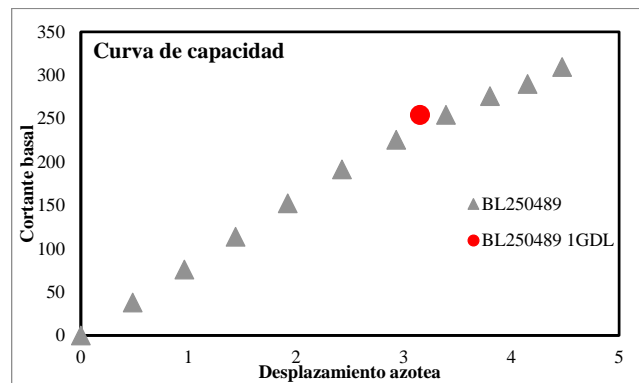


fig. 5.137 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

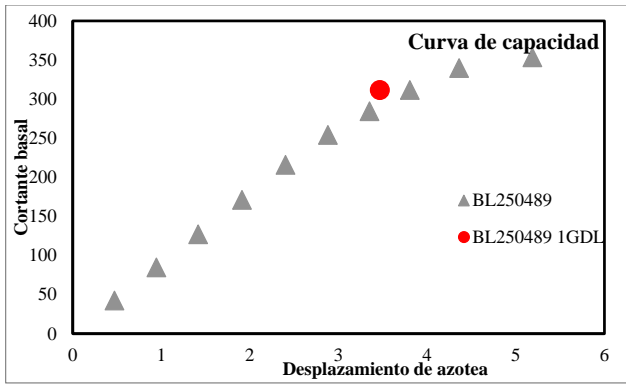


fig. 5.138 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

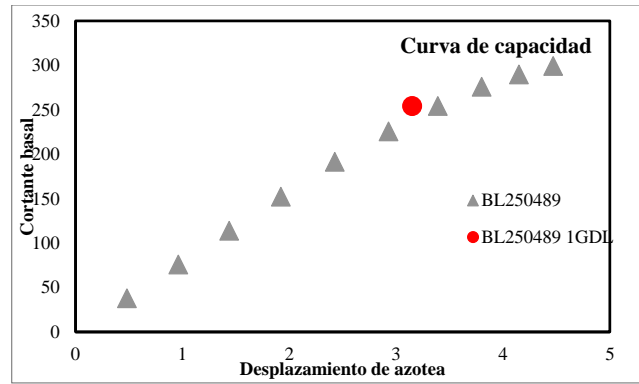


fig. 5.139 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

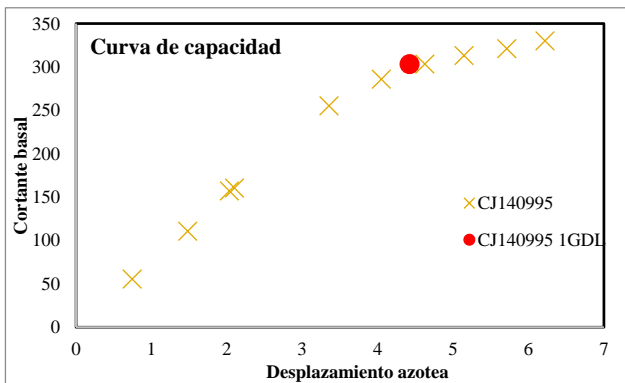


fig. 5.140. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

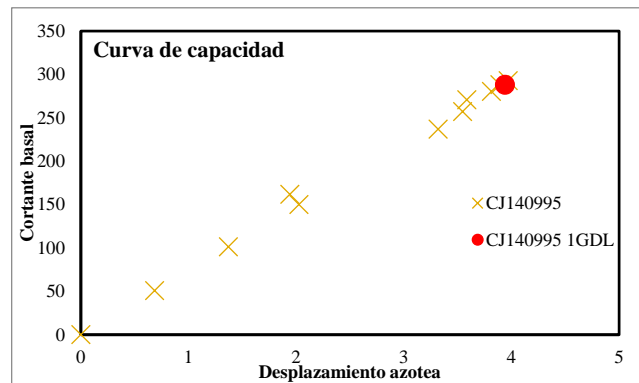


fig. 5.141 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

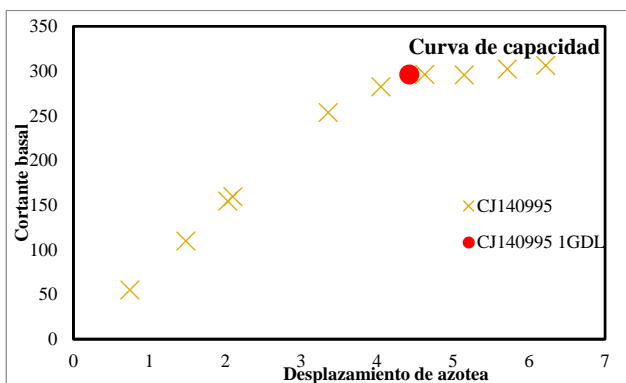


fig. 5.142 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

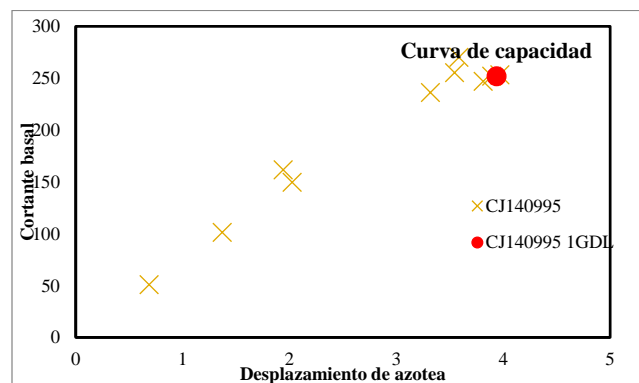


fig. 5.143 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado



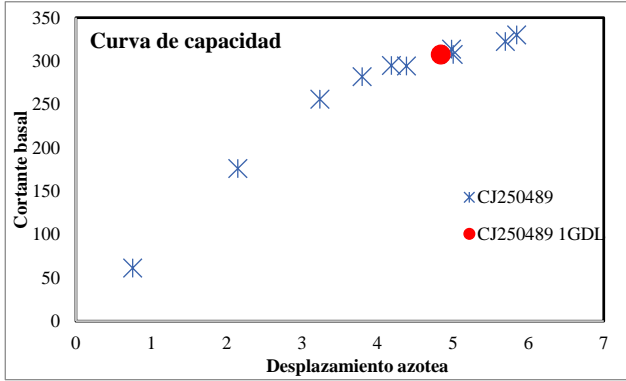


fig. 5.144. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

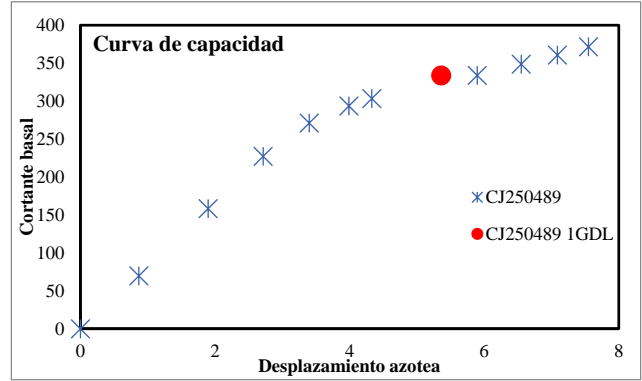


fig. 5.145 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

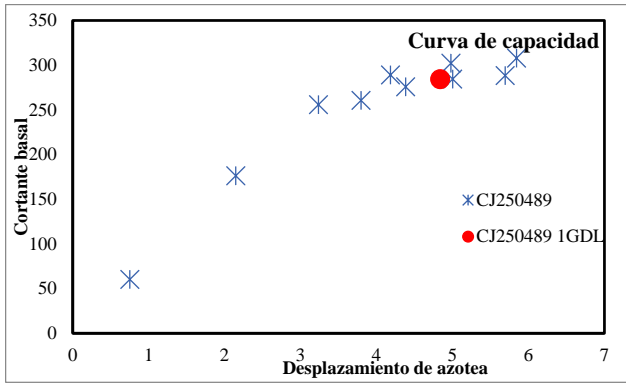


fig. 5.146 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

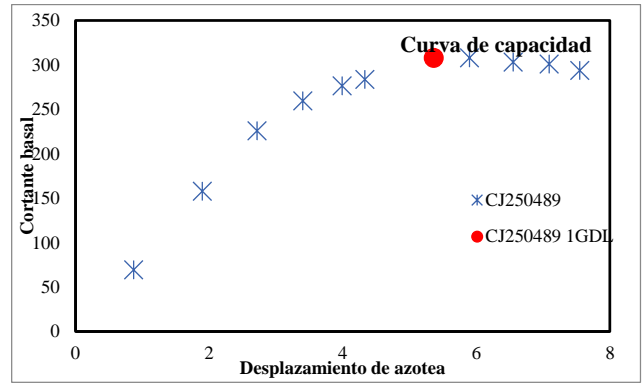


fig. 5.147 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

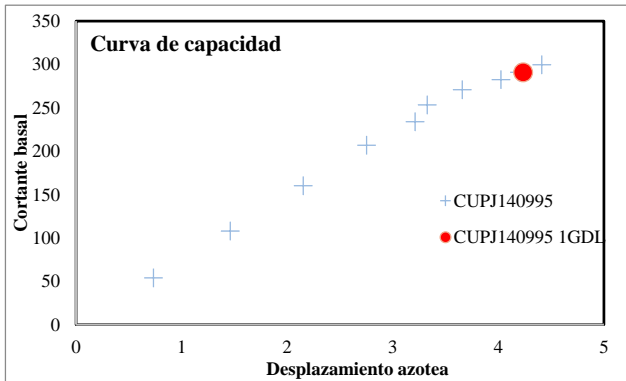


fig. 5.148. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

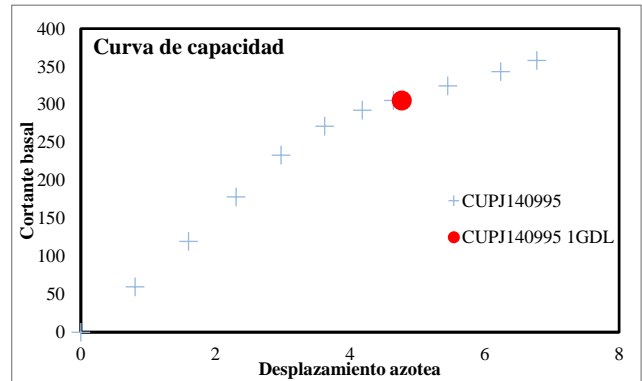


fig. 5.149 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

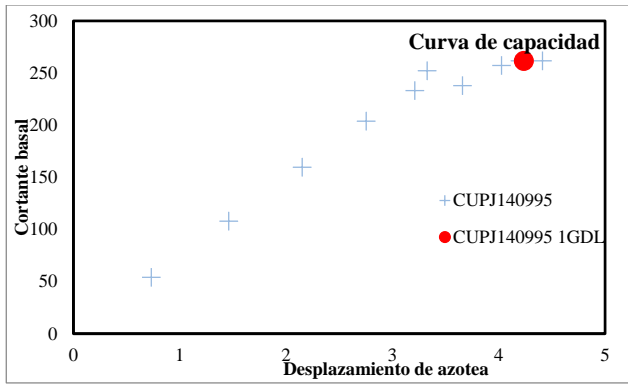


fig. 5.150 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

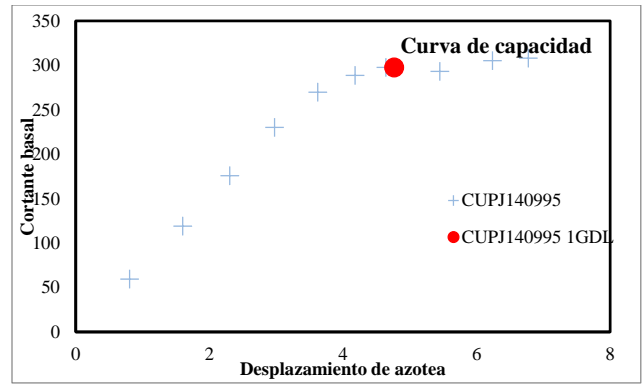


fig. 5.151 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

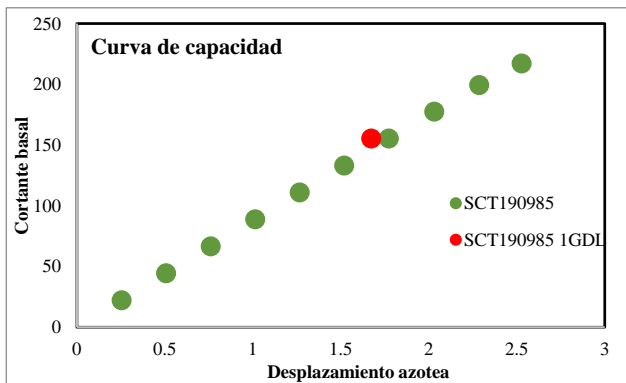


fig. 5.152. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

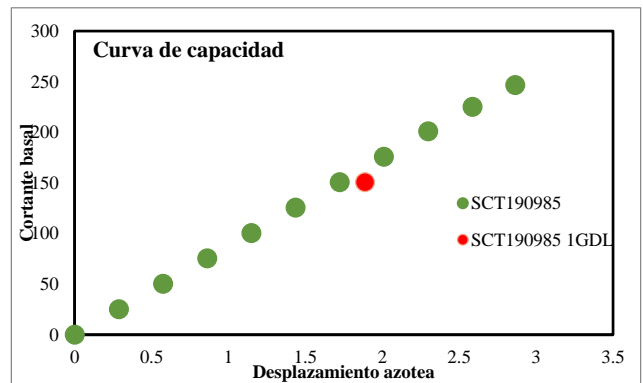


fig. 5.153 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

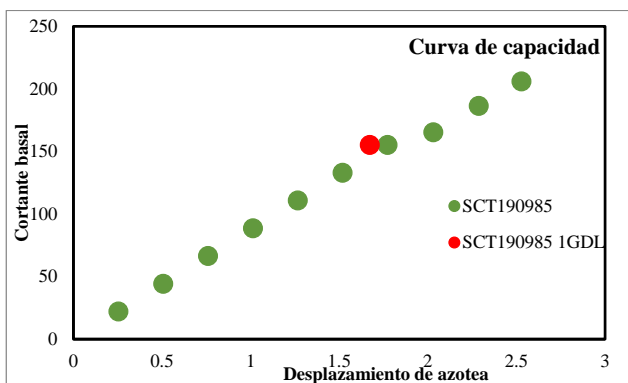


fig. 5.154 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

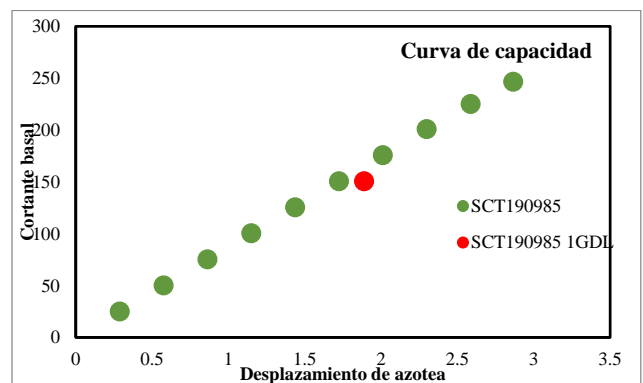


fig. 5.155 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

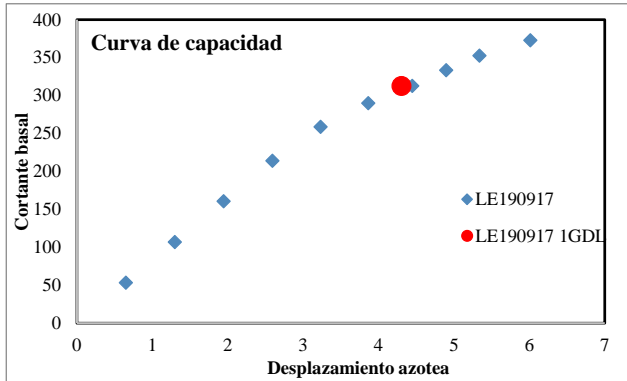


fig. 5.156. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

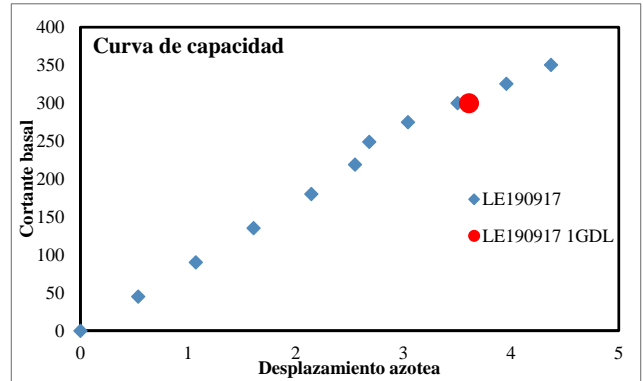


fig. 5.157 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

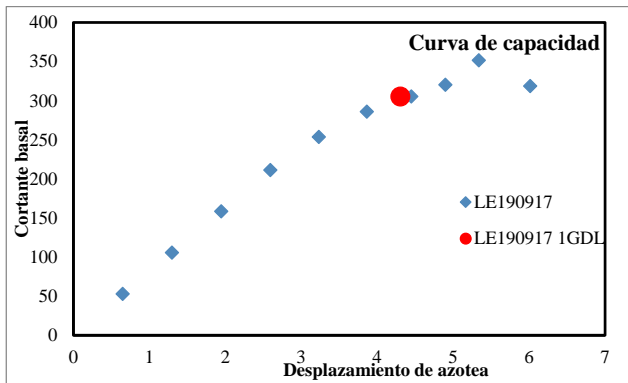


fig. 5.158 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

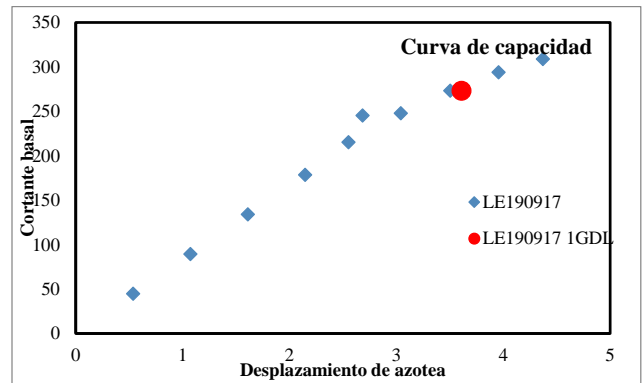


fig. 5.159 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

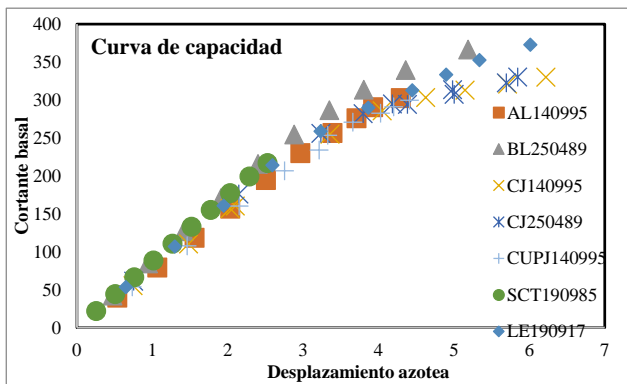


fig. 5.160. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

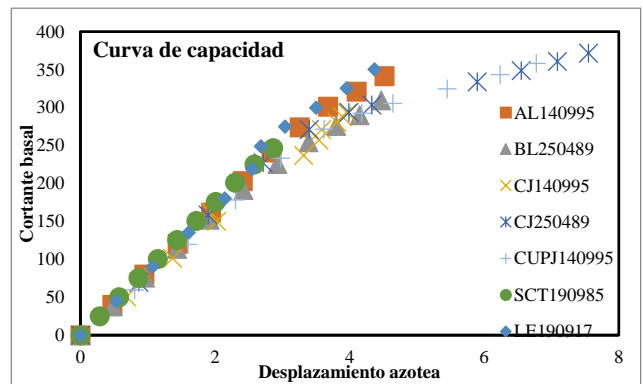


fig. 5.161 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

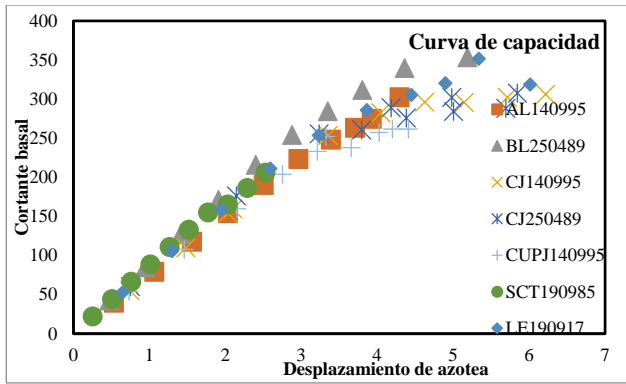


fig. 5.162 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

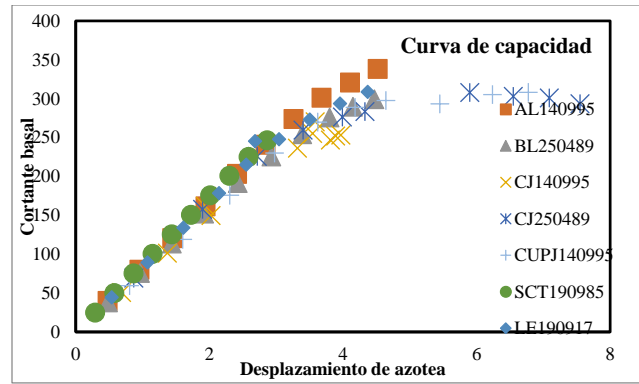


fig. 5.163 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

Nuevamente y de forma más clara las curvas permiten apreciar en cada uno de los casos qué demanda sísmica logra que la estructura entre en el rango inelástico, es decir cuando en la curva de capacidad se presenta un cambio de pendiente, para el caso donde se tiene una línea recta la estructura se comportó de manera elástica lineal, si se quisiera obtener de una forma más clara el desarrollo de la curva en la rama inelástica se tendría que aumentar la intensidad para los sismos donde no se alcanzó el rango inelástico. En ambos casos las pendientes iniciales, tienen gran coincidencia, esto permite conocer la rigidez global de la estructura.

Para ambas estructuras los sismos que han tenido gran impacto en la historia de México mantuvieron un comportamiento casi totalmente elástico a diferencia de otros registros, esto debido a que las estructuras tienen un periodo para el cual la aceleración no fue la suficiente para provocar un daño de acuerdo a su espectro de respuesta, sin embargo, en muchos otros registros si se presentó un daño, lo cual cumple el objetivo de diseño, donde se permite introducir a la estructura en el rango inelástico para que estas sean económicamente viables.

Complementando la información, para sismos donde la curva es casi completamente lineal, en los análisis ya sean no lineales y lineales las estructuras tienen un comportamiento similar donde la respuesta empalma mejor y su cociente de desplazamientos máximos es más cercano a 1.

Comparando los resultados obtenidos con la respuesta del oscilador de un grado de libertad, se puede observar que los desplazamientos máximos se encuentran posicionados cerca a los máximos en el método robusto, es decir, no son iguales, ya que si recordamos esto solo es una aproximación del comportamiento de la estructura, además en la mayoría de los casos los desplazamientos máximos de la respuesta del oscilador son menores a los del método robusto.

Para el caso de los marcos representativos, se comparó con la respuesta del oscilador equivalente a cada marco y a su vez se desarrolló el método de los coeficientes, el método de los coeficientes se muestra con un punto verde.

Marco 1 sismos dirección E-W

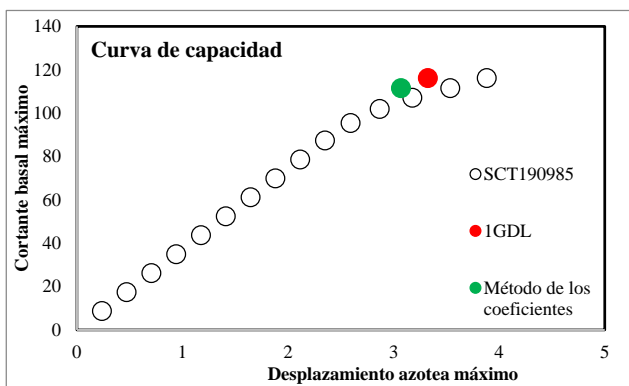


fig. 5.164. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

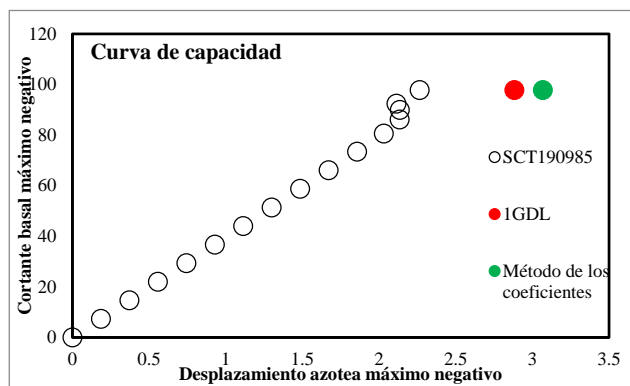


fig. 5.165 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

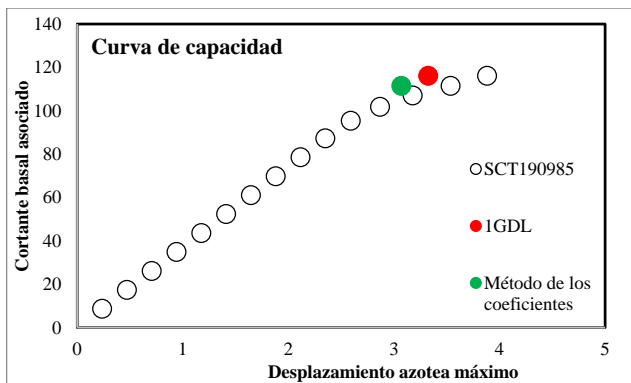


fig. 5.166 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

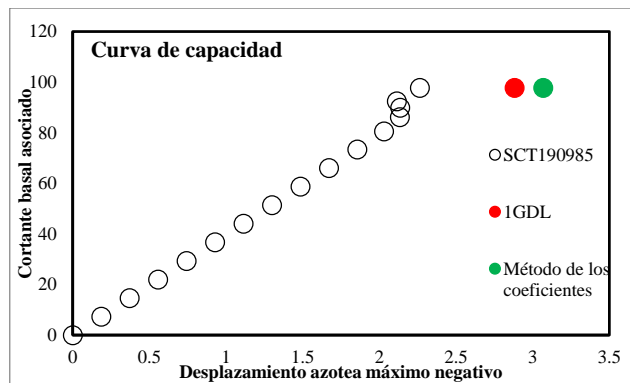


fig. 5.167 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

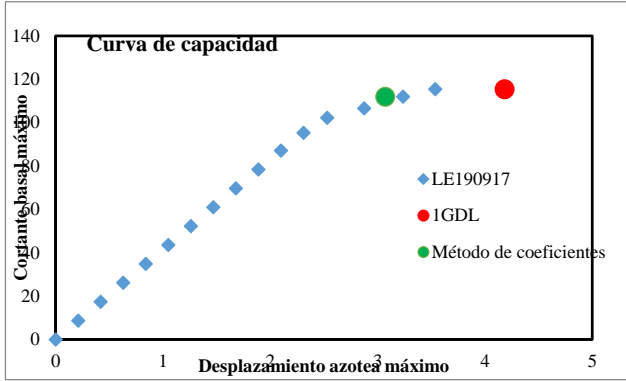


fig. 5.168. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

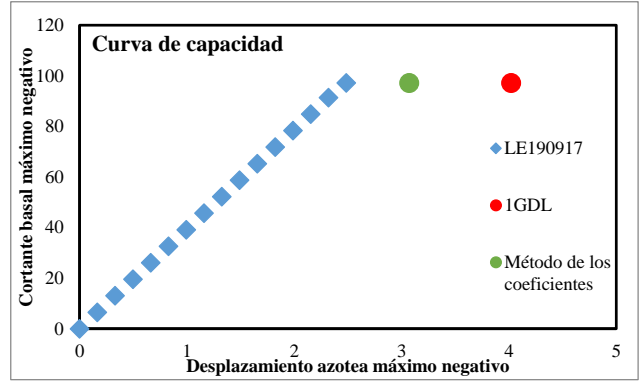


fig. 5.169 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

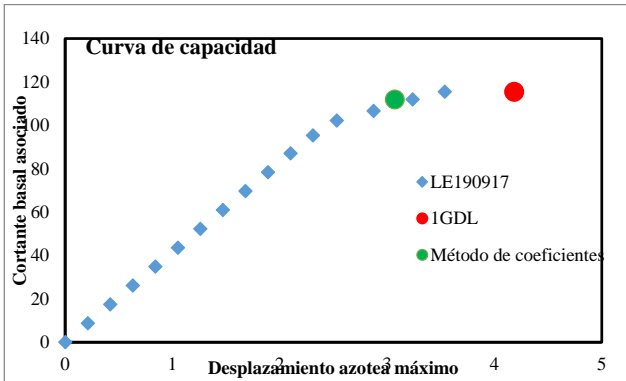


fig. 5.170 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

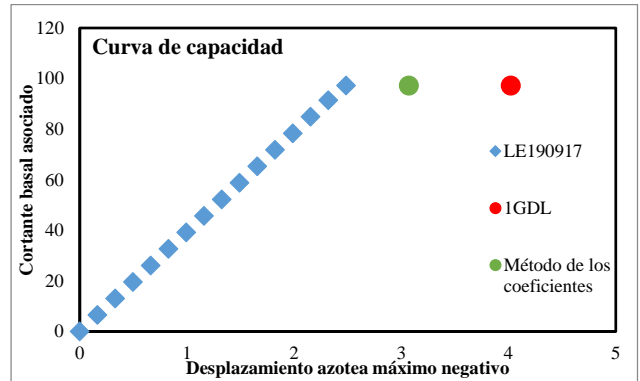


fig. 5.171 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

Marco 1 sismos dirección N-S

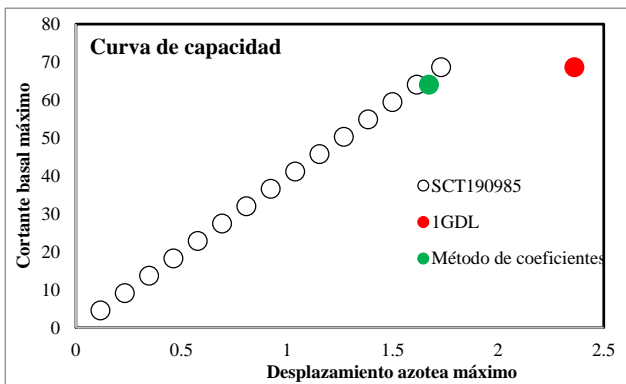


fig. 5.172. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

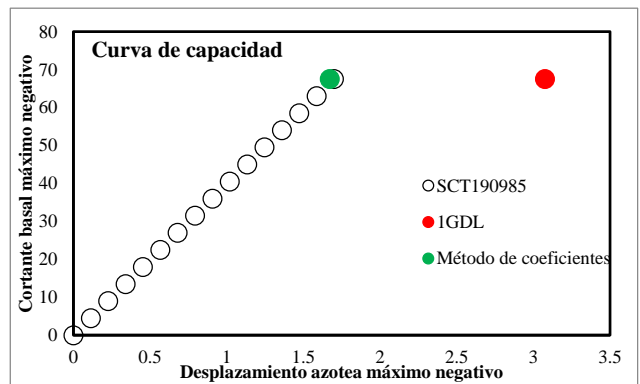


fig. 5.173 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

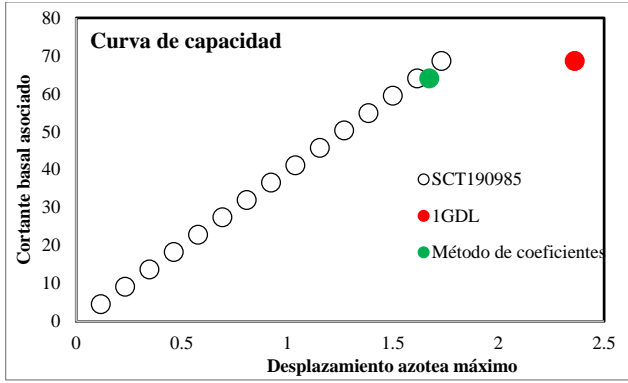


fig. 5.174 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

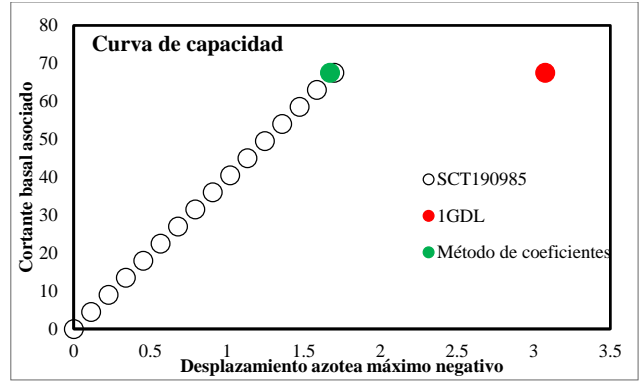


fig. 5.175 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

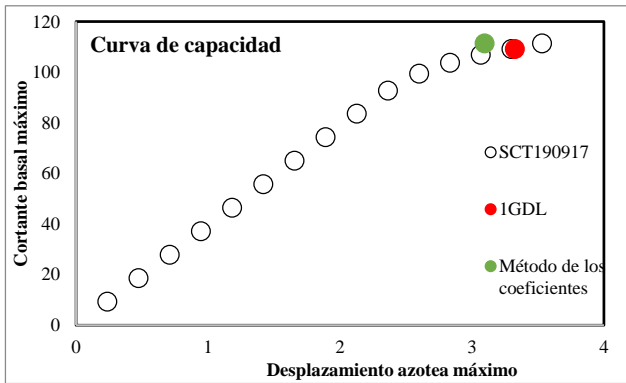


fig. 5.176. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

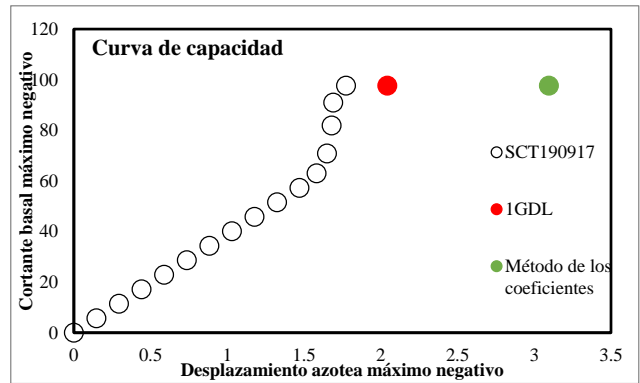


fig. 5.177 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

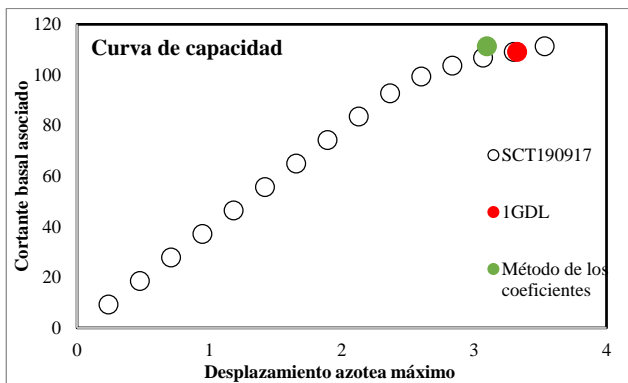


fig. 5.178 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

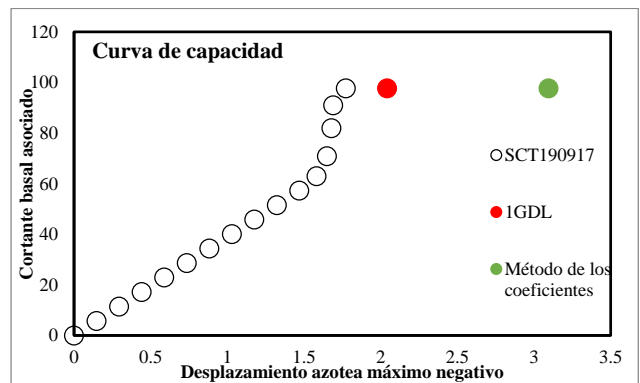


fig. 5.179 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

Marco 2 sismos dirección E-W

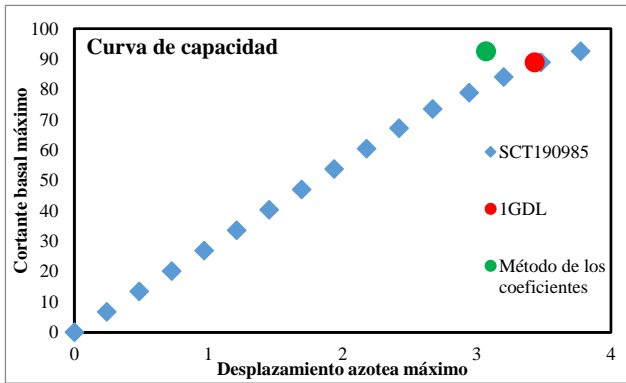


fig. 5.180. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

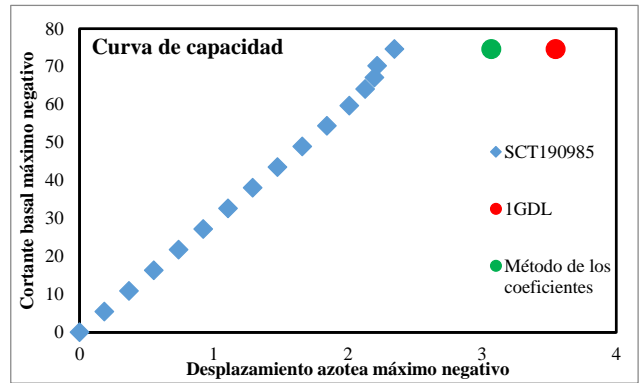


fig. 5.181 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

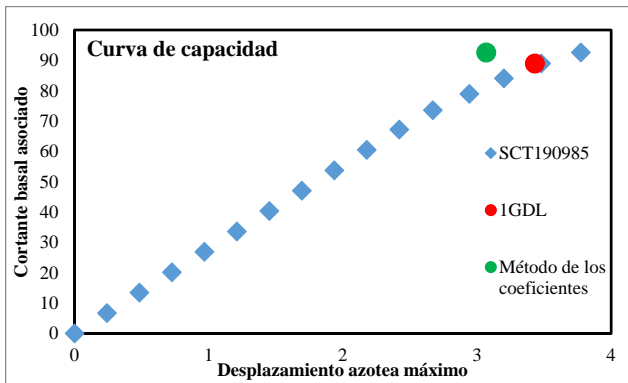


fig. 5.182 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

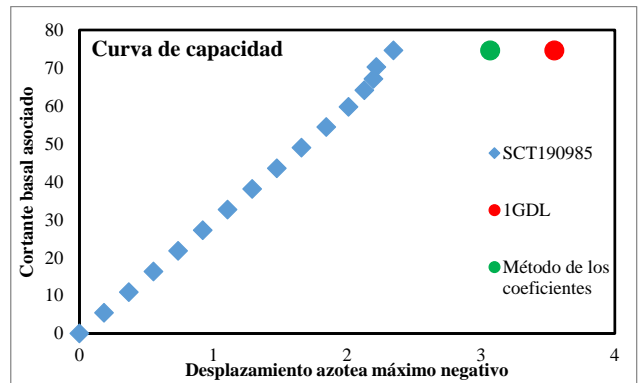


fig. 5.183 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

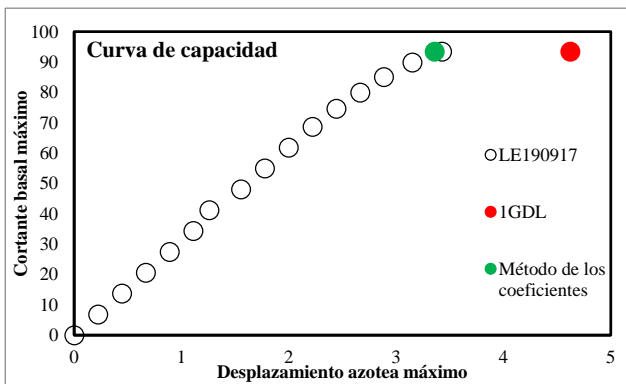


fig. 5.184. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

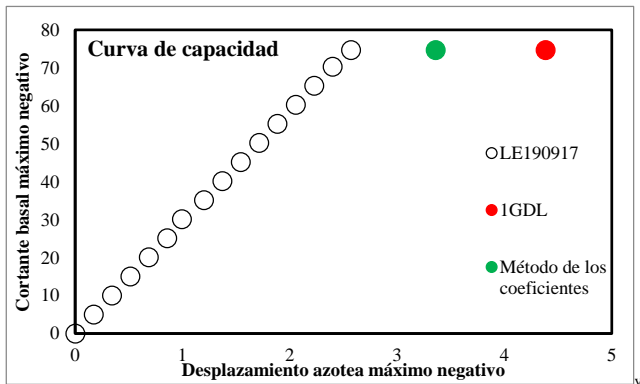


fig. 5.185 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.



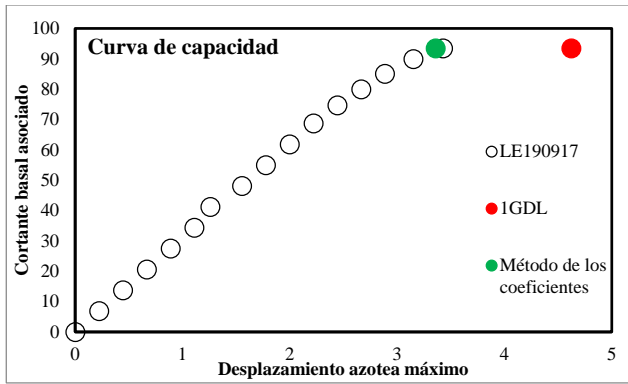


fig. 5.186 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

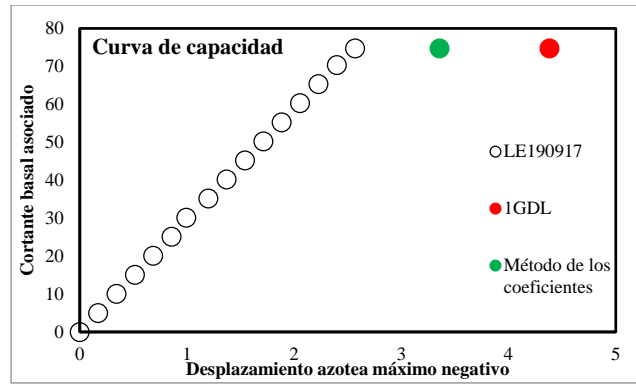


fig. 5.187 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

Marco 2 sismos dirección N-S

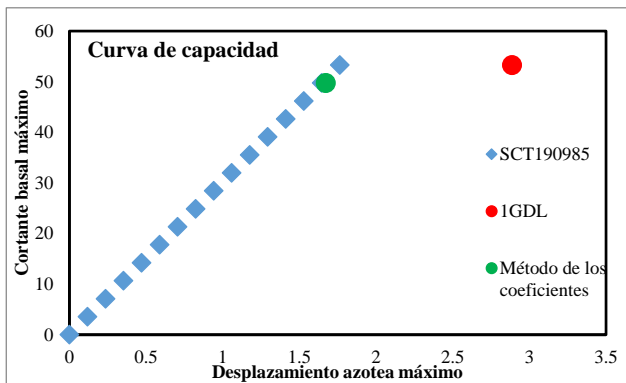


fig. 5.188. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

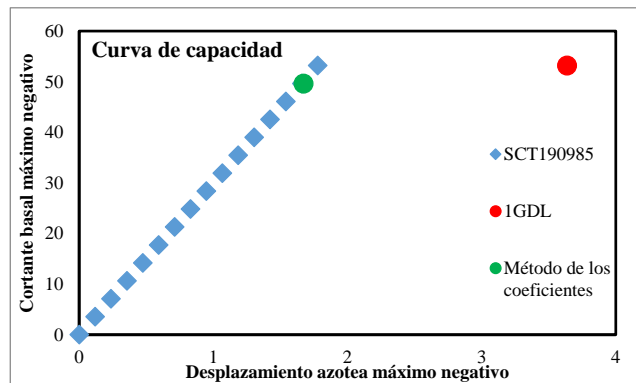


fig. 5.189 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

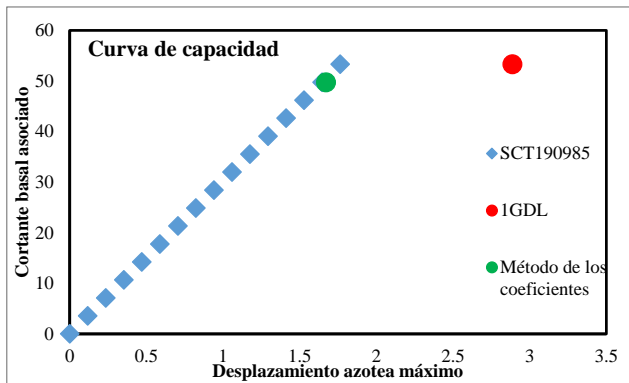


fig. 5.190 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

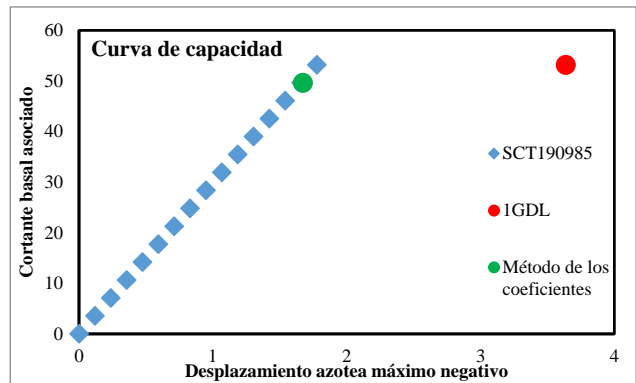


fig. 5.191 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

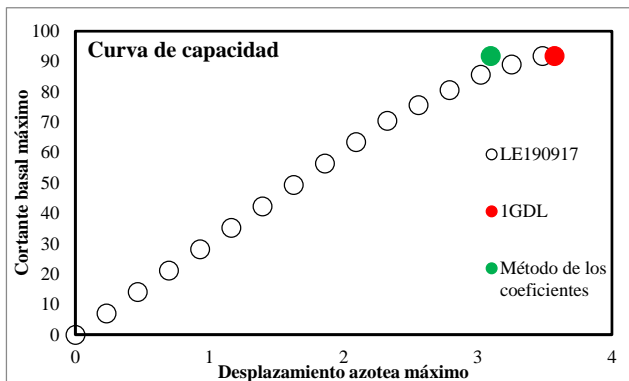


fig. 5.192. Desplazamiento máximo - Cortante máximo

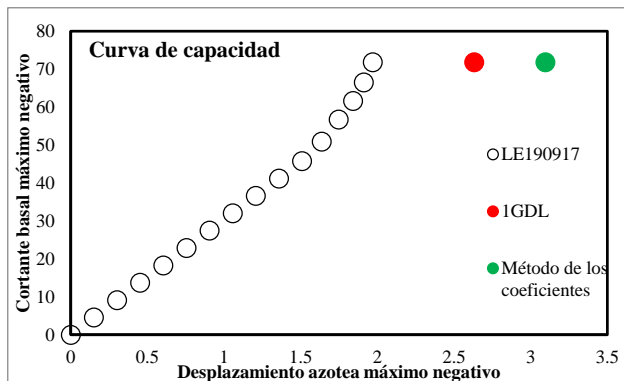


fig. 5.193 Desplazamiento máximo negativo - Cortante máximo negativo.

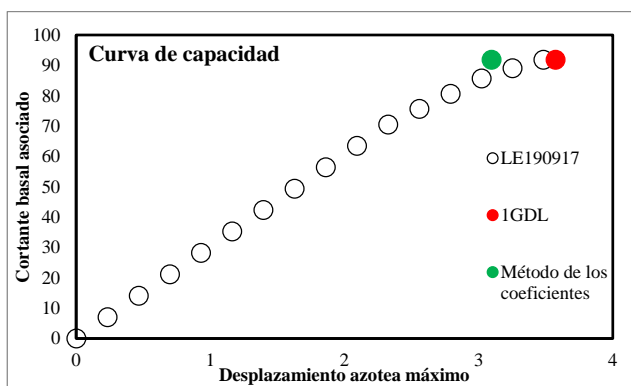


fig. 5.194 Desplazamiento máximo - Cortante asociado

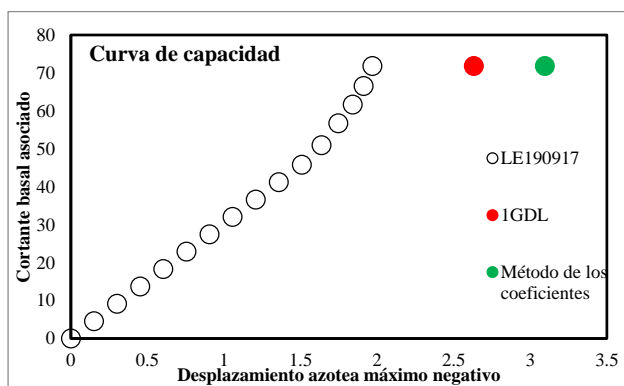


fig. 5.195 Desplazamiento máximo negativo - Cortante asociado

Complementando el análisis se obtuvo el desplazamiento objetivo con el método de los coeficientes y se comparan los resultados con el desplazamiento máximo del oscilador equivalente de un grado de libertad

Marco 1

Sismo	Método de coeficientes	Respuesta máxima oscilador
SCT190985_EW	3.068	3.324
SCT190985_NS	1.671	3.324
LE190917_EW	3.357	4.182
LE190917_NS	3.095	3.324

## Marco 2

Sismo	Método de coeficientes	Respuesta máxima oscilador
SCT190985_EW	3.068	3.547
SCT190985_NS	1.671	3.635
LE190917_EW	3.357	4.622
LE190917_NS	3.095	3.572

En el caso de los marcos representativos la mayoría de los casos se obtienen un comportamiento lineal, esto debido a que se analizaron las componentes de los sismos en casos separados, lo que sin duda reduce el daño a la estructura, así como la variación de los periodos correspondientes, cabe destacar que para estos casos los desplazamientos mayores obtenidos considerando a los marcos como osciladores de un grado de libertad fueron aún más cercanos, esto posiblemente se deba a la reducción de grados de libertad que se tienen en un marco a comparación de la estructura.

Por otro lado, para analizar el comportamiento de una estructura considerando los diferentes modelos de daño se utilizó el programa SeismoStruct Seismosoft (2018), el cual permite modelar las estructuras considerando una plasticidad concentrada y por otro lado una plasticidad distribuida, los dos marcos representativos se sometieron a un análisis push-over para así obtener la respectiva curva de capacidad considerando ambos modelos de daño se obtuvieron los resultados mostrados en las

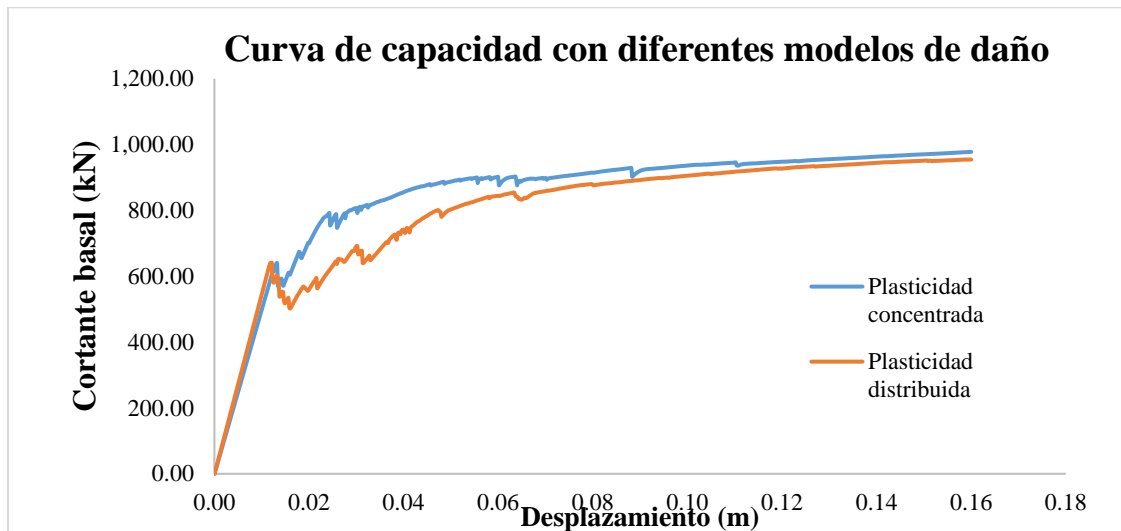


fig. 5.196 Curva de capacidad del marco 1 considerando diferentes plasticidades.

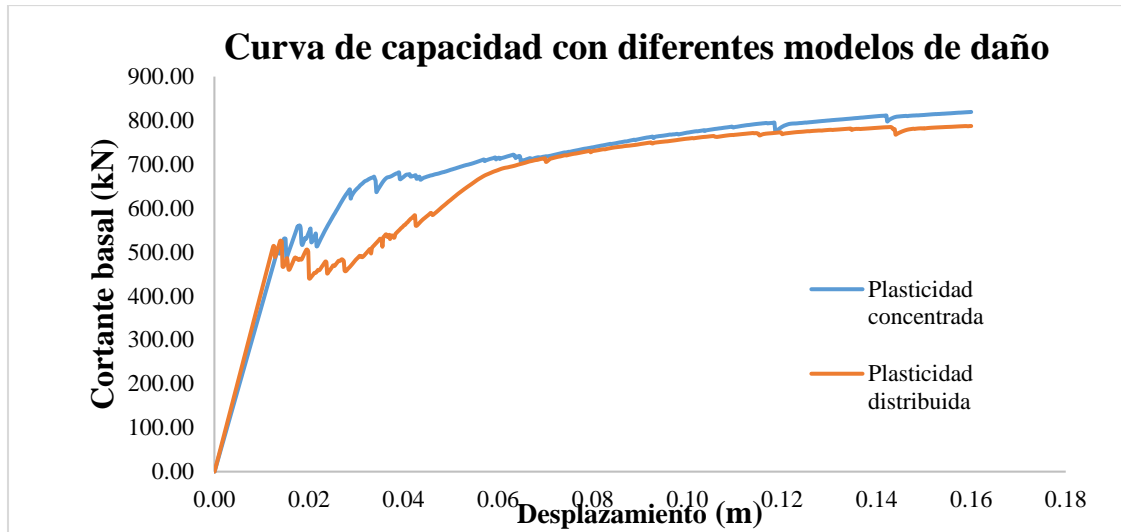


fig. 5.197 Curva de capacidad del marco 2 considerando diferentes plasticidades.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- De acuerdo a los resultados obtenidos se concluye que la regla de iguales desplazamientos no se cumple en todos los casos como se ha asumido en los reglamentos actuales, ya que para estructuras que se introducen más al rango inelástico su respuesta máxima difiere a la respuesta elástica, esto puede ser desfavorable en el caso donde la respuesta inelástica es mayor, ya que la estructura tendrá un daño mayor al esperado.
- Los métodos aproximados si bien no mostraron el mismo resultado que el obtenido con el método robusto, el método aproximado presenta una idealización del comportamiento o del desplazamiento máximo esperado ante una demanda sísmica dada, en la mayoría de los casos para ambos edificios el desplazamiento máximo considerando a la estructura como un oscilador equivalente fue menor, esto puede presentar una ventaja desde el punto de vista de la seguridad ya que al considerar un menor desplazamiento al hacer un análisis aproximado, la estructura puede presentar una capacidad mayor ante un sismo, desde el punto de vista económico se podría considerar que la estructura está sobre diseñada.
- En el caso de los marcos representativos, se obtuvieron resultados más parecidos entre el método robusto y el método aproximado a comparación de los datos obtenidos con la estructura completa, esto podría ser por la disminución de grados de libertad.

- Es importante tener en cuenta la variación de los resultados que se pueden obtener con los métodos aproximados, como lo puede ser idealizar que se tendrá la misma respuesta en estructuras que consideran un comportamiento elástico. Sin embargo, el método aproximado teniendo las ventajas de su practicidad considerando el rango inelástico puede ser una opción para una rápida evaluación de la estructura.
- La capacidad de las estructuras se ve afectada al considerar diferentes modelos de daño, esto porque al considerar una plasticidad distribuida se presentarán daños a lo largo de todo el elemento lo que provoca que su capacidad se vea reducida, si bien el modelo de plasticidad distribuida presenta resultados más acercados a la realidad ya que el daño se puede presentar a lo largo de cualquier parte del elemento, la practicidad concentrada tiene como ventaja la utilización de menos recursos computacionales.

## 7. REFERENCIAS

(s.f.).

ATC. (1996). *"Seismic and evaluation of retrofit of concrete buildings. Technical report, ATC-40."*. Applied Technology Council. Redwood City, CA.

Ayala A.G., C. H. (2012). *A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings*. Earthquakes and Structures. 3.

Castellanos, H., Ayala, A., & J.E, B. (2010). *"Correlation between strength and stiffness of reinforced concrete elements and its implications on displacement based seismic design of buildings"*. 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders, Toronto, Canada.

Castellanos, R. (2013). *"Desarrollo y evaluación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios de concreto reforzado"*. Tesis de Doctorado en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

CEN, E. 8. (2004). *"Design of structures for earthquake resistance, Part 1"*. European standard EN 1998-1, Brussels: European Committee for Standardization, December 2004.

Chopra, A. K. (2014). *"Dinámica de estructuras"*. México: PEARSON EDUCACIÓN.

CSI. (2006). *"SAP2000-Integrated finite element analysis and design of structures"*. Berkeley, California, Estados Unidos.

FEMA. (1997). *"FEMA 273, Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency"*. Washington D.C, Estados Unidos.

FEMA. (2005). *"FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal"*. Washington D.C.

Fib, T. 7. (2003). *"Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings"*. State-of-art report, Boletín 25.

- Filippou, F., & Issa, A. (1988). *"Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversals"*. Earthquake Engineering. Research Center, Berkeley.
- Fajfar, P. G. (1996). *"The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25,23-67.
- Flores, J. (1993). "Modelos de daño concentrado para la simulación numerica del colapso de porticos planos". *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 9, 2, 123-139.
- Freeman, S. (1978). *"Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motions"*. American Concrete Institute, Special Publication SP-55, 589-605.
- Gonzales, R., & Bairán, J. (2010). ""Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares". *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*, Vol. 25, N° 4, 61–71.
- Moehle, J. (1992). *"Displacement based design of RC structures subjected to earthquakes,"*. 8(3), 403-428.
- Priestley M. J. N., C. G. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. . Pavia, Italy: IUSS Press.
- Priestley, M. (1993). *"Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality"*. . Boletín NZSEE, 26(3), 329-341.
- Priestley, M. (1998). *"Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames, and significance to seismic design"*. Boletín NZSEE, 31(4), 246-259.
- SEAOC. (1995). *VISION 2000, "Performance based seismic engineering of buildings. Structural Engineers Association of California"*. California, Estados Unidos de America.
- Seismosoft. (2018). *"SeismoStruct 2018- Acomputer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures"*. Pavía, Italia.
- Shibata, A. a. (1976). *"Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete"* . Journal of the Structural Division ASCE, 102(1), 1-18.
- Smith, R., & Tso, W. (2002). *"Inconsistency of force-based design procedure"*. JSEE, 4(1), 47-54.
- Vamvatsikos, D. y. (2002). *"Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering"*. 31:3, 491-514.
- Veletsos, A., & Newmark, N. (1960). *"Effect of inelastic behaviour on the response of simple"*. Proceedings of the II World Conference on Earthquake.
- Vidic. T; Fajfar. P y Fischinger. M. (1994). *"Consistent Inelastic Design Spectra: strength and displacement"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; vol 23, pp. 502-521.