

MODELOS NUMÉRICOS SIMPLIFICADOS PARA ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE PLANOS SISMORRESISTENTES

Oscar Möller*, Marcelo Rubinstein*

* Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras IMAE
Universidad Nacional de Rosario
Riobamba y Berutti, 2000 Rosario, Argentina
e-mail: moller@fceia.unr.edu.ar

Key words: Estructuras, Dinámica, Ingeniería sismorresistente, Modelos numéricos.

Resumen. *La implementación de la “Ingeniería sísmica basada en la performance” resulta en la necesidad de resolver un gran número de problemas dinámicos no lineales de sistemas estructurales espaciales. Debido a la complejidad del análisis, se considera conveniente reducir el número de grados de libertad. Se proponen y evalúan dos modelos simplificados no lineales para representar los planos verticales resistentes con un solo grado de libertad horizontal por piso. Las relaciones constitutivas se obtienen de análisis previos. Los ejemplos muestran muy buen comportamiento para cargas estáticas crecientes, y aceptable desempeño para acciones dinámicas de terremotos.*

Abstract. *The implementation of the “Performance-based seismic engineering” results in the necessity of solving several non linear dynamic problems of space structural systems. Due to the complexity of the analysis, it is considered convenient to reduce the degree of freedom number. Two non linear simplified models, to represent the resistant vertical planes with only one horizontal degree of freedom per story, are proposed and assessed. The constitutive relationships are obtained from previous analyses. The examples show a very good behavior for push-over analysis, and acceptable performance for earthquake dynamic actions.*

1 INTRODUCCIÓN

La ingeniería estructural ha tenido siempre como objetivo fundamental lograr niveles de seguridad que correspondan a probabilidades extremadamente bajas de ocurrencia de eventos de consecuencias significativas.

En el caso particular de la ingeniería sismorresistente, la filosofía de diseño enunciada hace ya más de dos décadas consiste en (i) Prevenir daños en terremotos menores de ocurrencia frecuente durante la vida útil de la estructura; (ii) Controlar daños en elementos estructurales y no estructurales durante terremotos moderados; (iii) Evitar el colapso y daños muy significativos para proteger la vida de las personas en terremotos muy severos pero de relativamente muy baja frecuencia de ocurrencia.

Con los códigos vigentes, por ejemplo INPRES-CIRSOC 103 ¹, el análisis y diseño se realiza para satisfacer explícitamente sólo el tercer objetivo, debido a que los espectros de diseño corresponden a eventos sísmicos severos de ocurrencia “rara”.

Además se admite el cálculo estático y en régimen elástico, utilizando factores de reducción para tener en cuenta el real comportamiento inelástico bajo cargas dinámicas. A pesar de su simplicidad y facilidad de uso, presenta el inconveniente de no poder satisfacer todos los objetivos enunciados y la confiabilidad del diseño final es indefinida y difícil de cuantificar. Esto ha quedado demostrado con la ocurrencia de los últimos terremotos a nivel mundial, con enormes pérdidas económicas y de vidas humanas.

La nueva tendencia es la denominada “Ingeniería sísmica basada en la performance”², mediante la cual se intenta obtener construcciones de comportamiento sísmico más predecible y cuantificable, para poder evaluar y controlar el riesgo sísmico con un predeterminado nivel de aceptabilidad, de manera de minimizar el costo durante toda la vida útil de la construcción.

En forma discreta se definen niveles de performance que son estados límites de daño, y niveles de terremotos de diseño en función del periodo de retorno o probabilidad de excedencia en cierto número de años. Luego, de acuerdo al tipo y destino de la construcción, se seleccionan objetivos de performance que significan lograr un cierto nivel de performance (no exceder los estados límites, ó hacerlo con una probabilidad pequeña) para cada nivel de terremoto de diseño.

Sea que el análisis se realice dentro de un marco determinístico, o más aún si la evaluación es de carácter probabilística, es necesario realizar una importante cantidad de simulaciones numéricas, que significan análisis dinámico no lineal del sistema estructural espacial, ó al menos análisis estático no lineal (push-over).

Es necesario considerar el modelo espacial para poder evaluar la demanda real de ductilidad en cada plano vertical resistente, teniendo en cuenta simultáneamente los efectos de traslación y rotación dentro del campo inelástico (torsión inelástica), señalado hoy como uno de los problemas abiertos a la discusión ³.

El modelo matemático del sistema estructural presenta muchas alternativas. Una opción para obtener la solución numérica es utilizar una discretización en elementos espaciales unidireccionales (barras) para vigas y columnas, conjuntamente con elementos bidimensionales para losas y tabiques. Los inconvenientes son la amplia información que es

necesaria como dato y principalmente la complejidad del análisis no lineal.

Una variante simplificativa es estudiar los planos verticales resistentes en forma individual y luego conectarlos o ensamblarlos en un sistema espacial de tres grados de libertad por piso, dos traslaciones horizontales y una rotación alrededor del eje vertical, haciendo uso de la hipótesis de losa rígida en su plano. En este caso los “elementos finitos” son los planos verticales resistentes.

Un modelo para el plano vertical resistente lo constituye la discretización en elementos de barra en el plano, que describen el comportamiento histerético de miembros de hormigón armado. Las relaciones constitutivas no lineales se introducen a nivel de las secciones extremas del elemento ⁴.

En este trabajo se presentan dos modelos no lineales simplificados:

a) Modelo de corte - desplazamiento relativo de entrepiso: cada elemento de dos nodos y un grado de libertad por nodo, transversal al elemento y en el plano resistente, representa el comportamiento de un piso completo. La relación constitutiva se obtiene de análisis numéricos previos con el modelo no lineal de elementos de barra señalado en el párrafo anterior.

b) Modelo global: consiste en un solo elemento con una cantidad de nodos variable, uno por piso, y con un grado de libertad por nodo, transversal al elemento y en el plano resistente. La rigidez tangente para distintas situaciones de plastificación, se calcula previamente a partir de la condensación de la rigidez tangente del plano modelizado con elementos no lineales de barra.

Se muestran varios ejemplos con carga monótona creciente (push-over) y con acciones dinámicas de tipo sísmicas, para analizar el desempeño y nivel de precisión de estos modelos simplificados frente al modelo de elementos de barra usado como referencia para la comparación.

2 MODELO DE ELEMENTOS DE BARRA

El modelo de elementos de barra utilizado aquí, que alcanza un balance entre precisión y simplicidad, fue presentado en publicaciones previas ^{4,5,6}. Se resumen a continuación sólo las principales características.

Para representar los diferentes mecanismos que contribuyen al comportamiento histerético de las regiones críticas de miembros de hormigón armado, el elemento se descompone en varios subelementos, similarmente al modelo de Filippou et al. ^{7,8}. Los componentes del modelo se muestran en la fig.1 y son descritos brevemente a continuación.

2.1 Subelemento elasto plástico

Este subelemento, mostrado en la fig.2, representa el comportamiento elástico lineal sobre una longitud z_c y la respuesta no lineal de las regiones extremas z_i, z_j , con longitud variable dependiendo de la historia de carga.

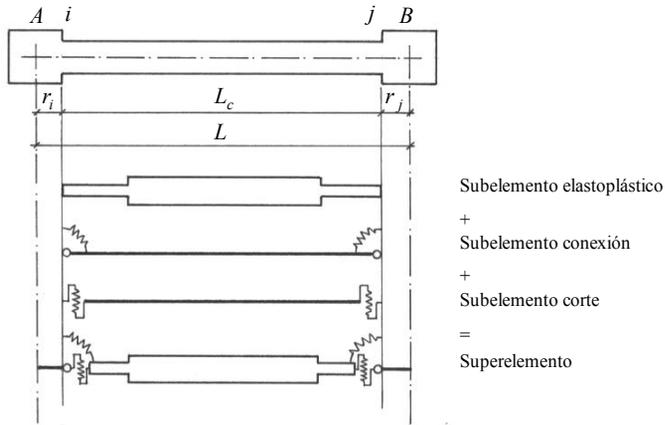


Figura 1: Descomposición de la barra en subelementos

Las hipótesis fundamentales son: (a) El estado de toda la zona plástica, durante carga, descarga o recarga, es controlado por el estado de la sección extrema. (b) La rigidez de la zona plástica se representa por una rigidez promedio efectiva pEI , la cual depende de la sección extrema. Estas hipótesis significan que sólo hay que seguir la historia momento-curvatura de las dos secciones extremas del elemento.

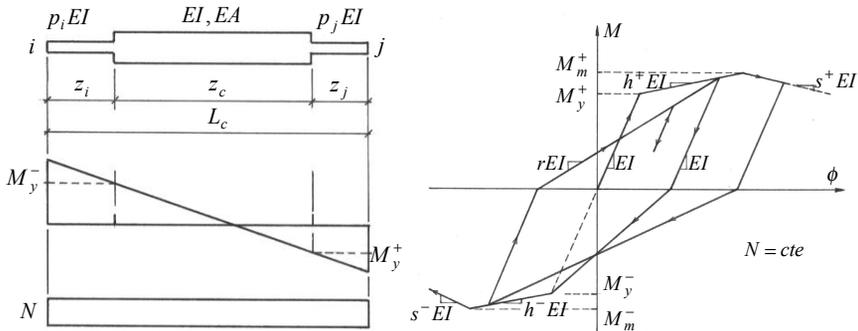


Figura 2: Subelemento elasto plástico – Relación momento curvatura

También se muestra en la fig.2 la relación momento-curvatura adoptada, con las reglas de descarga y recarga del modelo de Clough.

La relación $M-\phi$ para una sección de hormigón armado es construida, para un esfuerzo axial constante, usando las siguientes hipótesis: (a) La sección permanece plana después de la deformación y normal al eje deformado del miembro. (b) Los modelos de Mander ⁹ son

utilizados para las relaciones constitutivas del hormigón y del acero.

La sección transversal es subdividida en franjas paralelas a la capa neutra. Para cada incremento de curvatura, la posición del plano deformado es ajustado por iteraciones hasta lograr equilibrio entre la fuerza axial externa e interna, luego el momento flector asociado es calculado.

La curvatura última ϕ_u se define cuando al final de un número predeterminado de ciclos completos hasta $\pm\phi_u$ uno de los siguientes estados límites es alcanzado: (a) Reducción del 20% del momento resistente. (b) Agotamiento de la capacidad de absorber energía por parte de la armadura transversal. A partir del balance energético de la sección, la deformación última a compresión del hormigón es calculada. (c) Exceder la deformación máxima a tracción o a compresión de la armadura longitudinal.

En el modelo histerético de la fig.2 los factores de rigidez p_i, p_j tienen los siguientes valores: (a) elástico: $p = 1$, (b) endurecimiento: $p = h$, (c) ablandamiento: $p = s$, con $z_i = l_p$ longitud característica $\cong 0.75 d$, con d : altura de la sección, (d) descarga: $p = 1$, (e) recarga: $p = 2/(1/r+1)$ que se obtiene de promediar la rigidez de la sección extrema rEI con la elástica $1EI$ del final de la zona plástica.

Los parámetros M_y, M_m, EI, h, s para las direcciones positivas y negativas son calculadas a partir de la linealización de la real relación $M-\phi$ obtenida de un pre-procesamiento de la sección.

La flexibilidad del subelemento resulta:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_i \\ \Delta\theta_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix}_{EP} \begin{Bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\Delta(\Delta l) = f_{ax} \Delta N$$

con

$$f_{11} = \frac{L_c}{6EI} [2 + 2\gamma_i (1 - (1 - \xi_i)^3) + 2\gamma_j \xi_j^3]$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{L_c}{6EI} [-1 - \gamma_i (3\xi_i^2 - 2\xi_i^3) - \gamma_j (3\xi_j^2 - 2\xi_j^3)]$$

$$f_{22} = \frac{L_c}{6EI} [2 + 2\gamma_j (1 - (1 - \xi_j)^3) + 2\gamma_i \xi_i^3]$$

donde $\xi_i = \frac{z_i}{L_c}$, $\xi_j = \frac{z_j}{L_c}$, $\gamma_i = \frac{1}{p_i} - 1$, $\gamma_j = \frac{1}{p_j} - 1$, $f_{ax} = \frac{L_c}{EA}$

2.2 Subelemento conexión

Este subelemento simula la rotación concentrada que ocurre en la interfaz barra-nudo debido al deterioro de la adherencia y deslizamiento de las armaduras ancladas en el nudo. El modelo consiste en un resorte rotacional en cada extremo vinculados con una barra rígida como se muestra en la fig.3.

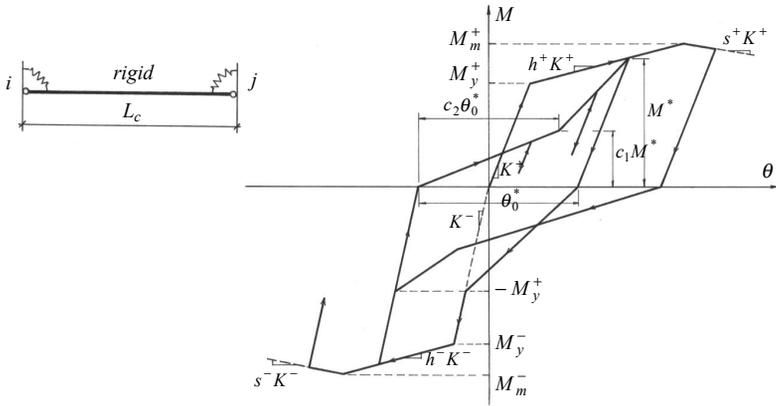


Figura 3: Subelemento conexión – Relación momento rotación

La fig.3 también muestra la relación momento-rotación adoptada, con las reglas de descarga y recarga. Los parámetros M_y , M_m , K , h , s para las direcciones positiva y negativa son calculados a partir de la linealización de la real relación $M-\theta$ obtenida de un pre-procesamiento de la conexión.

En un nudo viga-columna, la relación entre incrementos de fuerzas/momentos (ΔN_A , ΔM_A , ΔN_B , ΔM_B) y los incrementos de desplazamientos/rotaciones (Δl_A , $\Delta \theta_A$, Δl_B , $\Delta \theta_B$) es derivada para las caras opuestas del nudo A y B, que corresponden a los extremos de las barras que concurren al nudo ¹⁰.

Las armaduras dentro del nudo son subdivididas en elementos finitos, con polinomios lineales para interpolar los desplazamientos axiales, e incorporando leyes constitutivas no lineales, que incluyen efectos cíclicos, para el acero y adherencia-deslizamiento ¹¹. Las secciones en las caras del nudo se dividen en capas. No se considera compatibilidad de deformaciones entre acero y hormigón, y sólo en la zona de contacto la deformación del hormigón es actualizada.

Para cada incremento de fuerzas y momentos ΔN , ΔM en A y B, un esquema de Newton-Raphson es usado para calcular los correspondientes incrementos de desplazamientos y rotaciones Δl , $\Delta \theta$. Este problema es muy complejo porque hay que tener en cuenta que, para cada iteración de equilibrio, se debe resolver un problema no lineal para cada capa de armadura. Esto justifica el pre-procesamiento del nudo, con una historia de carga adoptada, y luego realizar el análisis de la estructura completa con las curvas rectificadas $M-\theta$.

La rotación última θ_u se define cuando se alcanza alguno de los siguientes estados límites: : (a) Reducción del 20% del momento resistente. (b) Exceder la deformación última a compresión del hormigón. (c) Exceder la deformación máxima a tracción de la armadura longitudinal.

La flexibilidad del subelemento resulta:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_i \\ \Delta\theta_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix}_{CON} \begin{Bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} \quad (2)$$

2.3 Subelemento corte

Un subelemento corte puede también ser introducido para tener en cuenta la distorsión por corte de la zona inelástica del miembro y el deslizamiento por corte que puede producirse en la interfaz barra-nudo. No es utilizado en este trabajo.

2.4 Solución y parámetros de respuesta

El sistema de ecuaciones no lineales es formulado en un esquema incremental Lagrangeano actualizado. Se resuelve con integración directa paso a paso en el tiempo con el método de Newmark, e iteraciones de Newton-Raphson para ajustar el equilibrio entre acciones externas y fuerzas internas de los elementos, considerando además el balance de fuerzas internas entre los subelementos.

Como los subelementos están conectados en serie, la flexibilidad del superelemento se obtiene por simple suma de las matrices de flexibilidad de los subelementos. El resultado se invierte y se expresa en términos de los clásicos seis grados de libertad de una barra en el plano de longitud L_e . Transformaciones geométricas tienen en cuenta extremos rígidos y grandes desplazamientos. Se considera una matriz de masa consistente y amortiguamiento viscoso proporcional a la masa y rigidez.

Los resultados del análisis son usados para obtener los parámetros de respuesta incluidos en la definición de los estados límites para cada nivel de performance especificado. Entre ellos se evalúa el índice de daño de Park y Ang ¹², el cual es una combinación lineal de la deformación máxima normalizada y otro término que considera el efecto cíclico.

$$DI = \frac{\phi_m}{\phi_u} + \beta_e \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad (3)$$

donde ϕ_m es la demanda máxima de curvatura (o rotación) y ϕ_u es la curvatura última (o rotación) bajo carga monotónica, $\int dE$ es la energía disipada durante el comportamiento histerético, M_y es el momento de fluencia y β_e una constante que depende de las características del detallamiento de la sección, además de las fuerzas axiales y de corte presente. El parámetro β_e tiene una importante dispersión, y los siguientes valores promedio son recomendados: $\beta_e = 0.05$ para secciones bien detalladas, hasta $\beta_e = 0.25$ para secciones pobremente detalladas, con un valor intermedio de $\beta_e = 0.15$.

El índice DI se calcula para cada extremo de barra y para cada conexión, y luego se combinan en un índice de daño global $DIES$ para la estructura:

$$DIES = \sum w_i DI_i \quad \text{con} \quad w_i = \frac{DI_i}{\sum DI_i} \quad (4)$$

3 MODELO SIMPLIFICADO: CORTE – DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

Este elemento simplificado consiste en una barra en el plano x, y, de dos nodos, con un grado de libertad por nodo transversal al elemento y en el plano resistente, representando el comportamiento de un piso completo, ver fig.4.

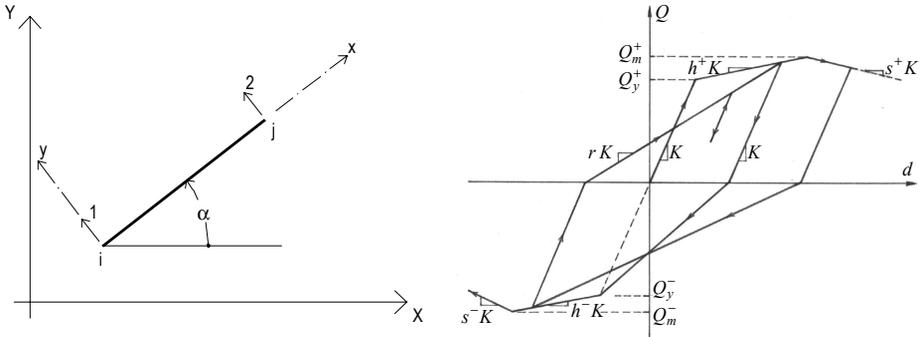


Figura 4: Elemento corte-desplazamiento de entrepiso. Relación constitutiva

La condición de equilibrio del elemento se expresa en forma incremental con:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P_i \\ \Delta P_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_T & -k_T \\ -k_T & k_T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta v_i \\ \Delta v_j \end{Bmatrix} \quad (5)$$

donde P_i, P_j son las fuerzas de corte y v_i, v_j los desplazamientos de los nodos del elemento.

La fig.4 también muestra la relación constitutiva corte – desplazamiento relativo de piso que en forma incremental se expresa:

$$\Delta Q = k_T \Delta d \quad (6)$$

donde:

$$\Delta d = \Delta v_j - \Delta v_i \quad (7)$$

entonces resulta:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P_i \\ \Delta P_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\Delta Q \\ \Delta Q \end{Bmatrix} \quad (8)$$

k_T es la tangente de la relación constitutiva $Q - d$ y toma diferentes valores de acuerdo a la rama que corresponda, como muestra la fig.4.

El procedimiento para generar la relación $Q - d$ en cada piso consiste en realizar un análisis estático no lineal (push-over) de la estructura utilizando los elementos de barra

descriptos en el punto 2, con un adecuado perfil de cargas horizontales aplicadas a nivel de cada piso. De los resultados se extraen las relaciones $Q - d$ de cada piso, y la linealización posterior permite definir los parámetros indicados en la fig.4.

Como ejemplo se presenta en la fig.5 un tabique de cinco pisos con el perfil de desplazamientos para una situación donde ya se ha plastificado la zona inferior.

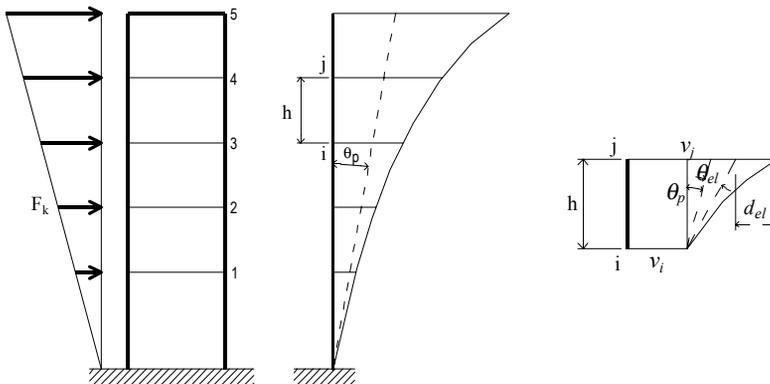


Figura 5: Desplazamientos de un piso genérico

El desplazamiento relativo para un piso genérico, por ejemplo el piso 4, es:

$$d = v_j - v_i = v_4 - v_3 = (\theta_p + \theta_{el}) h + d_{el} \quad (9)$$

donde θ_p es el giro plástico de los pisos 1 a 4 (en la fig.5 sólo hay giro plástico en el piso 1), θ_{el} es el giro elástico de los pisos 1 a 3, y d_{el} es el desplazamiento relativo por deformación elástica de ese piso 4.

El esfuerzo de corte en ese piso es la suma de las cargas que actúan desde ese nivel hacia arriba:

$$Q = \sum_{k=4}^5 F_k \quad (10)$$

A partir de las ec.(9) y (10) se observa que la relación $Q - d$ de un piso depende no solo del comportamiento de ese piso, sino también de otros niveles. Por ejemplo el valor del parámetro Q_y , ver fig.4, puede deberse a plastificaciones en ese piso ó en otro inferior. De esta forma se manifiesta la interacción estructural entre los diferentes componentes.

También hay que hacer notar la dependencia de las relaciones $Q - d$ con respecto a la distribución de fuerzas F_k elegida para realizar el push-over. Se escribe:

$$\{F\} = \frac{[m]\{\phi\}}{\{\phi\}^T [m]\{1\}} V_0 \quad (11)$$

siendo $[m]$ la matriz de masa, $\{\phi\}$ el vector de forma de deformación, y V_0 el corte en la base, que es el escalador que va amplificando el “perfil de fuerzas” de resultante unitaria.

Experimentos numéricos han mostrado que los resultados son poco sensibles a pequeños o moderados cambios en $\{\phi\}$, y consecuentemente se pueden hacer estimaciones aproximadas. Se sugieren formas típicas de acuerdo al tipo de estructura y mecanismo de plastificación¹³.

Una vez definido el elemento, la solución del problema dinámico no lineal es similar al descrito en 2.4.

4 MODELO SIMPLIFICADO GLOBAL

El modelo consiste en representar todo el edificio con un solo elemento que tiene una cantidad de nodos variables, uno por piso, y un grado de libertad por nodo transversal al elemento y en el plano resistente, como se muestra en la fig.6.

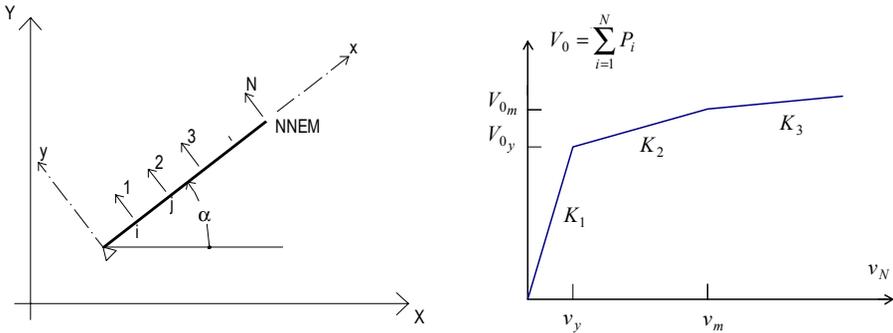


Figura 6: Elemento simplificado global. Relación constitutiva

La condición de equilibrio del elemento se expresa en forma incremental con:

$$\begin{bmatrix} \Delta P_1 \\ \Delta P_2 \\ \vdots \\ \Delta P_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \cdots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta v_1 \\ \Delta v_2 \\ \vdots \\ \Delta v_N \end{bmatrix} \rightarrow \{\Delta P\} = [K]_T \{\Delta v\} \quad (12)$$

donde P_i son las fuerzas y v_i los desplazamientos asociados a los grados de libertad.

La fig.6 también muestra la relación constitutiva $V_0 - v_N$, donde V_0 es el corte en la base, suma de todas las fuerzas P_i , y v_N el desplazamiento en el último piso. Cada tramo recto de esta relación constitutiva está caracterizado por una matriz de rigidez $[K]_T$ que permite definir la relación de equilibrio (12).

El procedimiento para generar las matrices $[K]_T$ consiste en realizar un análisis estático no lineal (push-over) de la estructura utilizando los elementos de barra descritos en el punto 2,

con un adecuado perfil de cargas horizontales aplicadas a nivel de cada piso. La curva resultante $V_0 - v_N$ se linealiza, y para cada tramo recto se elige un punto donde se calcula la matriz de rigidez condensada tangente, reteniendo un grado de libertad horizontal por piso, adecuada para ser utilizada por el elemento simplificado.

La dependencia de los resultados con la distribución de fuerzas $\{F\}$ es similar a lo comentado en el punto 3 para el otro modelo simplificado.

Este modelo es sólo apto para análisis monótonico, debido a la imposibilidad de definir con este procedimiento una matriz $[K]_T$ que represente las situaciones de recarga. La pendiente de recarga depende de las reglas de histéresis y de los desplazamientos alcanzados en los ciclos anteriores, ver figs. 2, 3 y 4, y están expresadas con relaciones escalares, que no pueden ser extrapoladas a relaciones matriciales.

La solución del problema no lineal es similar a la utilizada para los otros elementos.

5 EJEMPLOS

Se analizan una serie de ejemplos de diferentes estructuras, utilizando en cada caso la discretización con elementos de barra, con elementos de corte - desplazamiento relativo de piso, y con el elemento global. El objetivo es evaluar el comportamiento de los modelos simplificados (elementos de corte y global) frente al modelo de elementos de barra utilizado como referencia.

Se obtienen respuestas a cargas horizontales estáticas monótonas crecientes (push-over), con distribución lineal en altura, de utilización clásica en los códigos (triángulo invertido), y para un caso, además, con otra distribución¹³, ver punto 5.1. Las respuestas dinámicas corresponden al acelerograma de Kobe (1995), y a uno artificial generado para la ciudad de Mendoza con periodo de recurrencia de 475 años (10% de excedencia en 50 años), ver fig.7.

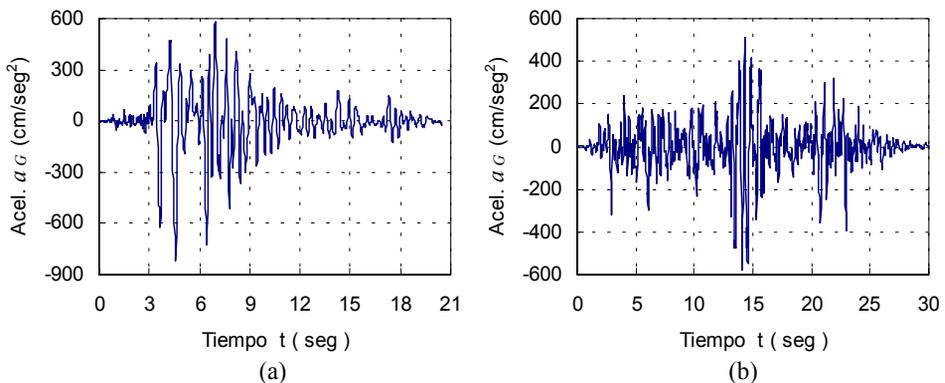


Figura 7: Acelerogramas: (a) Kobe, 1995. (b) Generado para Mendoza, excedencia 10% en 50 años.

5.1 Pórtico de 3 pisos: P3

La estructura consiste en un pórtico de 3 pisos con 2 columnas y una carga gravitatoria de $153KN$ en cada piso. El dimensionamiento sigue las prescripciones del reglamento INPRES-CIRSOC 103 para zona 4 (alta sismicidad), resultando columnas de $30 \times 50cm$ en el 1° y 2° piso, y $30 \times 40cm$ en el 3° piso. Las vigas son de $20/45cm$ en el 1° y 2° piso, y $20/40cm$ en el 3° piso. Se estudian dos variantes:

- a) Armaduras a partir de las prescripciones del código. Los resultados se muestran en la fig.8.
 - a.1) Push-over con distribución lineal de cargas: $\phi_i = h_i / h_N$ en ec.(11).
 - a.2) Push-over con: $\phi_i = (2 - 1/\mu) h_i / h_N$ para $h_i \leq h_N / 2$, con μ : ductilidad global
 $\phi_i = 1 + 1/\mu (h_i / h_N - 1)$ para $h_i \geq h_N / 2$
- b) Incremento de la resistencia de las columnas en un 50% sobre el caso a), con el objetivo de obtener otro mecanismo de disipación de energía. Los resultados se presentan en la fig.9.

5.2 Tabiques acoplados de 5 pisos: TAC5

La estructura consiste en dos tabiques acoplados por vigas esbeltas, de 5 pisos, con cargas gravitatorias de $200KN$ en pisos 1 a 4 y $240KN$ en el piso 5. El dimensionamiento sigue las prescripciones del reglamento INPRES-CIRSOC 103 para zona 4 (alta sismicidad), resultando las siguientes dimensiones: tabiques $20 \times 200cm$, vigas pisos 1 y 2: $20/60cm$, pisos 3 a 5: $20/50cm$. Las armaduras cumplen con los requisitos del código. Los resultados se presentan en la fig.10.

5.3 Tabique aislado de 5 pisos: T5

La estructura es un único tabique de 5 pisos empotrado en la base, con cargas gravitatorias de $100KN$ por piso. La sección del mismo es $20 \times 200cm$, y las armaduras son iguales a uno de los tabiques del ejemplo anterior. Los resultados se presentan en la fig.11.

5.4 Pórtico de 5 pisos: P5

Este último ejemplo consiste en un pórtico de 5 pisos y 3 columnas, con cargas gravitatorias de $270KN$ en pisos 1 a 4 y $306KN$ en el piso 5. El dimensionamiento sigue las prescripciones del reglamento INPRES-CIRSOC 103 para zona 2 (sismicidad moderada), resultando las siguientes dimensiones: columnas pisos 1 y 2: $20 \times 50cm$, pisos 3 a 5: $25 \times 40cm$, vigas pisos 1 y 2: $20/50cm$, pisos 3 a 5: $20/40cm$. Las armaduras cumplen con los requisitos del código. Los resultados se presentan en la fig.12.

5.5 Análisis de resultados

Los resultados mostrados en las figs. 8 a 12 se complementan con valores numéricos máximos de varios parámetros de respuesta presentados en las tablas 1 a 3. En ellas u_{max} es el desplazamiento horizontal máximo del último piso, $DISTM$ es la distorsión de piso máxima, $DIES$ es el índice de daño de la estructura, y $DILOM$ el índice de daño local máximo.

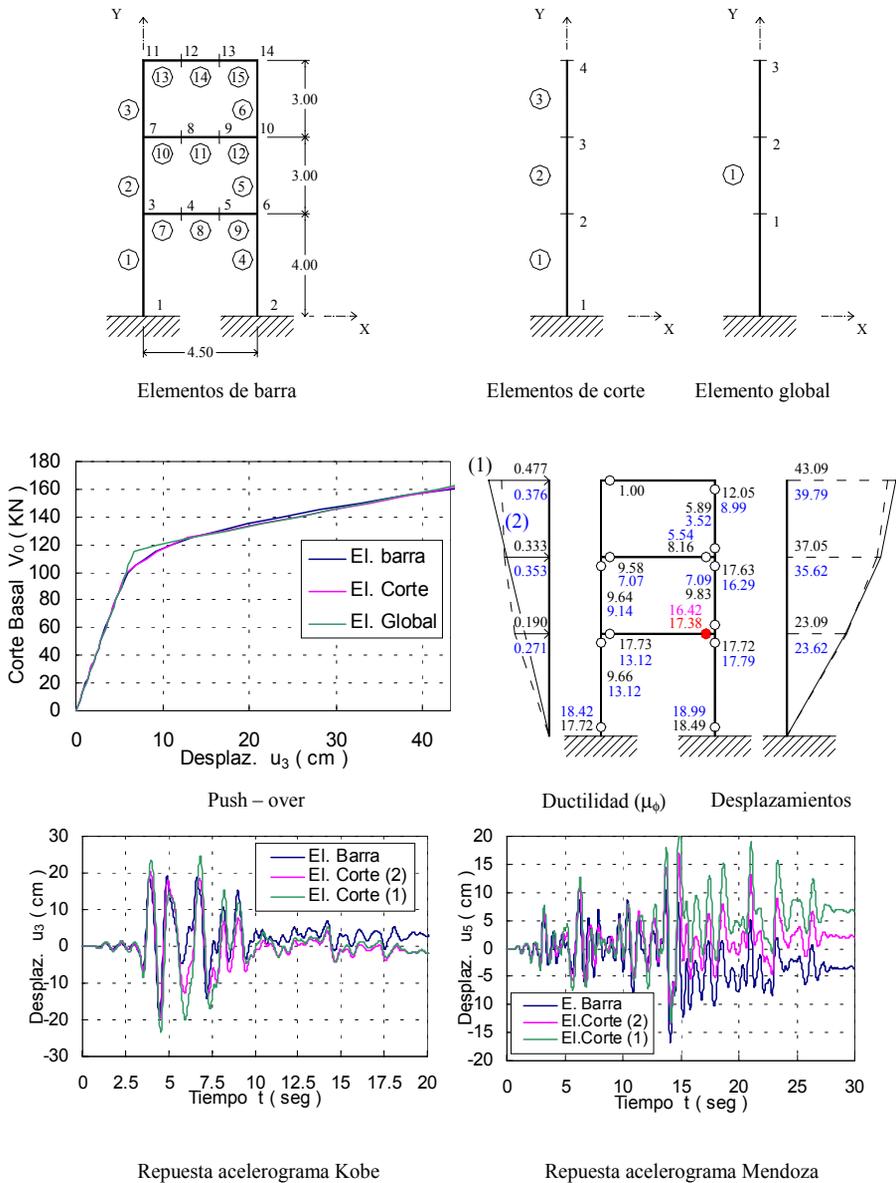


Figura 8: Resultados para pórtico de 3 pisos, variante (a).

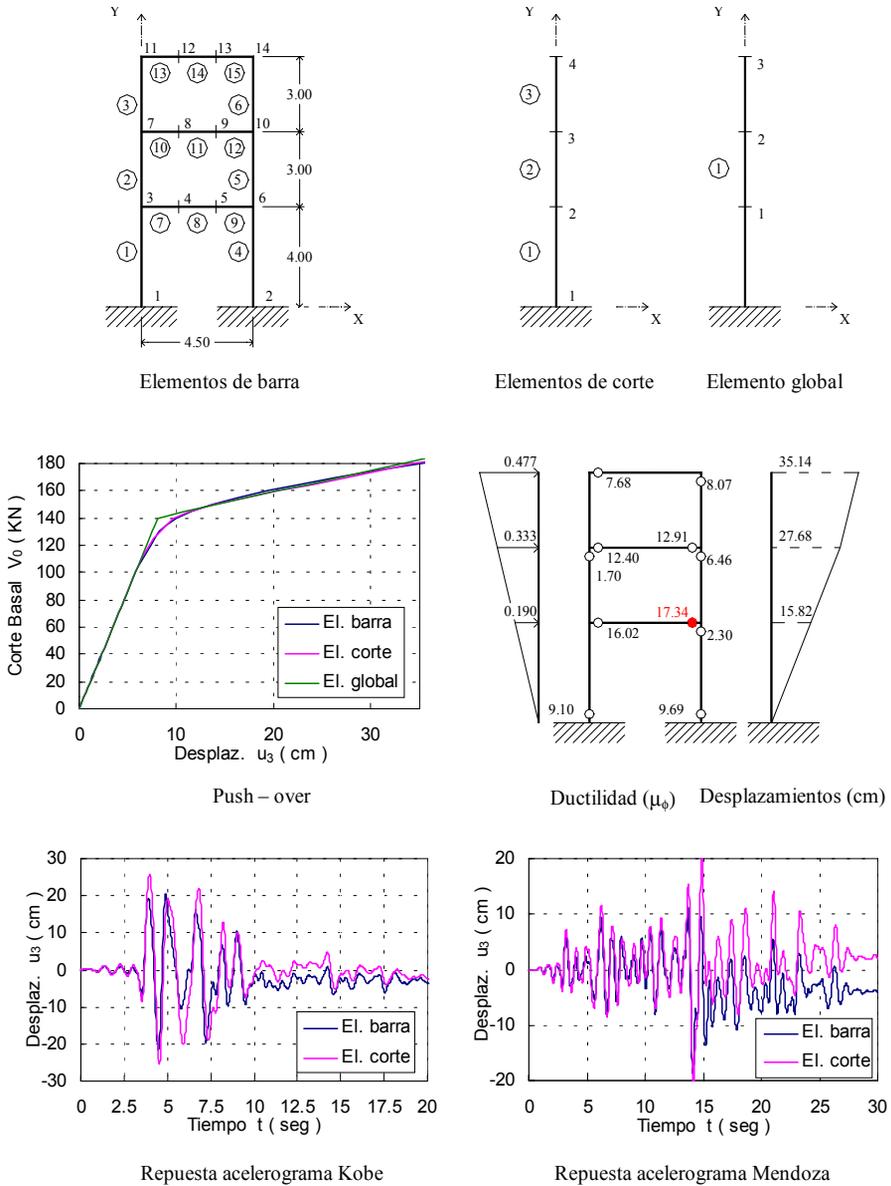


Figura 9: Resultados para pórtico de 3 pisos, variante (b).

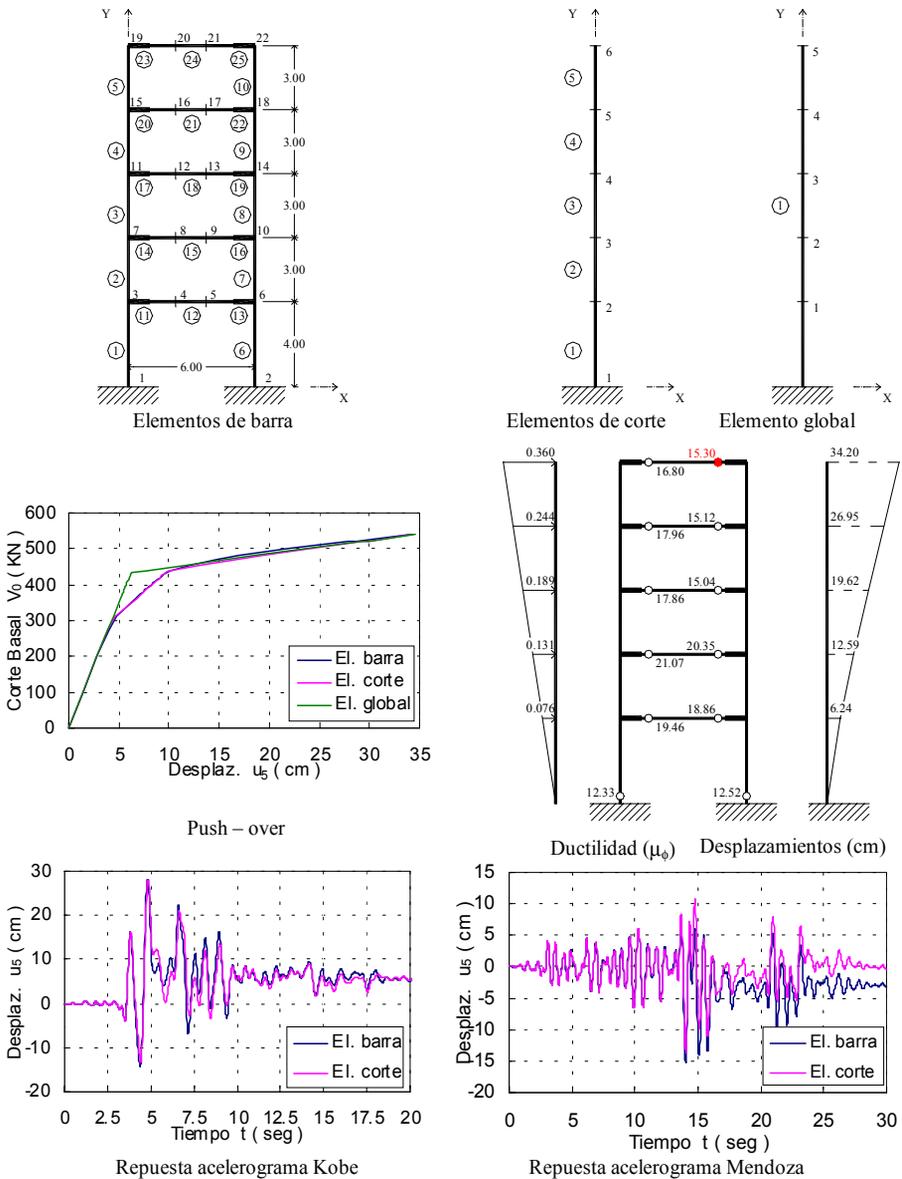


Figura 10: Resultado para tabiques acoplados de 5 pisos.

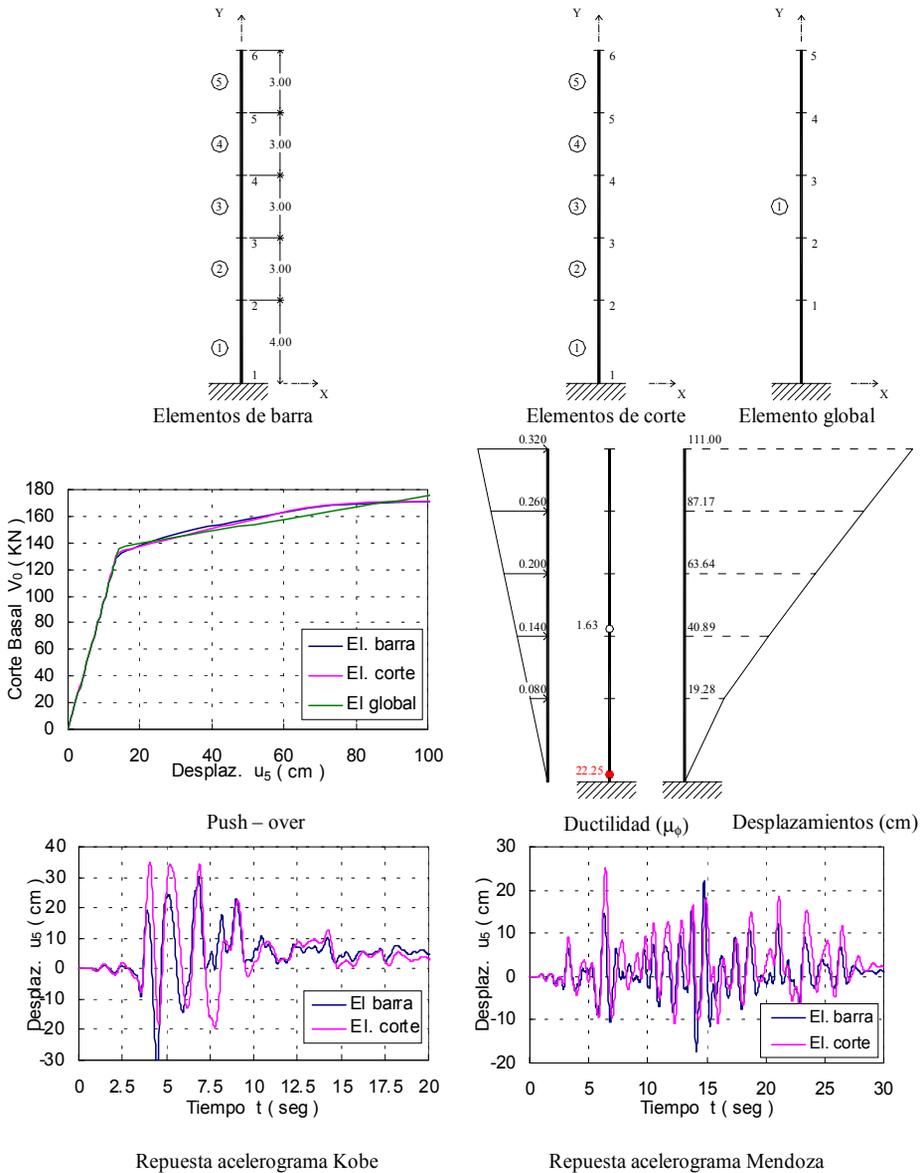


Figura 11: Resultado para tabique aislado de 5 pisos.

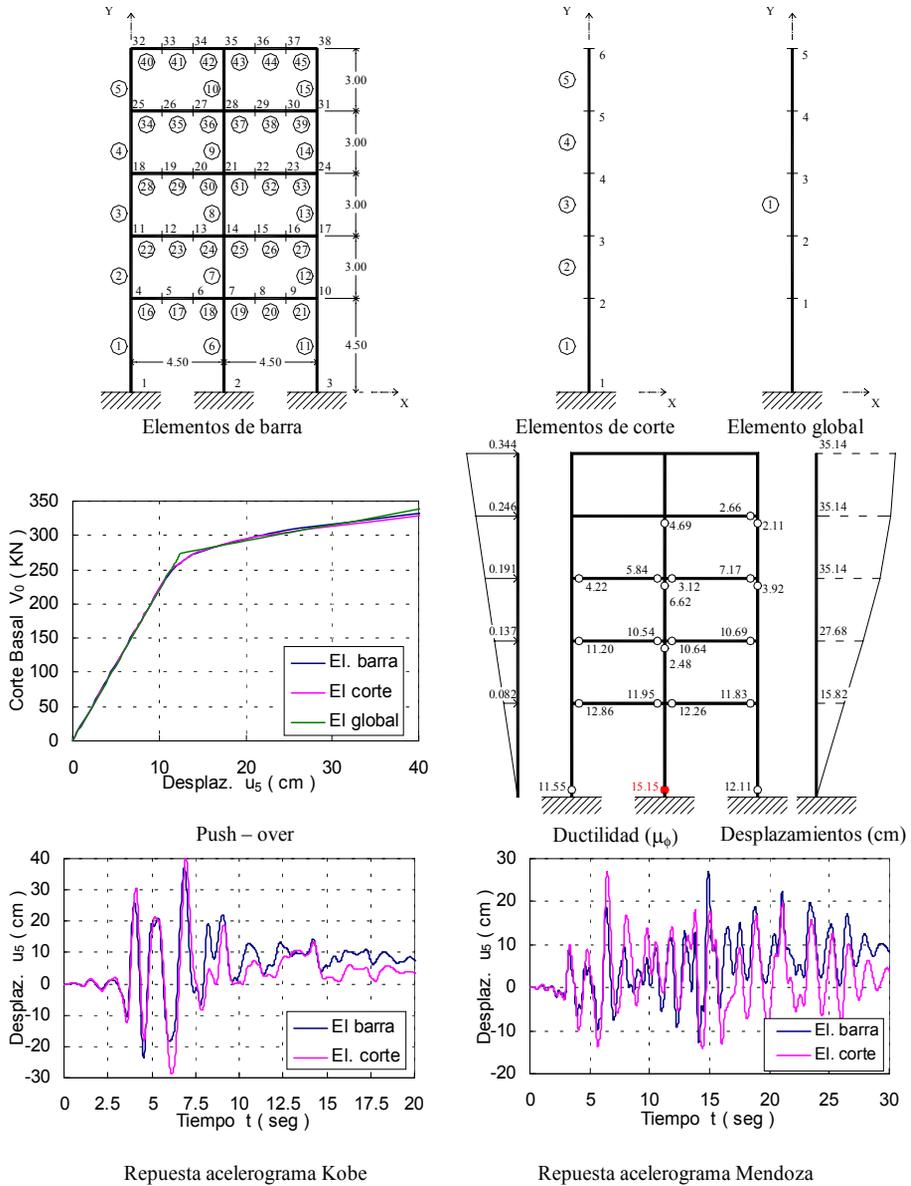


Figura 12: Resultado para pórtico de 5 pisos.

Tabla 1: Respuesta máxima para push-over

Parám.	Elem.	P3(a.1)	P3(a.2)	P3(b)	TAC5	T5	P5
u_{max} (cm)	Barras	43.10	40.78	35.13	34.21	111.00	38.30
	Corte	42.33	40.77	34.35	34.29	103.88	40.40
	Global	41.61	40.67	33.21	34.62	105.22	40.50
DISTM (%)	Barras	5.78	6.05	3.97	2.44	7.93	3.03
	Corte	5.63	6.05	4.29	2.45	7.57	3.30
	Global	5.49	5.93	3.73	2.37	7.63	3.21
DIES	Barras	0.695	0.716	0.534	0.754	0.789	0.515
	Corte	0.875	0.869	0.786	0.969	0.796	0.702
	Global	1.01	1.044	0.98	1.05	0.99	1.09
DILOM	Barras	1.04	1.007	1.04	1.01	0.96	1.06
	Corte	1.03	1.056	0.98	1.07	0.98	1.02
	Global	1.01	1.044	0.98	1.05	0.99	1.09

Tabla 2: Respuesta máxima para acelerograma de Kobe, $a_{Gmax} = 818 \text{ cm/seg}^2$

Parám.	Elem.	P3(a.1)	P3(a.2)	P3(b)	TAC5	T5	P5
u_{max} (cm)	Barras	19.13	19.13	-21.61	28.23	-31.19	37.50
	Corte	24.52	20.28	25.86	28.21	34.70	40.41
DISTM (%)	Barras	2.75	2.75	2.55	2.08	-3.01	3.38
	Corte	3.40	2.67	-3.08	2.22	8.65	5.00
DIES	Barras	0.275	0.275	0.273	0.503	0.392	0.613
	Corte	0.333	0.262	0.450	0.469	0.265	1.411
DILOM	Barras	0.538	0.538	0.436	0.647	0.544	1.30
	Corte	0.437	0.300	0.541	0.572	0.315	2.063

Tabla 3: Respuesta máxima para acelerograma Mendoza, $a_{Gmax} = 600 \text{ cm/seg}^2$

Parám.	Elem.	P3(a.1)	P3(a.2)	P3(b)	TAC5	T5	P5
u_{max} (cm)	Barras	-16.81	-16.81	-18.64	-15.36	22.19	27.10
	Corte	25.69	16.87	-20.32	-13.53	25.22	26.90
DISTM (%)	Barras	2.40	2.40	-2.33	-1.21	-5.16	2.98
	Corte	3.30	2.81	2.94	-2.29	2.01	-2.46
DIES	Barras	0.222	0.222	0.163	0.285	0.131	0.393
	Corte	0.333	0.254	0.385	0.378	0.075	0.725
DILOM	Barras	0.472	0.472	0.304	0.388	0.192	0.838
	Corte	0.373	0.335	0.486	0.608	0.105	1.018

Los resultados del push-over muestran valores coincidentes entre los elementos simplificados de corte y global, y los correspondientes a elementos de barra. Esto comprueba que el procedimiento para generar las relaciones constitutivas de los elementos simplificados propuesto en los puntos 3 y 4 es correcto.

En la fig.8 se observan diferencias entre los resultados para los dos perfiles de cargas laterales utilizados en P3: variantes (a.1) y (a.2). Si bien aparentemente no son significativas, para un nivel de corte basal en comportamiento inelástico, la diferencia de desplazamientos es importante.

Las diferencias en *DIES* se deben a que con elementos de barra intervienen muchos elementos con distintos índice de daño local DI_i en el promedio ponderado (4), disminuyendo el valor final, mientras que en el otro extremo el elemento simplificado global es único y entonces coinciden el *DILOM* con el *DIES*.

Los resultados de los análisis dinámicos muestran un interesante acuerdo general entre elementos de barra y simplificados de corte, pero con diferencias en los valores pico en algunas estructuras. El mejor acuerdo está en TAC5 para el acelerograma de Kobe, donde la forma de desplazamiento inelástico en el push-over con carga lineal, con la que se caracterizan los elementos simplificados de corte, es la que prepondera en la respuesta dinámica.

La estructura P3(a.2), con elementos de corte, se aproxima mucho mejor a la respuesta con elementos de barra, que la variante P3(a.1), ver fig.8 y tablas 2 y 3. Esto señala la importancia en la elección del perfil de cargas en el push-over para caracterizar los elementos simplificados.

Las diferencias se notan también en los valores del índice de daño. Similarmente a los desplazamientos, el mejor acuerdo es para TAC5. En el otro extremo hay diferencias importantes para P5, Kobe, donde efectos locales no son bien cuantificados por el elemento simplificado y luego esto se refleja en el daño global.

6 CONCLUSIONES

El análisis dinámico no lineal de sistemas estructurales espaciales es un problema de gran complejidad y entonces es conveniente desarrollar modelos simplificados. La primera simplificación es analizar el problema espacial como un ensamble de planos resistentes verticales y luego reducir la cantidad de grados de libertad en el plano a sólo uno por piso.

Se evalúa el comportamiento de dos modelos simplificados para representar los planos resistentes: (a) Corte - desplazamiento relativo de entrepiso, con un elemento por piso; (b) Global, un elemento para todo el plano resistente, solo apto para acciones estáticas crecientes. Se utilizó como referencia de comparación una discretización en elementos de barra no lineal.

La performance de los dos tipos de elementos es satisfactoria para cargas estáticas crecientes (push-over), comprobando que el procedimiento de generación de las relaciones constitutivas no lineales de los elementos simplificados es correcta, pero observándose una dependencia con el perfil de cargas laterales utilizado.

Los resultados del análisis dinámico, con dos tipos de acelerogramas, son aceptables. La respuesta del elemento simplificado, de corte, copia bien la forma del desplazamiento pero con diferencias en los valores picos en algunos de los ejemplos analizados. Las diferencias también se manifiestan en los índices de daño.

La aproximación se mejora sensiblemente, en un caso estudiado, utilizando un perfil de cargas laterales que se ajuste más a la forma de desplazamientos del plano resistente en el campo inelástico, para generar las relaciones constitutivas de los elementos simplificados.

Es necesario seguir investigando sobre el perfil de cargas más conveniente en cada caso, estimándose que un procedimiento iterativo podría ser un camino a seguir.

7 REFERENCIAS

- [1] INTI-INPRES, Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes", (1991).
- [2] SEAOC Vision 2000 Committee, "Performance based seismic engineering of buildings". *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S.A.*, (1995).
- [3] Paulay, T., "Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, **5**, 273-308 (2001).
- [4] Möller, O., "Metodología para evaluación de la probabilidad de falla de estructuras sismo-resistentes y calibración de códigos", *Tesis de Doctorado en Ingeniería*, UNR, (2001).
- [5] Möller, O., Etse, J.G. y Rubinstein, M., "Análisis Computacional no lineal para pórticos sismorresistentes", *Mecánica Computacional*, AMCA, Vol.XVIII, 405-414, (1997).
- [6] Möller, O., Etse, J.G., Giuliano, A.P. and Rubinstein, M., "Computational analysis of non linear dynamic behavior of reinforced concrete frames", *Computational Mechanics: New Trends and Applications* (E. Oñate, S. Idelsohn and E. Dvorkin Eds.) Part II, Section 5, Title 9, CIMNE, IACM, (1998).
- [7] Filippou, F.C. and Issa, A., "Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals", *Earthquake Engineering Research Center*, Report N° EERC 88-12, University of California, Berkeley, (1988).
- [8] Filippou, F.C., D'Ambrisi, A. and Issa, A., "Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages", *Earthquake Engineering Research Center*, Report N° EERC 92-08, University of California, Berkeley, (1992).
- [9] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Seismic design of bridge piers", Research Report 84-2, *Department of Civil Engineering*, University of Canterbury, New Zealand, (1984).
- [10] Möller, O., "Modelo constitutivo para nudos de hormigón armado sismorresistentes, con deslizamiento de armaduras", *Mecánica Computacional* (Ed. A. Larretgury, M. Vénere), AMCA, Vol. XV, 13-22, (1995).
- [11] Eligehausen, R., Popov, E.P., Bertero, V.V., "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations", *Earthquake Engineering Research Center*, Report N° EERC 83-23, University of California, Berkeley, (1983).
- [12] Park, Y.J., Ang, A.H-S, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **111**, 722-739, (1985).
- [13] Fajfar, P., Gaspersic, P., "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **25**, 31-46, (1996).