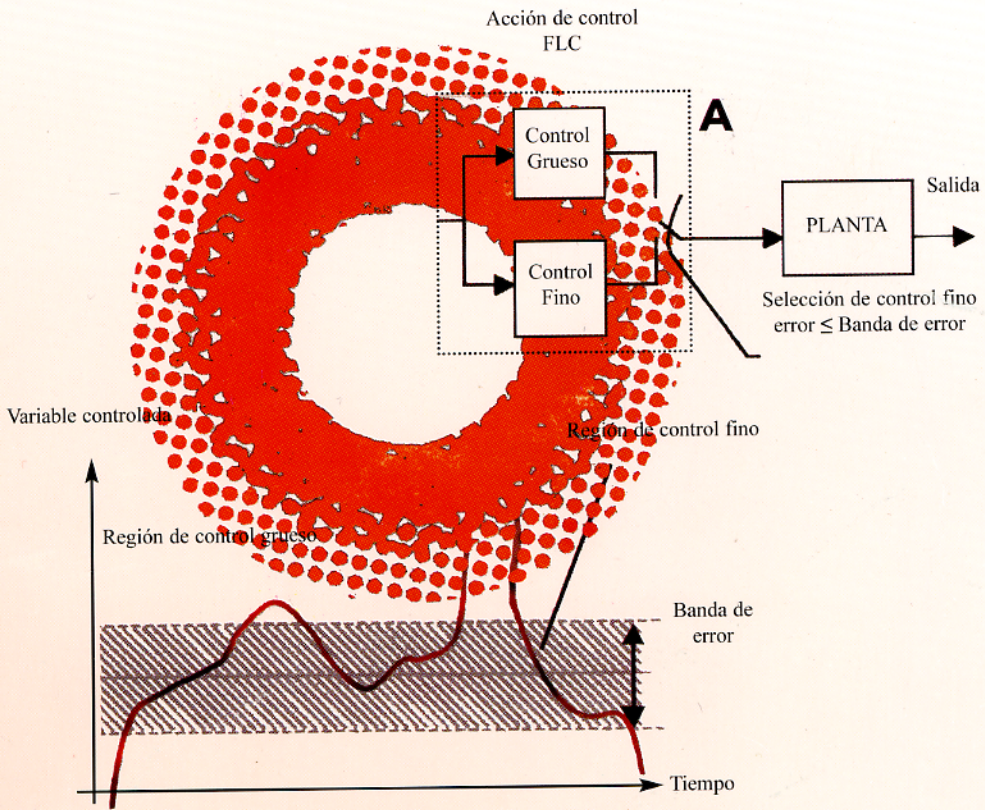


# Ingeniería

Revista de la Universidad de Costa Rica  
Enero/Diciembre 1999 VOLUMEN 9 Nos. 1 y 2



# INGENIERIA

Revista Semestral de la Universidad de Costa Rica  
Volumen 9, Enero/Diciembre 1999 Números 1 y 2

## DIRECTOR

Rodolfo Herrera J.

## CONSEJO EDITORIAL

Víctor Hugo Chacón P.

Ismael Mazón G.

Domingo Riggioni C.

## CORRESPONDENCIA Y SUSCRIPCIONES

Editorial de la Universidad de Costa Rica  
Apartado Postal 75  
2060 Ciudad Universitaria Rodrigo Facio  
San José, Costa Rica

## CANJES

Universidad de Costa Rica  
Sistema de Bibliotecas, Documentación e Información  
Unidad de Selección y Aquisiciones-CANJE  
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio  
San José, Costa Rica

### Suscripción anual:

Costa Rica: ₡ 1 000,00

Otros países: US \$ 30,00

### Número suelto:

Costa Rica: ₡ 750,00

Otros países: \$ 20,00



# DISEÑO SISMO – RESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DAÑO CONTROLADO

Miguel F. Cruz A.<sup>1</sup>  
Oscar López S.<sup>2</sup>

## Resumen

Se presenta una metodología para determinar la resistencia necesaria en marcos de concreto reforzado de manera que se obtengan índices de daño de los elementos en los rangos aceptables. La resistencia se busca entre dos límites para cumplir con la filosofía básica de las normas que requieren comportamiento elástico para sismo moderado, así como sin colapso con daño aceptable para sismo fuerte. Se utilizan como parámetros de diseño el desplazamiento lateral máximo y la energía plástica disipada. Los análisis que se realizan en la estructura son elastoplásticos con carga incrementada monotónicamente. La metodología los utiliza para buscar parámetros de variación de resistencia, los cuales son optimizados para obtener daño aceptable. Luego la metodología para diseñar una estructura de seis pisos y se verifica el diseño en el rango dinámico no-lineal.

## Summary

A methodology to determine the required strength in reinforced concrete frames to obtain acceptable damage indices in the elements is presented. The strength is obtained between two limits to comply with the code requirement to have elastic behavior under moderate earthquake and to avoid collapse, with acceptable damage, under strong earthquakes. Lateral displacements and plastic energy are used as design parameters. The methodology uses nonlinear elastoplastic analysis and search for the required strength variation until damage is acceptable. A 6 stories structures is designed according to the methodology and the design is verified with dynamic nonlinear analysis.

## 1. INTRODUCCIÓN

En los códigos sísmicos el diseño de estructuras se plantea como un problema para asignar resistencia a los elementos, con el fin de que sean capaces de resistir a un sistema de fuerzas laterales, obtenidas según unos espectros del diseño que involucran el comportamiento inelástico de la estructura. Controlar el nivel de daño debe ser un objetivo de las nuevas metodologías propuestas para el diseño de estructuras sismo - resistentes. Recientemente se han propuesto índices de daño para tal efecto [4], los cuales a su vez, son función de los desplazamientos máximos y de la fatiga que presente el material. Recientes trabajos han mostrado que los desplazamientos inelásticos de la estructura

pueden ser calculados a partir de los desplazamientos que experimentaría la estructura si oscila siempre en el rango elástico [5,6], si el período de la estructura:  $T$ , es igual o mayor que el período característico del movimiento del suelo:  $T_g$ . Esta similitud es independiente de la resistencia de la estructura.

Los conceptos energéticos en el diseño sismo - resistente de estructuras han sido considerados desde hace algunas décadas [7] y han sido propuestos para el diseño de estructuras de acero por Akiyama y Kato, [8] quienes han considerado que los espectros de energía de entrada por unidad masa, para sistemas de un grado de libertad, pueden ser utilizados para calcular la energía de entrada en sistemas de

<sup>1</sup> Ing. Dr. Prof. Catedrático, Fac. Ing. Univ. de Costa Rica

<sup>2</sup> Ing. Dr. Prof. Titular, Univ. Central de Venezuela

varios grados de libertad, que consiste en un parámetro relativamente estable e independiente de algunas características estructurales [10,11]. Al contrario, la energía plástica disipada es muy sensible a los cambios de ductilidad, razón de amortiguamiento y resistencia. En la Ref. 12 se proponen relaciones para el cálculo de  $E_p/E_i$  en función de las características del movimiento sísmico y de la estructura.

El objetivo del trabajo consiste en desarrollar una metodología que le permita al diseñador cuantificar el daño en diferentes puntos de la estructura, e intervenir en el diseño mediante un proceso de optimización, para obtener un patrón de daño que sea aceptable y seguro. Para evaluar la metodología propuesta se realizan análisis dinámicos no lineales de una estructura diseñada con el método propuesto.

## 2. DEFINICIÓN DEL DAÑO

El índice de daño de Park y Ang [4] involucra los aspectos de deformación y fatiga considerada a través de la energía plástica disipada.

Una ventaja de este índice es que depende únicamente de dos parámetros introducidos por el sismo: el desplazamiento y la energía plástica disipada. (No es necesario conocer toda la historia de carga en el extremo de un elemento.) Otra ventaja de este índice es que no requiere de la plastificación del acero para presentar valores diferentes de cero. Índices de daño por encima de 0.40 indican la no posibilidad de reparación del elemento [13].

## 3. METODOLOGÍA PROPUESTA

La evaluación del daño requiere la estimación del desplazamiento máximo y de la energía plástica. Este método se propondrá para estructuras de período fundamental mayor que  $T_g$ , con el propósito de que los desplazamientos sean independientes de la

resistencia y la energía de entrada sea un parámetro estable.

### 3.1 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y ENERGÍA PLÁSTICA

Se puede aceptar que los desplazamientos máximos inelásticos son iguales a los elásticos para el rango de períodos  $T_1 \geq T_g$  [5,6]. De esta manera, mediante un análisis espectral elástico se puede conocer el desplazamiento inelástico del último piso. Para considerar los desplazamientos relativos (derivadas) dinámicos mayores que los estáticos se incrementarán los desplazamientos multiplicándolos por el factor de ampliación de desplazamientos que se aceptará en este trabajo como 1.15 [6]. Este factor es la razón de los coeficientes de distorsión dinámico y estático.

La energía de entrada por unidad de masa puede ser calculada con un espectro de energía o con la expresión que propone Uang y Bertero [9] o Kuwamura [11]. Para el cálculo de la porción de energía de entrada que se convierte en energía plástica ( $E_p/E_i$ ) se hará uso del procedimiento de la Ref. 12; en el cual  $E_p/E_i$  viene dado en función de la potencia media normalizada del sismo.

La energía plástica  $E_p$  del proceso dinámico será distribuida de manera proporcional a la energía estática en las rótulas plásticas que se presenten durante un análisis estático no lineal que se realice en la estructura con cargas laterales hasta alcanzar los desplazamientos máximos. En la Ref. 12 se observó que la distribución estática de energía asigna menos energía plástica a las columnas (en un 30% menos en promedio) con respecto a la distribución dinámica de la misma y para edificios de seis pisos.

### 3.2 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE DAÑO

Los índices de daño en los extremos de los elementos, se obtienen de dos análisis estáticos no lineales con carga lateral incrementada monótonicamente, además carga vertical posible durante un sismo. La distribución de la carga lateral es similar a la distribución de cargas estáticas de las normas. Los incrementos de carga se dan hasta alcanzar los desplazamientos máximos esperados en la estructura. Los análisis estáticos se realizan con cargas laterales en cada uno de los sentidos, izquierda y derecha, respectivamente.

Conocida la energía plástica a disipar, se distribuye la mitad en cada una de las rótulas plásticas obtenidas en los análisis inelásticos mencionados. La distribución de la energía plástica dinámica se hará de manera proporcional a la de la energía obtenida con el análisis estático. En el caso de las columnas se asigna un 30% más de energía, de acuerdo a los resultados obtenidos en la referencia No. 12 para estructuras de seis pisos. Este incremento puede variar según el tipo de estructura.

El índice de daño en términos de rotación se calcula arbitrariamente en cada extremo del elemento:

$$ID = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \frac{\beta}{\theta_u} \left( \frac{E_{p+}}{M_{p+}} + \frac{E_{p-}}{M_{p-}} \right) \quad (1)$$

donde:

$\theta_m$  - la rotación máxima para cualquiera de las dos direcciones de carga,

$\theta_u$  - la rotación última que puede presentar el elemento,  $E_{p+}$  y  $E_{p-}$  son las energías plásticas disipadas en la rótula en cuestión para carga hacia la derecha y para carga hacia la izquierda respectivamente, y  $M_{p+}$  y

$M_{p-}$  son los momentos plásticos correspondientes para las direcciones de carga consideradas.

$\beta$  - parámetro que depende de las características de refuerzo del elemento.

Los rangos de variación de los índices de daño pueden ser considerados como restricciones al problema o como función objetivo. Los rangos propuestos en este trabajo están basados en los resultados presentados en la literatura técnica [13,14].

El daño en columnas debe ser menor o igual que 0.20. El daño en vigas puede ser mayor pero siempre inferior al límite de reparabilidad que se estima en 0.40. Se requiere que la diferencia entre los índices promedio y los valores máximos y mínimos no superen 0.10 en columnas ni 0.15 en vigas. En el caso de la base de la columna del primer piso se aceptará un índice máximo de 0.40 ya que es una zona de grandes rotaciones y se deberán tomar las previsiones de un buen detallado para contar con una gran capacidad de rotación última. El índice de daño promedio en vigas debe ser mayor o igual que dos veces el promedio de los índices de daño en las columnas.

### 3.3 VARIACIONES DE RESISTENCIA

La práctica común del diseño sismo - resistente está basada en la filosofía donde las estructuras deben soportar sismos moderados sin daño estructural, además sismos fuertes sin colapso, admitiéndose daño estructural, reparable en lo posible. Estos dos niveles de respuesta se describen en la Ref. 17 y se pueden asociar al agotamiento del límite de servicio y del límite de supervivencia. Con el primero se espera una respuesta elástica y para el segundo la respuesta inelástica deberá mantenerse lejos del mecanismo de colapso. El diseñar la estructura elásticamente con sismos moderados conduce a un nivel de

resistencia mínimo que garantiza un buen desempeño hasta el límite de servicio. Si no se provee más resistencia a la estructura entonces se tendrá el máximo daño (evaluado con índices de daño) cuando el sismo fuerte de diseño se presente. Este nivel mínimo de resistencia será designado como  $S_o$ . Si el daño estructural va a ser reducido a un mínimo durante el sismo fuerte entonces el criterio de diseño debería estar basado en la

respuesta elástica durante este sismo. Este criterio resultará en una estructura más fuerte con la resistencia pretendida más alta, la cual será designada como  $S_m$ .

Para reducir la cantidad de cálculo numérico se proponen las siguientes variaciones para diferentes tipos de elementos, así la resistencia para las vigas será:

$$SB = SB_{ant} + (SB_m - SB_o)\lambda_1 + (SB_m^u - SB_o^u)\frac{H_i - h_d}{H_u - h_d}\lambda_2 + (SB_m^d - SB_o^d)\left(1 - \frac{H_i - h_d}{H_u - h_d}\right)\lambda_3 \quad (2)$$

y para las columnas se tendrá:

$$SC = SC_{ant} + (SC_m - SC_o)\lambda_4 + (SC_m^u - SC_o^u)\frac{H_i - h_d}{H_u - h_d}\lambda_5 + (SC_m^d - SC_o^d)\left(1 - \frac{H_i - h_d}{H_u - h_d}\right)\lambda_6 \quad (3)$$

donde los  $\lambda_i$  ( $i = 1$  a  $6$ ) son las variables a ser determinadas dentro del proceso de optimización,  $SB$  y  $SC$  son las resistencias de cualquier viga o columna localizada a una altura  $H_i$  medida desde la fundación, y  $H_u$  y  $h_d$  son las alturas del último y del primer piso.  $SB_{ant}$  y  $SC_{ant}$  son las resistencias en el ciclo de la interacción anterior. Los subíndices  $m$  y  $o$  indican las resistencias máximas y mínimas del elemento según  $S_m$  y  $S_o$  respectivamente. Los superíndices  $u$  y  $d$  se refieren a las resistencias de elementos similares al elemento en consideración, localizados en el último y en el primer piso respectivamente.

En el primer ciclo de cálculo  $S_{ant}$  será la correspondiente a  $S_o$ . Un análisis de sensibilidad del daño puede realizarse, considerando pequeños cambios en los parámetros  $\lambda$ . De esta manera se realizarán sólo seis análisis no lineales en cada ciclo de cálculo.

#### 3.4 PROCEDIMIENTO DE LA BÚSQUEDA DE LA RESISTENCIA ÓPTIMA

La búsqueda de la resistencia óptima consistirá en encontrar los parámetros  $\lambda$  que conduzcan a los niveles de daño aceptable antes mencionados. El procedimiento de diseño propuesto, se presenta a continuación de una manera secuencial:

1. Diseño de la estructura para los dos límites de resistencia  $S_m$  y  $S_o$ . Se supone que el predimensionamiento de la estructura cumple los otros requisitos impuestos por los códigos.
2. Se definen los índices de daño aceptables en cada elemento o grupos de elementos. Estos serán los índices objetivo ordenados en el vector  $[ID_{obj}]$
3. Se calcula la energía de entrada  $E_i$ , y el desplazamiento máximo del último piso  $D_{max}$ . Adicionalmente la duración del sismo debe ser estimada.

4. Se calcula el coeficiente sísmico de cedencia  $C_y$  de la estructura  $S_o$  según un análisis estático no lineal realizado hasta el colapso de la estructura utilizando una distribución de carga lateral que resulta de aplicar una norma sísmica. Se considera el edificio cargado con las cargas permanentes y temporales, con los factores de mayoración correspondientes. El cortante de cedencia en la base se puede obtener graficando la curva-desplazamiento en el último piso versus cortante en la base. Posteriormente se calcula la curva elastoplástica equivalente de igual área y pendiente inicial. El coeficiente  $C_y$  se define como el cortante de cedencia en la base entre el peso total.
5. Se calcula la energía plástica disipada  $E_p$ , en la estructura  $S_o$  según el procedimiento de la Ref. 12.
6. Se calcula el índice de daño  $ID_o$  en cada elemento para la estructura  $S_o$  según se indica en el punto 3.2.
7. Se calculan las resistencias de la estructura para una variación pequeña de  $\lambda_i$ ,  $\lambda_j = 0$ . Por ejemplo,  $\Delta\lambda_1 = 0.1$  y  $\lambda_j = 0$ , para  $j$  diferente de 1.
8. Se calculan los índices de daño en cada una de las estructuras anteriores siguiendo el mismo procedimiento del punto seis.
9. Se determina el valor del coeficiente de sensibilidad,  $KS_{mi}$  definido como:

$$KS_{mi} = \frac{ID_{on} - ID_n}{\Delta\lambda_i} \quad (4)$$

donde  $ID_{on}$  es el índice de daño en el elemento  $n$  de la estructura.  $S_o$  e  $ID_n$

es el índice de daño en el elemento  $n$  de la nueva estructura correspondiente al  $\Delta\lambda_i$  considerado.

10. Con los índices objetivo y con los de la estructura  $S_o$  se calculan los parámetros  $\lambda$  con el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\{ID_{obj}\} - \{ID_o\} = [KS]\{\lambda\} \quad (5)$$

$KS$  es la matriz de sensibilidad con los coeficientes calculados en el punto No. 9. El sistema de ecuaciones es sobredeterminado y requiere de la técnica de la descomposición del valor singular [18] para obtener la solución de mejor ajuste de los parámetros  $\lambda$ .

11. Se calcula la resistencia  $S_1$  de la nueva estructura al final del primer ciclo de cálculo, utilizando los  $\lambda$  calculados en el punto anterior y con las ecuaciones No. 2 y 3.
12. Se calcula el coeficiente sísmico de cedencia de la estructura  $S_1$  utilizando un procedimiento similar al descrito en el punto No. 4.
13. Se calcula la energía plástica  $E_p$ , para la estructura  $S_1$  según lo indicado en la Ref. 14.
14. Se calcula el índice del daño  $ID_1$  en cada elemento para la estructura  $S_1$  de manera similar a lo descrito en el punto No. 6.
15. Se verifica si  $\{ID_1\}$  es similar al  $\{ID_{obj}\}$ . En tal caso  $S_1$  es la estructura óptima y finaliza el cálculo, de otra forma se repiten los pasos del punto No. 7 al No. 14 para calcular  $S_2$ .  $\{ID_o\}$  pasa a ser  $\{ID_1\}$  y  $S_o$  :  $S_1$ .

16. Se harán los ciclos necesarios para alcanzar los índices objetivo.

#### 4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN MARCO DE 6 PISOS

Se presenta la aplicación de la metodología propuesta a un marco de concreto reforzado, de 6 pisos y dos vanos de vigas, cuyas dimensiones y características se muestran en la Fig. No. 1. Se han asignado masas inerciales a los pisos de tal forma que el período de la estructura sea 1 segundo y entonces se tenga que  $T_1 > T_g$  en la mayoría de los sismos.

El sismo de diseño tiene una aceleración pico del movimiento del terreno igual a 0.30 g y una velocidad máxima de 0.30 m/s, con el espectro elástico de este sismo se calcula el desplazamiento máximo del último piso. La duración del movimiento del suelo se estima en 20 s y la Intensidad de Arias se estima en 1.30 m/s<sup>2</sup>. La energía de entrada por unidad de masa se ha calculado según la expresión de Kuwamura [13]. La distribución de carga utilizada para la aplicación del método estático no lineal, lo que resulta en valor de la aplicación del método estático de la Norma Sísmica Venezolana [1] y se muestra también en la Fig. No. 1.

##### 4.1 LÍMITES DE RESISTENCIA

La resistencia mínima  $S_o$ , se determina para un sismo de una aceleración máxima de 0.10 g (sismo con período de retorno de veinte años en San José, Costa Rica [16].) La resistencia máxima  $S_m$  se determinó para la estructura diseñada de acuerdo al Código Sísmico de Costa Rica [2] (con requerimientos similares a los de California), con un sismo de diseño dado por una aceleración PGA igual a 0.30 g. En ambos casos se consideró respuesta elástica.

#### 4.2 ÍNDICES DE DAÑO INICIALES E ÍNDICES DE DAÑO OBJETO

El cálculo de los índices de daño iniciales se realiza sobre la estructura  $S_o$ . El desplazamiento máximo elástico para el sismo de diseño es de 10 cm en el último piso. El proceso de cargas se lleva hasta que la estructura alcance 11.5 cm para considerar un 15% de variación de los desplazamientos relativos dinámicos con respecto a los estáticos y según se mencionó en el punto 3.1.

La energía de entrada utilizada será 13.6 ton-m. Con esta energía de entrada, la duración del sismo, 20 s, y el coeficiente sísmico de cedencia de la estructura  $S_o$ , que resulta en 0.105, se calcula la energía plástica disipada según el procedimiento de la Ref. 12 para un porcentaje de amortiguamiento del 2% la que resulta en 11.18 ton-m ( $E_p / E_i = 0.817$ ).

Esta energía se distribuye en las rótulas que se generan según el análisis estático no lineal y a las columnas se les asigna un 30% más de energía que la indicada por la distribución estática.

El valor de  $\beta$  en la expresión de Park y Ang se estimó en 0.15 para todos los elementos. La rotación última,  $\theta_u$ , se estimó en 0.035 radianes para las vigas y las columnas del primer piso, y 0.02 rad para las demás columnas. Las rotaciones últimas consideradas incluyen únicamente la participación de la flexión y el cortante. Se escoge un único índice de daño por nivel para las vigas, las columnas laterales y columnas centrales las que constituyen los tres tipos de elementos donde se calcularán los índices de daño. Los índices calculados para la estructura  $S_o$  se muestran en la Tabla No. 1 y corresponden a los valores máximos de cada tipo de elemento.



Los índices de daño objetivo para cada ciclo se muestran en la Tabla No. 2. Se pretende reducir el daño en las columnas de la base, disminuirlo ligeramente en las vigas del primer piso y mantenerlo como el inicial en el resto de los elementos. En el primer ciclo se ha escogido un índice de daño objetivo en la columna lateral no tan pequeño como el índice objetivo final, ya que el cambio sería muy severo y podría conducir a soluciones incorrectas de los valores  $\lambda$ .

### 4.3 SOLUCIÓN DEL PRIMER CICLO Y SEGUNDO CICLO

La solución de los valores  $\lambda$  encontrados para el primer ciclo se muestra en la Tabla No. 3, los cuales están dentro del rango razonable de la solución. Conocidos los valores de  $\lambda$  se calculan ahora las nuevas resistencias. La estructura resultante se denomina  $S_1$  y tiene un coeficiente sísmico de cedencia de 0.128. Se ha podido constatar que los cambios de  $\lambda_6$  producen exactamente el mismo efecto que los cambios de  $\lambda_4$ , por lo tanto, se eliminará del cálculo y se trabajará únicamente con cinco valores de  $\lambda$ .

La energía plástica de  $S_1$  se calcula según la Ref. 12 que resulta en 10.2 ton-m ( $E_p / E_i = 0.74$ ). Se calculan entonces los índices de daño de la estructura  $S_1$  los cuales se muestran en la Tabla No. 1. Obsérvese que se ha obtenido una mejoría sustancial y se han alcanzado índices de daño iguales o menores que el índice de daño objetivo propuesto para este ciclo.

El segundo ciclo se hará idénticamente al primero considerando que la estructura anterior es  $S_1$  en lugar de  $S_0$ . El índice de daño objetivo de este ciclo se hace igual al índice objetivo global. Dicha solución se muestra en la Tabla No. 1. Con estos valores

se definen las nuevas resistencias y a la nueva estructura se denomina  $S_2$ , cuyo coeficiente sísmico de cedencia resulta ser 0.130. La energía plástica entonces resulta igual a 10.12 ton-m ( $E_p / E_i = 0.73$ ).

Se calcula entonces los índices de daño de la estructura  $S_2$ . Obsérvese que prácticamente se ha obtenido el índice de daño objetivo. Se acepta la estructura  $S_2$  ya que cumple con las restricciones impuestas lo que implica una distribución uniforme del daño e índices de daño similares a los índices de daño objetivo y porque los  $\lambda$  al igual que el cambio en el coeficiente sísmico son pequeños. La Fig. No. 2 resume las resistencias originales, obtenidas en el proceso, además los índices de daño de cada etapa. Se observa que las columnas requieren un aumento de resistencia mayor que las vigas y también que el aumento de resistencia es menor en los elementos superiores y mayor en los elementos inferiores.

## 5 VERIFICACIÓN DINÁMICA

Para realizar la verificación del procedimiento seguido se comparan los índices de daño obtenidos con el método y los obtenidos de análisis dinámicos no lineales, realizados con sismos reales sobre la estructura  $S_2$ . Los sismos reales utilizados, se presentan en la Tabla No. 4.

Los registros de los sismos reales deben ser modificados de manera que introduzcan en el marco parámetros similares a los considerados en el diseño. El porcentaje de amortiguamiento utilizado en los análisis dinámicos fue también un 2% considerado proporcional a la masa y la rigidez inicial.

Si se controla el desplazamiento los factores de modificación de los registros deben ser tales que se logren desplazamientos en el

último piso iguales a los usados en el diseño (10 cm). Si se controla que la energía de entrada sea igual a la de diseño (13.6 ton-m), se introducen otros factores de modificación. Esto debido a que el desplazamiento y la energía de entrada deben ser controlados de manera independiente. A efectos de controlar la influencia de la duración del sismo se decide controlar la potencia media del registro. Dicho control requiere otros factores de modificación de los registros. Dado que para el diseño se utilizó una aceleración máxima igual a 0.30 y por ser la aceleración máxima un parámetro de diseño en la mayoría de los códigos sísmicos se decide verificar el diseño realizado con los sismos modificados a una aceleración máxima de 0.30 g. Se excluye de esta verificación el sismo de México, ya que el registro resultante tendría características sísmicas muy intensas.

## 5.2 VERIFICACIÓN CON PARÁMETROS CONTROLADOS

Para cada grupo de elementos se calculó el índice de daño con cada registro considerado y modificado según el parámetro que se quisiera controlar. Posteriormente se calcula el promedio del índice de daño dinámico en cada piso, la desviación estándar y los límites de confianza del promedio para ocho registros y con un 90% de certeza [19].

La figura No. 3 muestra el índice de daño obtenido en las columnas laterales cuando se controla el desplazamiento máximo en el último piso. Obsérvese la gran dispersión que se tiene en el índice de daño en el primer piso.

La figura No. 4 muestra el índice de daño que se obtuvo en la metodología propuesta y el índice de daño promedio dinámico junto con sus dos límites de confianza. Obsérvese como el método propuesto da un valor muy similar al promedio dinámico, sobre todo en los pisos No. 1, 4, 5 y 6.

Dicha figura también muestra el índice que se obtuvo con la estructura original  $S_0$ . Se puede observar como la metodología logró reducir en todos los pisos este índice.

## 5.3 DEMANDAS DE DUCTILIDAD GLOBAL

En la Tabla No. 5 se muestran los desplazamientos del último piso en cada análisis realizado. Cuando se controla el desplazamiento la demanda de ductilidad global es del orden de 2.0. El valor de desplazamiento de cedencia de la estructura  $S_2$  había sido calculado en 5.04 cm.

Cuando se controla la energía se obtienen las mayores demandas de ductilidad. Los valores máximos se presentan con los sismos de El Salvador y Lollole. Efectivamente, estos sismos introducen los mayores índices de daño, que están por lo tanto ligados al gran desplazamiento que introducen los mismos. De hecho estos índices de daño están por encima de la predicción estática del diseño; sin embargo, si se repite el cálculo estático para un desplazamiento similar al desplazamiento promedio dinámico, los índices de daño estáticos caen dentro de los límites de confianza del promedio dinámico.

Los sismos de Limón y Lollole con aceleración máxima igual a 0.30 g son los que inducen las menores ductilidades pero no necesariamente los menores índices de daño. Esto indica que el desplazamiento no es el único responsable del daño.

Los resultados aquí mostrados señalan que la ductilidad es un factor importante para definir el daño; sin embargo, no pueden ignorarse otros aspectos como lo son: la duración y la energía plástica disipada.

## 6 CONCLUSIONES

- i) El método de diseño propuesto logró reducir los índices de daño en los puntos en que así se propuso; sin necesidad de aumentar la resistencia uniformemente en todos los elementos. Esto significa que el método de optimización logra distribuir la resistencia en la altura del edificio y entre vigas y columnas de tal forma que se obtengan los índices establecidos como índices objetivo.
- ii) Para predecir apropiadamente los índices de daño es necesario una acertada estimación de los parámetros de diseño, desplazamiento del último piso y energía de entrada. Si esta estimación es acertada los índices de daño calculados con el procedimiento estático estarán dentro del rango de confianza de los índices de daño promedio dinámicos.
- iii) El proceso de optimización propuesto aplicado a un marco de seis pisos tomado de un edificio real condujo a la solución esperada después de dos ciclos de búsqueda de los parámetros  $\lambda$ . Se acepta la solución después de dos ciclos ya que los índices de daño al final del período cumplen con los índices de daño objetivo y la distribución de daño cumple con lo planteado.
- iv) Con los cuatro tipos de verificación realizados se ha demostrado que el método estático con carga incrementada predice apropiadamente los índices de daño hasta obtener los desplazamientos de diseño y con una distribución de la energía plástica dinámica de manera

proporcional a la energía plástica estática en las rótulas del análisis estático.

- v) En la verificación dinámica se obtuvo un valor promedio de energía plástica entre energía de entrada,  $E_p / E_i$  igual a 0.73, valor similar al utilizado en el diseño.
- vi) Con la verificación dinámica se ha podido demostrar que es posible diseñar estructuras sismo-resistentes sin necesidad de recurrir a espectros inelásticos y logrando la predicción y control del daño en la etapa de diseño.

## 7. REFERENCIAS

- [1]. FUNVISIS. *Norma Venezolana - Edificaciones Antisísmicas*. Ministerio de Fomento, Comisión Venezolana de Normas Industriales. Talleres Tipográficos de Cartografía Nacional, Caracas, Venezuela, Abril 1.983.
- [2]. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. *Código Sísmico de Costa Rica 1986*. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago 1987, 110 pp.
- [3]. Applied Technology Council. *Tentative Provisions For The Development of Seismic Regulations for Buildings*, National Bureau of Standards, Special Publication 510, Washington, 1978.
- [4]. Park, Y. -J., Ang, A.H.S. *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, N° 4, Abril 1985, pp. 722-739.

- [5]. Bariola, J. *Drift response of Medium-Rise Reinforced Concrete Buildings during Earthquakes*. ACI Structural Journal Vol. 89, N°4, Julio - Agosto 1992, pp. 384-390.
- [6]. Qi, X. y Moehle, J.P. *Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes*. Report N. UCB/EERC-91/02, Enero 1991, University of California at Berkeley, 179 pgs.
- [7]. Blume, J.A. *A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range*. Proc. 2<sup>nd</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, Tokio, Japón, julio 1960, pp. 1061-1083.
- [8]. Kato, B. y Akiyama, H. *Seismic Design of Steel Buildings*. ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 108, N° ST5, Agosto 1982, pp. 1709-1721.
- [9]. Uang, C.M. Bertero, V.V. *Evaluation of Seismic Energy in Structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 1990. pp. 77-90.
- [10]. Fajfar, P., Vidic, T. and Fischinger, M. *Seismic Demand in Medium - and Long - Period Structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, 1989, pp. 1133-1144.
- [11]. Kuwamura, H. y Galambos, T.V. *Earthquake Load for Structural Reliability*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, N°5, junio 1989, pp. 1416-1462.
- [12]. Cruz, M.F. *Una Metodología Para El Diseño Sismo Resistente De Estructuras Con Daño Controlado*. Tesis de Doctorado Universidad Central De Venezuela, Caracas 1996.
- [13]. Park, Y.J., Ang, A.H.S., Wen, Y.K. *Damage Limiting a Seismic Design of Buildings*, Third National Conference in Earthquake Engineering, Vol. III, Charleston, South Carolina, Agosto 1986, pp. 1721-1729.
- [14]. Park, Y.J., Ang, A.H.S. Wen, Y.K. *Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings*, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, N°4, abril 1985, pp. 740-757.
- [15]. Earthquake Engineering Research Institute, Proceedings U.S. - Costa Rica Workshop Costa Rica Earthquakes 1990-1991. Publication 93-A, California 1993.
- [16]. The J.A. Blume Earthquake Engineering Center, *A study of Seismic Risk for Costa Rica*, Report N°25, California 1977.
- [17]. Priestley, M.J. y Calvi, G.M. *Towards a Capacity-Design Assessment Procedure for Reinforced Concrete Frames*, Earthquake Spectra, Vol.7, N°3, 1991, pp. 413-437.
- [18]. Haykin, S. Singular Value Decomposition, Cap.11 de Adaptive Filter Theory. Segunda Edición, Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1991, pp. 402-442.
- [19]. Bruck, H.D. Introducción a la Estadística Matemática. Editorial Trillas, México D.F. 1979.

**Tabla No. 1**  
Índices de Daño de la Estructura  $S_0$ ,  $S_1$  y  $S_2$ .

Elemento	Índice De Daño $S_0$	Índice De Daño $S_1$	Índice De Daño $S_2$
V6	0.158	0.166	0.169
V5	0.139	0.152	0.163
V4	0.234	0.263	0.286
V3	0.364	0.361	0.392
V2	0.449	0.400	0.42
V1	0.492	0.402	0.389
CL6	0.044	0.046	0.045
CL5	0.095	0.110	0.115
CL4	0.108	0.103	0.105
CL3	0.079	0.070	0.066
CL2	0.061	0.068	0.078
CL1	0.793	0.569	0.413
CC6	0.062	0.075	0.073
CC5	0.120	0.149	0.157
CC4	0.165	0.172	0.171
CC3	0.149	0.154	0.152
CC2	0.136	0.187	0.218
CC1	0.581	0.375	0.332

CCN : Columna central piso N; CLN : Columna lateral piso N y VN : Viga piso N

**Tabla No. 2**  
Índices de Daño Objetivo

Elemento	Índices Objetivo Global	Índices Objetivo Para Ciclo 1	Índices Objetivo Para Ciclo 2
V6	0.160	0.158	0.166
V5	0.140	0.139	0.152
V4	0.250	0.234	0.263
V3	0.360	0.364	0.361
V2	0.40	0.40	0.40
V1	0.40	0.40	0.40
CL6	0.050	0.040	0.046
CL5	0.100	0.095	0.110
CL4	0.100	0.108	0.103
CL3	0.080	0.079	0.070
CL2	0.060	0.061	0.068
CL1	0.400	0.600	0.400
CC6	0.070	0.062	0.075
CC5	0.120	0.120	0.149
CC4	0.160	0.165	0.172
CC3	0.150	0.149	0.154
CC2	0.140	0.136	0.187
CC1	0.350	0.500	0.350

**Tabla No. 3**  
Solución de  $\lambda$

<b>Primer</b>	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	$\lambda_5$	$\lambda_6$
<b>Ciclo</b>	-0.151	0.435	0.362	---	0.541	0.141
<b>Segundo</b>	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	$\lambda_5$	$\lambda_6$
<b>Ciclo</b>	0.106	-0.083	-0.143	---	0.00	0.121

**Tabla No. 4**  
Sismos Utilizados en la Verificación Dinámica

Sismo Fecha	Estación Componente	$M_s$	$A_{g\max}$ (%g)	$T_D$ (Bolt) s	D km
Cóbano 25 marzo 1990	Hospital Puntarenas N 90 E	6.9	0.25	9.6	42
Alajuela 22 diciembre 1990	Cipet N 90 E	5.7	0.45	17	18
Limón 22 abril 1991	UCR N 00 E	7.5	0.19	20.8	110
Imperial Valley 18 marzo 1940	El Centro N 00 E	6.3	0.34	27	9.3
México 19 setiembre 1985	STC N 90 E	8.1	0.16	33.1	360
El Salvador 10 octubre 1986	CIG N 90 E	5.4	0.68	8.2	9
Chile 03 marzo 1985	Llolleo N 10 E	7.8	0.67	40.4	50
San Fernando 09 febrero 1971	Pacoima N 76 W	6.4	1.25	13.9	8

**Tabla No. 5**  
Desplazamientos del Ultimo Piso con Parámetros Controlados (cm)

	Energía Controlada	Desplazamiento Controlado	Potencia Controlada	Aceleración Máx. 0.30 g
Alajuela	17.4	10.0	15.3	8.3
México	11.7	10.1	16.6	-
El Centro	14.5	9.99	18.4	13.6
El Salvador	28.2	9.97	13.7	10.5
Cóbano	25.4	9.99	17.9	24.9
Limón	12.1	10.0	12.2	5.3
Llolleo	7.61	9.94	10.1	7.08
Pacoima	14.2	10.1	12.7	10.8

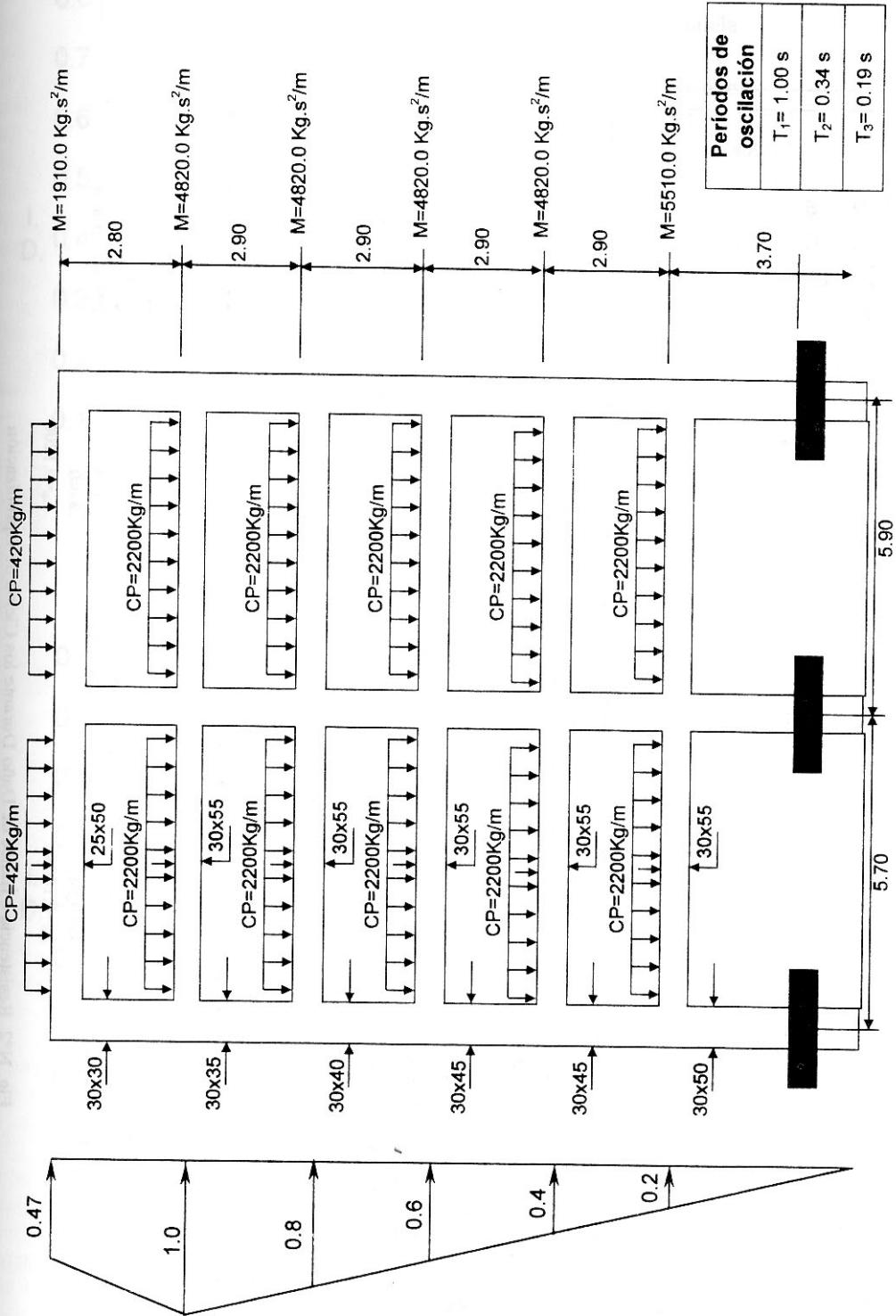


Fig. N°1 Dimensiones, Cargas, Masas y Periodos de la Estructura de 6 Pisos a Diseñar

RESISTENCIAS (ton-m)		S <sub>0</sub>		S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		
10.83	3.7	16.08	15.40	4.44	22.54	15.4	4.5	22.54
10.83	13.3	16.08	15.59	14.85	22.42	16.54	14.75	23.42
11.27	17.3	18.24	16.23	19.92	24.46	18.13	19.77	26.46
14.10	20.2	18.52	19.26	24.0	24.61	22.11	23.58	27.61
15.3	22.5	19.8	20.65	27.61	25.77	24.45	26.82	29.77
19.4	23.5	22.8	24.95	29.91	28.64	29.7	28.77	33.64

INDICE DE DAÑO		Col.ext		Viga		Col.int	
0.044	0.158	0.046	0.166	0.075	0.045	0.169	0.073
0.095	0.139	0.110	0.152	0.149	0.115	0.163	0.157
0.108	0.234	0.103	0.236	0.172	0.105	0.286	0.171
0.079	0.363	0.070	0.361	0.154	0.066	0.392	0.152
0.108	0.449	0.068	0.400	0.187	0.078	0.420	0.218
0.793	0.492	0.569	0.402	0.375	0.413	0.332	0.332

$\lambda_1 = -0.1516$   
 $\lambda_2 = 0.1279$   
 $\lambda_3 = -0.8323$   
 $\lambda_4 = 0.143$   
 $\lambda_5 = 0$   
 $\lambda_6 = 0.1206$

$C_y = 0.1056$   
 $D_y = 4.08 \text{ cm.}$   
 $V_y = 28.37 \text{ ton.}$   
 $E_p = 11.118 \text{ ton-m.}$

$C_y = 0.1279$   
 $D_y = 4.97 \text{ cm.}$   
 $V_y = 34.38 \text{ ton.}$   
 $E_p = 10.198 \text{ ton-m}$

$C_y = 0.1297$   
 $D_y = 5.04 \text{ cm.}$   
 $V_y = 34.84 \text{ ton.}$   
 $E_p = 10.12 \text{ ton-m.}$

Fig. N°2 Resistencia e Índice de Daño Durante los Ciclos de Optimización



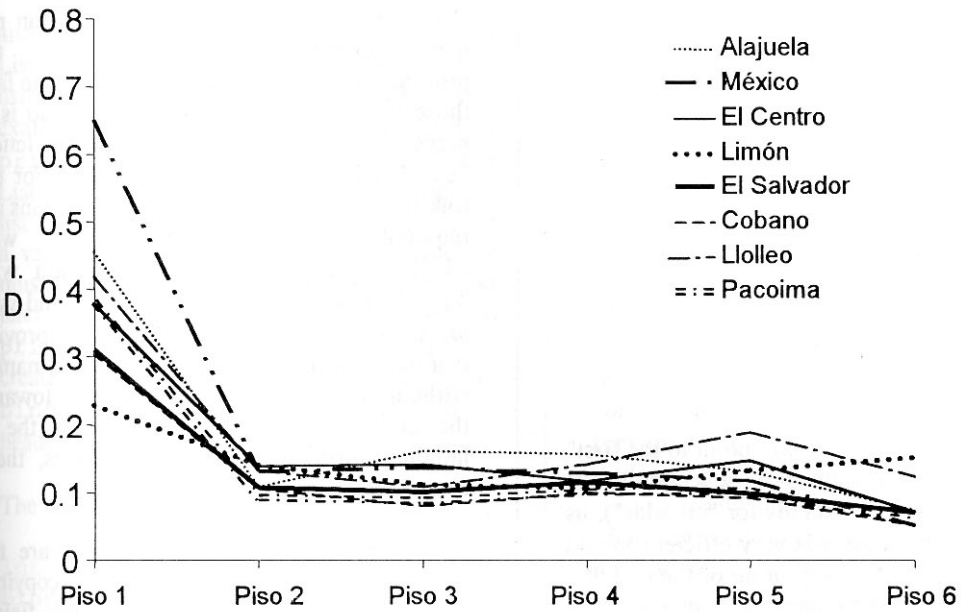


Fig. No.3 Índice de Daño en las Columnas Laterales de la Estructura S2 (Desplazamiento Controlado)

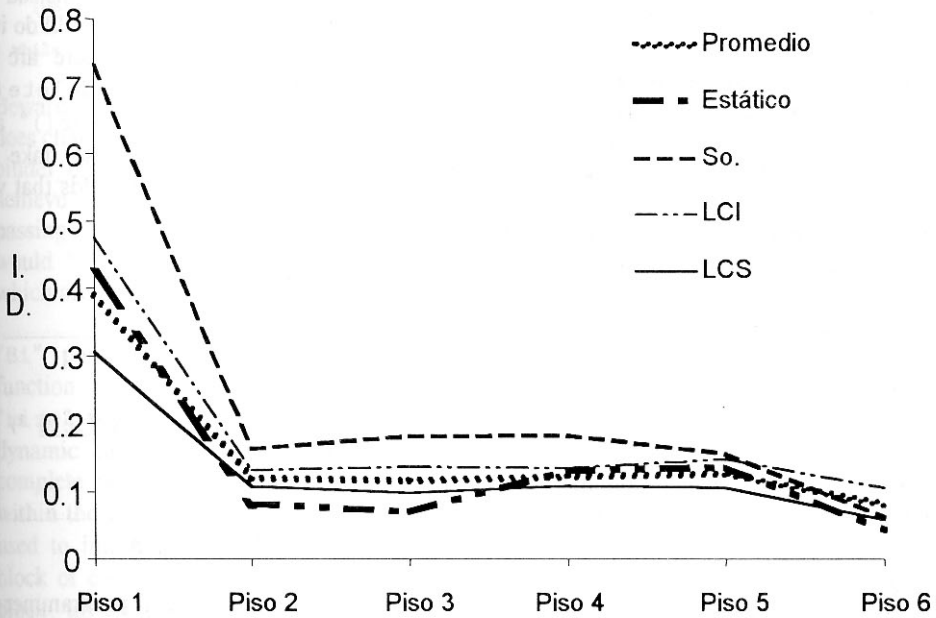


Fig. No.4 Comparación de Índice de Daño en las Columnas Laterales S2 (Desplazamiento Controlado)