

## **DISEÑO ESTRUCTURAL POR DESPLAZAMIENTOS PARA SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD**

**Aporta Walter J.<sup>(1)</sup>, Guarnieri Mauricio A.<sup>(2)</sup> y Seguin, Carlos E.<sup>(3)</sup>**

<sup>(1)</sup> Graduado en ingeniería civil – Facultad de Ingeniería – UNSJ  
Modesto Lima 243, Lujan de Cuyo CP Mendoza, Argentina. TE: 54-(0264)-4981861

<sup>(2)</sup> Graduado en ingeniería civil – Facultad de Ingeniería – UNSJ  
Victoria 918 (s), CP 5400 San Juan, Argentina. TE: 54-(0264)-4230210

<sup>(3)</sup> Profesor Asociado – Facultad de Ingeniería – UNSJ  
Av. Libertador 1290 Oeste, CP 5400 San Juan, Argentina. TE: 54-(0264)-4228123  
e-mail: eseguin@unsj.edu.ar

**Palabras clave:** diseño sísmico. –método de los desplazamientos

**Resumen.** *El diseño sísmico de estructuras en la actualidad, conocido como diseño por fuerzas, se realiza mediante la determinación de fuerzas estáticas equivalentes a la acción dinámica del sismo. Esta metodología, no controla el daño que ha de sufrir la estructura ante la máxima demanda, contentándose solo con una grosera estimación del mismo. Con el objeto de controlar el daño, varios investigadores (Moehle, J.P., 1992 Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N., 1995) han propuesto la metodología dual de la anterior, consistente en fijar el desplazamiento límite que ha de experimentar la estructura frente a la acción de un sismo. Esta metodología, que ha ganado creciente interés en los últimos años, fue aplicada en un principio a pilas de puentes, asimilables a sistemas de un grado de libertad. Recientemente se han realizado algunas propuestas para extender este método a sistemas planos de varios grados de libertad. Este trabajo de investigación propone una metodología que permite extender el diseño por desplazamientos a pórticos planos, la que ha sido implementada en un programa computacional desarrollada en plataforma Matlab–Octave. Este software también incluye el método de fuerzas, incorpora el diseño de armaduras aplicando la reglamentación Nacional INPRES – CIRSOC 103 tanto en su versión actual, como en el proyecto de reglamento versión 2000. Finalmente se desarrolla un ejemplo comparativo de ambos métodos, el que luego es verificado mediante la técnica push – over.*

## 1 INTRODUCCIÓN

Existen varios criterios para asegurar la supervivencia de un edificio frente a un sismo. Uno de ellos consiste en mantener a la estructura dentro del rango lineal de los materiales. Otro criterio aplicable a la gran mayoría de edificios, permite a las estructuras incursionar en el rango inelástico no lineal de sus materiales con el objeto de aumentar su capacidad de disipación de energía disminuyendo las fuerzas de diseño y consecuentemente reduciendo su costo de ejecución a valores accesibles para la comunidad. En ambos casos debe satisfacerse la inecuación:

$$\text{Capacidad} > \text{Demanda}$$

La metodología clásica empleada para cumplir con esta inecuación es el método de diseño por control de fuerzas que consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares en distribución de rigideces y masas, tanto en elevación como en planta.

En los últimos años a ganado creciente aceptación el método de diseño por control desplazamientos, problema dual del diseño por control de fuerzas. Así el diseño sísmico por desplazamientos es una filosofía de diseño que se basa en el control de desplazamientos que se admiten en las estructuras, durante la ocurrencia de eventos sísmicos de moderados a severos.

La idea de limitar los desplazamientos en estructuras está asociada a los conceptos de limitar los daños que se admiten en la misma, evitar el choque entre estructuras adyacentes y poner en evidencia en forma explícita el efecto  $P-\Delta$ .

El método por desplazamiento reconoce como limitación actual que resulta aplicable solo a estructuras sismorresistentes planas que puedan condensarse, con buena aproximación, a un vibrador equivalente de un grado de libertad.

## 2 METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

### 2.1 Introducción

Debido a que el daño estructural ante acciones sísmicas se encuentra directamente vinculado con la demanda de desplazamientos, son estos los que proveen una expresión más realista de respuesta de las estructuras que las fuerzas. Así este daño puede ser controlado más eficientemente a través de la imposición de los desplazamientos o drift límites en lugar de fuerzas límites. En el método de las fuerzas por el contrario, los desplazamientos son estimados al final del proceso de diseño o son considerados en términos de demanda de ductilidad la cual se trata indirectamente a través del uso de factores de comportamiento o coeficientes de reducción que modifican las fuerzas de diseño elásticas. Estableciendo como objetivo principal la configuración de desplazamientos límites, y obteniendo como consecuencia las fuerzas de diseño últimas, se logra un control del daño mucho más eficiente.

En el método tradicional de diseño por fuerzas se estima el periodo de vibración  $T_0$  de una estructura, con este parámetro y el amortiguamiento estructural elástico se determina el corte basal elástico, a partir del al espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, el que luego es reducido por consideraciones de ductilidad global. Alternativamente, en el método de diseño que se propone se especifica la demanda de desplazamientos requerida por la acción externa, y utilizando el espectro de respuesta en desplazamientos, se determina el período de vibración necesario para alcanzar éste, asumiendo para la estructura un modelo lineal equivalente con respecto a la respuesta real no lineal. De esta manera las fuerzas de diseño y las rigideces se vuelven un producto final del diseño en lugar de un objetivo de diseño primario.

## 2.2 Sistema de un Grado de Libertad

Kowalsky y Priestley, <sup>[1]</sup> presenta un método para un VUGL según el cual queda definida la sección, sus armaduras y rigidez como consecuencia de adoptar un desplazamiento último para la estructura, donde se conoce a priori la masa  $m$  y la altura de la columna de soporte. Este procedimiento ha sido aplicado a estructuras de puentes de una pila con la masa concentrada en el capitel (figura 1a).

Se supone la columna rígidamente unida al suelo. Según este procedimiento de diseño se reemplaza a la estructura por una estructura lineal elástica substituta que posea la misma rigidez efectiva y el mismo amortiguamiento efectivo que la estructura comportándose en rango inelástico (figura 1b). Esta equivalencia es válida solo para la máxima deformación, sin embargo el modelo funciona razonablemente bien. Para el amortiguamiento efectivo (lineal equivalente) se propone la siguiente expresión <sup>[2]</sup>

$$\xi_{ef} = 0.05 + \left( \frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}}{\pi} \right) \quad (1)$$

dónde:  $\xi_{ef}$  = amortiguamiento efectivo ;  $\mu$  = ductilidad puesta en juego.

El primer sumando de la ec 1 representa el amortiguamiento viscoso propio de la estructura.

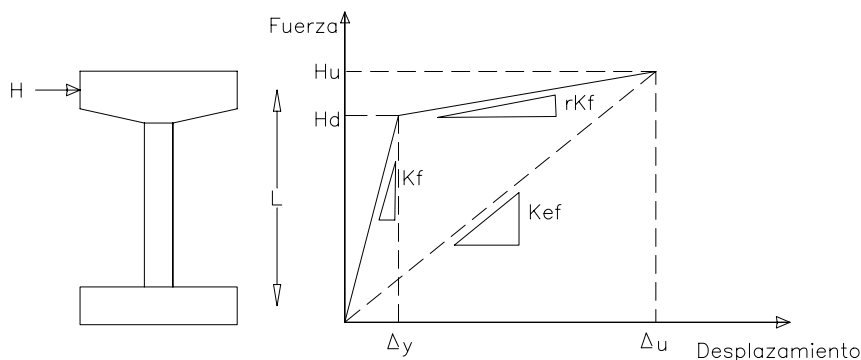


Figura 1a: Modelo de estructura substituta

Figura 1b: Grafico Fuerza vs Desplazamientos

### 2.1.1 Espectro de Respuesta de Desplazamientos

Calvi, y.Kingsley<sup>[3]</sup> proponen trabajar con el espectro de desplazamientos suavizado de un sismo sintético ajustado al espectro de pseudoaceleraciones de diseño del reglamento europeo EUROCODE escalado a 0.6g de aceleración máxima (figura 2-a y 2-b ). Estos espectros están trazados a partir de un sistema lineal elástico con un amortiguamiento efectivo dado por la (1) , asumiendo que son representativos del comportamiento inelástico. Para el presente trabajo se toma como espectro de respuesta de desplazamiento elástico el resultante de dividir el espectro de respuesta de pseudoaceleraciones de la Norma INPRES CIRSOC - 103 por  $\omega^2$ .

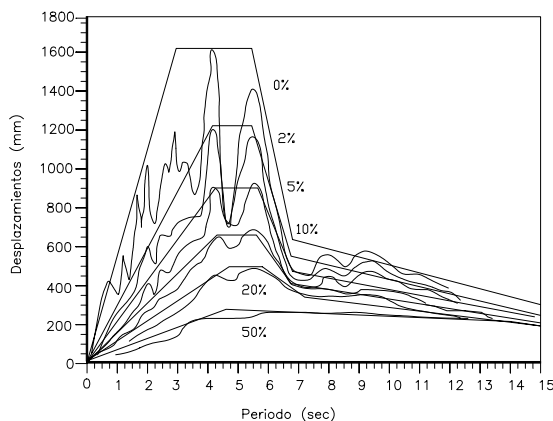


Figura 2-a – Espectro de desplazamientos

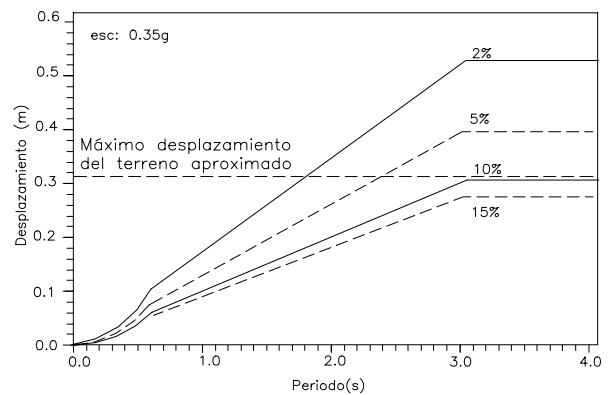


Figura 2-b Espectro desplazamientos según el Eurocode

### 2.1.2 Proceso de Diseño

El proceso de diseño se resume en las siguientes etapas:

#### 1) Elección de los parámetros iniciales:

- Altura de la columna (h) y masa concentrada en el capitel de la columna (m)
- Resistencia a compresión del hormigón ( $f_c$ ) y resistencia a tracción del acero ( $f_y$ ).
- E: módulo de Elasticidad del hormigón.
- Elección del desplazamiento último de la estructura:  $\Delta_u$
- Elección de una relación para estimar el amortiguamiento efectivo (1)
- Elección de un espectro de respuesta en desplazamientos.

#### 2) Cálculo de los parámetros relacionados con la rigidez efectiva:

- Se adopta una deformación de fluencia del tipo  $\Delta^{\circ}y = 0.005 \times L$ .
- Cálculo de la ductilidad inicial  $\mu = \Delta_u / \Delta_y$  (2)
- Cálculo de  $\xi_{ef}$  por aplicación de la ecuación 1
- Entrando en el espectro de diseño de desplazamientos obtenemos  $T_{ef}$  (fig 2.b)
- Determinación de la rigidez efectiva  $K_{ef} = 4\pi^2 m / T_{ef}^2$  (3)

### 3) Obtención de las fuerzas de diseño:

- Fuerza última:  $H_u = K_{ef} * \Delta_u$  y Momento último:  $M_u = H_u * L$
- De la figura 2.1 se deducen las fuerzas y momentos de diseño:

$$H_d = \frac{H_u}{r \cdot \mu - r + 1} \quad (4) \quad M_d = H_d * L \quad (5)$$

En donde r se puede asumir entre 0.05 y 0.10.

### 4) Diseño de la columna:

- Estimación del diámetro inicial de la columna.
- Diseño de las armaduras.
- Estimación del momento de inercia de la sección fisurada.

Esta puede calcularse en base a la siguiente expresión:

$$\frac{I_{cr}}{I} = 0.21 + 12 \rho_l + [(0.1 + 205)0.05 - \rho_l]^2 \cdot \frac{P}{f'_c \cdot A_g} \quad (6)$$

Donde:  $I_{cr}$  = momento de inercia de la secc. fisurada.;  $I$  = momento de inercia de la secc. bruta;  $\rho_l$  = cuantía de la armadura longitudinal;  $A_g$  = área de la secc. bruta;  $P$  = carga normal aplicada.

- Cálculo de la rigidez elástica de la sección fisurada:

$$K_f = \frac{3EI_{cr}}{l^3} \quad (7)$$

### 5) Verificación del punto de fluencia y de la convergencia del método.

Cálculo del desplazamiento de fluencia.

$$\Delta^i_y = \frac{Hd}{K_f} \quad (8)$$

Si la diferencia entre este valor y el de la etapa anterior es mayor que la tolerancia prefijada (por ej. 5%), entonces se adopta este nuevo valor del punto de fluencia y se vuelve a la etapa 2. Este proceso se continúa iterativamente hasta alcanzar la convergencia.

## 2.3 Sistemas de múltiples grados de libertad

Todo lo visto anteriormente es válido para un sistema de un grado de libertad, ahora el problema consiste en extenderlo a un sistema de varios grados de libertad.

En trabajos anteriores<sup>[3]</sup> se ha propuesto un método de diseño por desplazamientos enfocado al diseño de puentes, sin embargo puede ser extendido al diseño de edificios o eventualmente a cualquier sistema de varios grados de libertad.

Esta metodología se basa fundamentalmente en asumir que la forma de desplazamiento de

una estructura de varios grados de libertad puede ser aproximada en términos de un sistema de un grado de libertad. Se considera una estructura de n grados de libertad como la que se representa en la figura 3 (b), como un modelo simplificado de un puente de tres pilas. A partir de aquí se define una estructura equivalente de un grado de libertad con una masa, rigidez y amortiguamiento efectivo que tendrá un desplazamiento y fuerzas efectivas.

El siguiente paso consiste en hacer un análisis estructural para determinar las solicitaciones y deformaciones de la estructura bajo la aplicación de la fuerza efectiva distribuida en planta, con el fin de verificar que los desplazamientos obtenidos con el cálculo estructural sean iguales a los desplazamientos deseados con una tolerancia especificada. Si el cálculo de desplazamiento no coincide con los desplazamientos deseados entonces la rigidez de las pilas debe ser modificada apropiadamente cambiando el refuerzo o la geometría de las mismas. El proceso continúa hasta que el desplazamiento coincide con el deseado verificándose la suficiente capacidad en todos los miembros para resistir las fuerzas distribuidas aplicadas.

Las figuras 3a y 3b ilustran el caso de un puente y de un edificio.

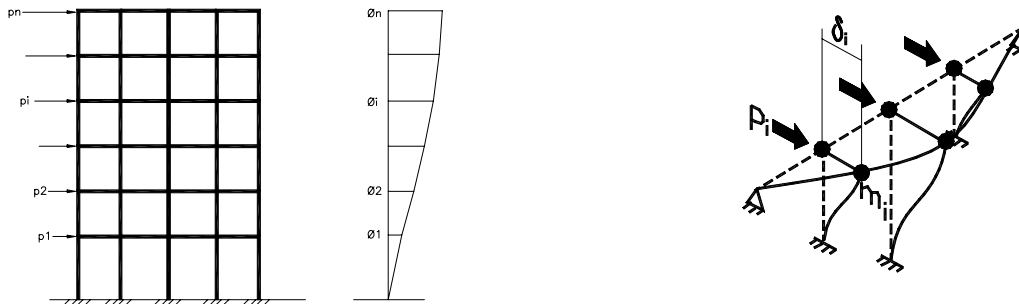


Figura 3- (a)- Forma modal del edificio.

(b)- Forma modal del puente

En el caso de un edificio y asumiendo una forma o pseudoforma modal, se verificará que

$$\delta_i = \phi_i \delta_m \tag{9}$$

donde:  $\delta_i$  = desplazamiento en el nivel i.;  $\delta_m$  = desplazamiento modal.

$\phi$  = pseudoforma modal en el nivel i.

Puestos los desplazamientos en la forma indicada en la ecuación 9 se puede escribir partiendo de la respuesta forzada de un sistema de n grados de libertad sometida a una aceleración  $\ddot{y}_g$  la siguiente expresión:

$$\ddot{\delta}_m + 2\xi_{eq}\omega\dot{\delta}_m + \omega^2\delta_m = -\frac{\sum_{i=1}^n m_i\phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i\phi_i^2} \ddot{y}_g \tag{10}$$

Ecuación en la que:

$$\delta_m = \alpha\delta_e \tag{11}$$

Donde:  $\delta_e$  = desplazamiento equivalente del vibrador de un grado de libertad.

$\alpha$  = factor de participación modal

De la ecuación 10, esto es:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (12)$$

De la ecuación 11 se puede concluir que:

$$\delta_e = \frac{\delta_m}{\alpha} \quad (13)$$

Del mismo modo podemos suponer que la aceleración en cada masa se distribuye de acuerdo al mismo modo de vibración y expresar que:

$$a_i = \phi_i a_e \quad (14)$$

por condición de borde se puede expresar que el corte en la base está dado por:

$$Vu = \sum_{i=1}^n m_i a_i = a_e \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \quad (15)$$

Siendo  $n = n^\circ$  de grados de libertad significativos de la estructura, que en este caso coincide con el  $n^\circ$  de niveles de la estructura debido a que se considera desplazamientos traslacionales solamente. Este procedimiento se lleva a cabo mediante una condensación estática a estos grados de libertad significativos.

La fuerza de cada nivel puede expresarse como:

$$p_i = m_i a_i = m_i \phi_i a_e \quad (16)$$

y resolviendo la 15 para  $a_e$  y reemplazándola en la 16 nos conduce a que:

$$p_i = Vo \frac{m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i} \quad (17)$$

Ecuación clásica derivada de la dinámica.

Nos queda solamente por resolver el amortiguamiento efectivo el que puede expresarse en función de la capacidad de disipación de los miembros como <sup>[4]</sup>:

$$\xi_e = \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i}{\sum_{k=1}^m Q_k} \right) \xi_i \quad (18)$$

$$Q_i = \frac{L}{6(EI)_i} (M_{ai}^2 + M_{bi}^2 - M_{ai} M_{bi})$$

$M_{ai}$ ,  $M_{bi}$  = Momentos últimos en los extremos de los miembros izq. y derecho

respectivamente.

Donde:  $\xi_i$  = Amortiguamiento efectivo local de cada miembro. Para evaluar este amortiguamiento se emplea la ec. (1), donde  $\mu$  se toma como la demanda de ductilidad de desplazamiento local ( $\mu_{dl}$ ) según se detalla a continuación:

En primer lugar se determinan los momentos últimos en ambos extremos de cada elemento y los giros de fluencia asociados, se calculan los giros últimos con la siguiente expresión:

$$\theta_u = \frac{\delta_{dn}}{h_n}$$

Donde :  $\theta_u$  = giro último;  $\delta_{dn}$  = desplazamiento deseado del último nivel;  $h_n$  = altura total

luego se calculan los desplazamientos locales de fluencia y últimos. Con estos se obtienen las ductilidades de desplazamiento local de cada miembro.

$$despl_f = l_i \times \theta_{fi} \quad ; \quad displ_u = l_i \times \theta_{ui} \quad ; \quad \mu_{dl} = \frac{displ_u}{despl_f}$$

donde:  $\mu_{dl}$  = ductilidad de desplazamiento local de cada miembro.

Luego se calcula el amortiguamiento efectivo local de cada miembro de acuerdo a la (2) y por último se determina el amortiguamiento efectivo total de la estructura según la (18).

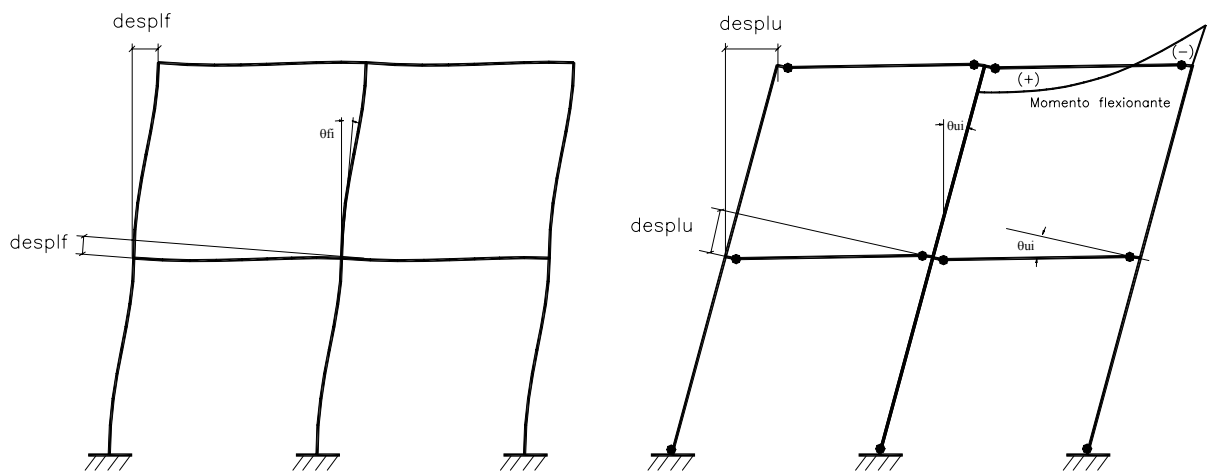


Figura 4 - Desplazamientos de fluencia y últimos

Se debe verificar que la máxima ductilidad de desplazamiento local no sea mayor a la ductilidad deseada. Esta última puede considerarse entre 8 y 10.

De la expresión del amortiguamiento puede concluirse que la metodología se desarrolla de acuerdo a un proceso iterativo que converge sobre el amortiguamiento. Primero se realiza un prediseño con una estimación de solicitaciones y luego se adopta un valor inicial de amortiguamiento. De aquí en adelante el método podría plantearse mediante dos enfoques distintos:



1) Por igual nivel de daño:

Se adopta el nivel de daño deseado en cada pila o nivel del edificio por medio de:

$$\delta_{di} = drift \times hi \quad (19)$$

Donde :  $hi$  = altura medida desde la base.

El subíndice  $d$  indica deseado. Se calcula  $\delta_{de}$  por medio de la ecuación (13) multiplicada y dividida por  $\delta_m$  lo que conduce a:

$$\delta_{de} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2 \delta_m^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i \delta_m} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_{di}^2}{\sum_{i=1}^n m_i d_{di}} \quad (20)$$

Con este desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo (18) se entra en el espectro de diseño obteniendo  $T_{ef}$ .

2) Por definición del modo de vibración:

Se escala la forma modal a los desplazamientos deseados ajustándola al mayor drift adoptado y luego se calcula  $\delta_e$  por aplicación de la (20).

Luego con este desplazamiento y el amortiguamiento efectivo y del espectro de respuesta de desplazamientos (figura 2a y 2b) se obtiene  $T_{ef}$ .

A partir de aquí se considera un sistema equivalente de un grado de libertad.

Por cualquiera de las dos vías es posible conocer los  $\delta_{di}$  y el periodo de vibración  $T_{ef}$ , con el cual y por aplicación de la ecuación (3) es posible conocer  $K_{ef}$  y finalmente:

$$Vu = K_{ef} \delta_{de} \quad (21) \quad P_f = \frac{Vu}{r \cdot \mu - r + 1} \quad (22)$$

El valor de la masa equivalente se puede obtener de la ecuación (15), esto es:

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \quad (23)$$

De aquí en adelante el método es simple pues se calculan las fuerzas asociadas a cada grado de libertad mediante la aplicación de la ecuación (17) y con ese valor de diseño se calculan los momentos últimos y las demandas de ductilidades de desplazamiento con lo cual se determina el amortiguamiento efectivo de toda la estructura, mediante la aplicación de la ecuación (18). Luego se verifica que el amortiguamiento no difiera por ejemplo en más del 1% del valor anterior, de lo contrario se itera nuevamente sobre la estructura completa a partir del último valor de amortiguamiento calculado.

Una vez encontrado el amortiguamiento efectivo final, el peine de fuerzas sísmicas resultante, es afectado por el factor de sobrerresistencia.

$$F_{sis.} = \frac{P_{fi}}{s} \quad (24)$$

Donde  $s$  = factor de sobrerresistencia. Chia-Ming Uang <sup>[5]</sup> establece distintos valores de sobrerresistencia aplicables a edificios. También en los trabajos de C.E.Seguin<sup>[6]</sup>, en el que el daño de un estructura de pórtico de hormigón armado de tres pisos obtuvo un valor de sobrerresistencia del orden de 2, mientras que A.P. Guliano y otros<sup>[7]</sup>, dan valores de sobrerresistencia para estructuras de pórticos de hormigón armado tal como se muestra en la siguiente tabla:

CASO	1.3W	0.85W
2 pisos	1.78	1.94
5 pisos	1.42	1.45
10 pisos	1.27	1.30

Donde  $W$  es la carga vertical estática concomitante con el sismo.

Los valores de sobrerresistencia se calcularon a partir de momentos últimos asociados con la tensión de fluencia característica nominal del acero tipificado como ADN 420 por el reglamento CIRSOC 201.

Por último como etapa opcional se puede verificar que las demandas máximas de ductilidades de desplazamiento locales no superen la demanda de ductilidad deseada.

El presente trabajo emplea el primer enfoque expuesto (por nivel de daño). Los resultados obtenidos mediante su aplicación se muestran a continuación.

### 3 DISEÑO POR CAPACIDAD

En el diseño de estructuras por capacidad, los elementos estructurales que resistirán las fuerzas gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionados y apropiadamente diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas preestablecidas. Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad.

### 4 EJEMPLO DE APLICACION

Para el desarrollo del ejemplo se realizó un programa de cálculo sobre plataforma Matlab-Octave. En esencia el software consta de seis partes fundamentales que son:

- 1) Ingreso de Datos de la estructura.
- 2) Determinación de las fuerzas sísmicas para el diseño de un pórtico, ya sea por el método de Desplazamiento como por el método de Fuerzas. (Fig.5 )
- 3) Diseño de las armaduras ya sea por las normas INPRES-CIRSOC 1991 y por el proyecto de reglamento INPRES-CIRSOC 2000 (Fig. 6 y 7).
- 4) Determinación de las solicitaciones, y deformaciones del pórtico
- 5) Gráficos:
  - Diagramas de solicitaciones: Momento (Fig. 8), Esf. de corte y Esf. normal
  - Deformada de la estructura
  - Animación de los modos de vibración de la estructura completa .
- 6) Optimización

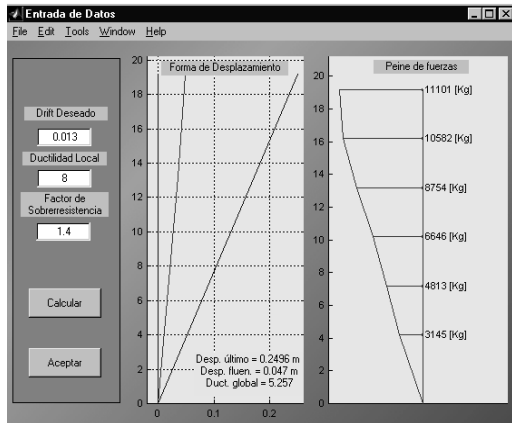


Figura 5 : Entrada de datos Diseño por desplazamientos

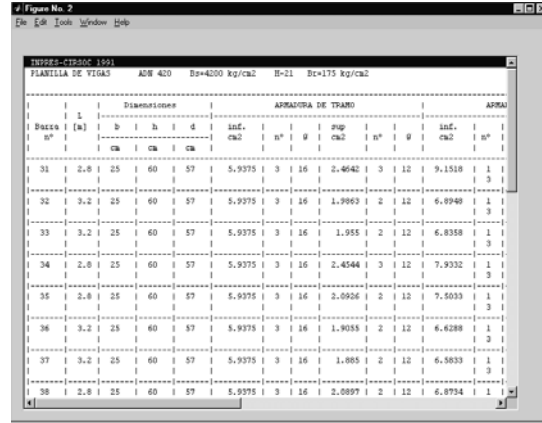


Figura 6: Planilla de Armaduras de Vigas

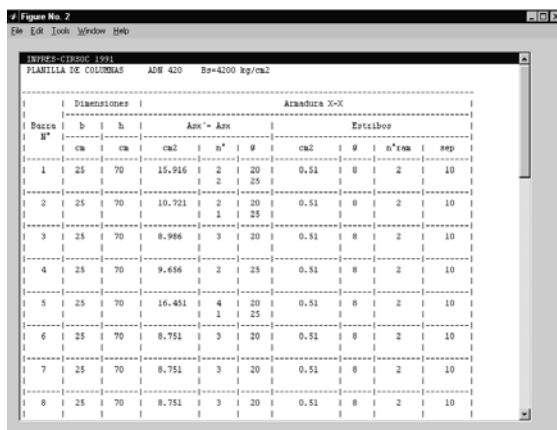


Figura 7: Planilla de Armaduras de Columnas

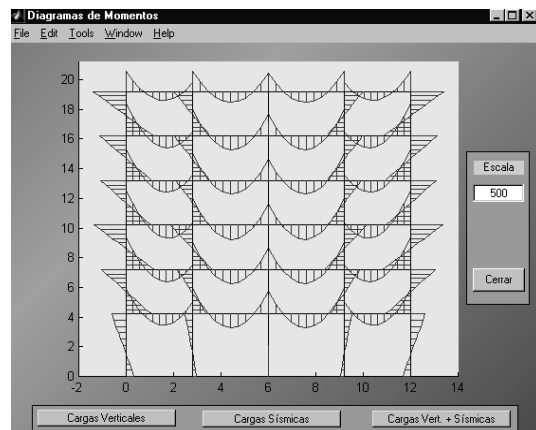


Figura 8: Diagramas de Momentos.

## 5 RESULTADOS OBTENIDOS

En esta sección se comparan los resultados obtenidos del análisis de la determinación de armaduras según dos métodos de cálculo.

El estudio fue realizado sobre un pórtico extremo de un edificio existente de seis niveles y 4 vanos, con el objetivo final de poder determinar cual es el más conveniente desde el punto de vista económico como así también de su comportamiento estructural.

Se consideró la estructura como un pórtico de hormigón armado. Las cargas permanentes y cargas de servicio están aplicadas sobre las vigas como cargas uniformes. Los valores de las masas concentradas a nivel de entrepiso resultaron de dividir las masas de cada nivel del edificio completo en el número de pórticos en la dirección paralela al pórtico en estudio.

El valor adoptado para el factor de sobre-resistencia fue de  $s = 1.25$ . Luego del análisis efectuado con el programa de cálculo se obtuvieron las armaduras longitudinales y

transversales del pórtico, para los siguientes casos:

1. Método de Fuerzas - diseño de armaduras: Norma INPRES-CIRSOC 103 – II (1991).
2. Método de Despl. - diseño de armaduras: Norma INPRES-CIRSOC 103–II(1991).
3. Método de Fuerzas - diseño de armaduras: Proyecto de Norma I-C - 103 –II (2000).
4. M. de Despl. con diseño de armaduras según Proyecto de Norma I-C-103–II (2000).

## 5.1 Evaluación Económica

### 5.1.1 Comparación de Fuerzas

Comparando las fuerzas de ambos métodos, (fig 2), se observa que el método de fuerzas responde a una distribución proporcional a las masas, mientras que el de desplazamientos lo es a la forma modal del pseudo modo adoptado y a las masas.

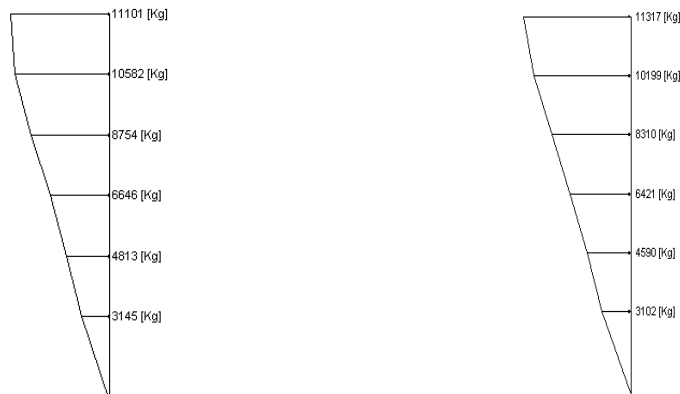


Figura 9- Fuerzas Sísmicas – (a) Método de Desplazamientos (b) Método de Fuerzas

Los cortes basales para los métodos de desplazamientos ( $V_{oD}$ ) y de fuerzas ( $V_{oF}$ ), respectivamente son:  $V_{oD} = 45041 \text{ Kg.}$  ;  $V_{oF} = 43939 \text{ Kg.}$

### 5.1.2 Comparación de los Volúmenes de Acero

Se midieron los volúmenes de acero de las armaduras longitudinales y transversales para los distintos métodos. A continuación se muestra la medición de los volúmenes de acero:

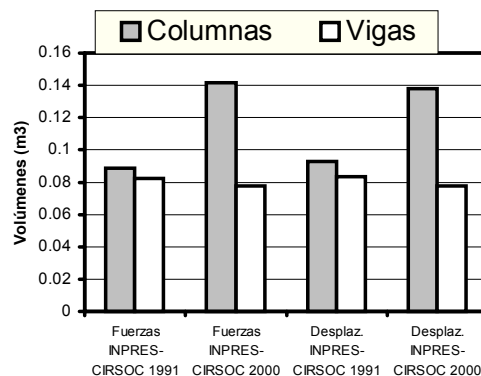


Figura 10 – Vol. de Aª Long. Col – Vigas.

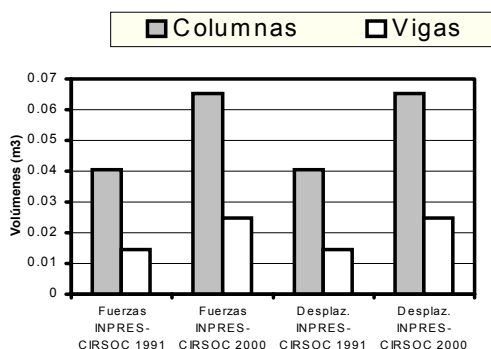


Figura 11 – Gráfico de Volúmenes de Armaduras Transversales. Col – Vigas.

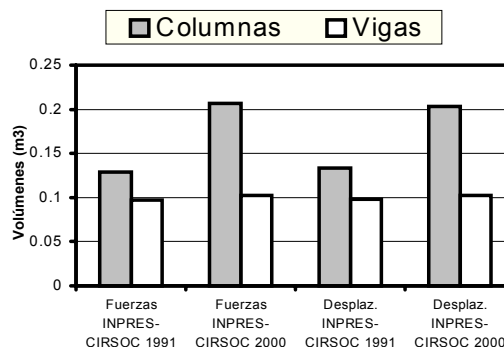


Figura 12 – Gráfico de Volúmenes de Armaduras Totales. Columnas – Vigas.

### 5.1.3.3 Armaduras Totales

Puede verse una gran diferencia para las armadura long. y transversales de columnas entre las dos normas, siendo la norma INPRES-CIRSOC 103 (1991) un 34.2% menor.

En cuanto a las vigas la diferencia es de un 4.5% menor. Se observa que las armaduras totales para ambos reglamentos son comparables, ya que la mayor armadura transversal del nuevo reglamento es compensada por la disminución de la armadura longitudinal.

## 5.2 Análisis no lineal de incremento de carga monotónico (Push-over)

### 5.2-1. Factor de sobrerresistencia

En el análisis de push-over realizado para ambas normas se obtuvieron resultados muy similares en cuanto al comportamiento de la estructura. Comportándose en forma lineal elástico hasta un  $C_s$  cercano a 0.3 y un drift próximo a 0.18 %. El factor de sobrerresistencia ( $s$ ) resulta de la relación entre el  $C_s$  real (push-over) y el  $C_s$  teórico obtenido por el método de desplazamientos. Este factor resultó ser el mismo para ambas versiones de la norma:  $s = 1.52$

Ambos valores de sobrerresistencia coinciden debido que el diseño de las secciones de la estructura fue establecido con criterios basados en el diseño por desplazamientos.

### 5.2.1 Desplazamientos del Análisis no Lineal

Los desplazamientos se calcularon aplicando un peine de fuerzas últimas ( $H_u$ ) resultante de amplificar la fuerza de fluencia ( $H_d$ ) por la aplicación de la siguiente ecuación:

$$H_u = H_d * (r * \mu - r + 1)$$

Donde:  $\mu = 5.257$ : Ductilidad global de la estructura para el diseño por desplazamientos.  
 $r = 0.05$ . variación de rigidez por fluencia.

El desplazamiento relativo del último nivel alcanzado por la estructura para el caso de la norma INPRES-CIRSOC 103 (version1991) es de **0.146 %**. Mientras que para la INPRES-CIRSOC 103 (versión 2000) es de **0.137 %**.

## **6 OBSERVACIONES FINALES**

### **6.1 Metodología de Diseño por Desplazamiento**

#### **6.1.1 Ventajas**

Las ventajas del método son las siguientes: Control del daño mediante deformaciones relativas máximas (drift), de la ductilidad de los miembros con el proceso iterativo de optimización y de la ductilidad global. Además permite verificar el mecanismo de colapso y sobrerresistencia mediante el análisis no lineal (push-over). Por último basándose en un mejor manejo del factor de sobrerresistencia se obtienen ventajas económicas.

#### **6.1.2 Desventajas:**

Las desventajas pueden resumirse en una mayor complejidad operativa por ser iterativo y obligar al uso de computadoras. Problemas de obtención de espectros de respuestas en la zona de largos períodos. Además el método es solo aplicable a estructuras sismorresistentes planas que respondan vibrando mediante formas representativas de un grado de libertad.

### **6.2 Metodología de Diseño por Fuerzas**

#### **6.2.1 Ventajas:**

Como ventaja de este método podemos mencionar una mayor simplicidad operativa al ser más directo y de fácil aplicación. Y además resulta aplicable a estructuras con asimetrías tanto en planta como en altura.

#### **6.2.2 Desventajas:**

Como desventaja se tiene que el control de daño se verifica al final del proceso de diseño y en términos de una ductilidad global adoptada a priori y que no es verificada. Además hay una falta de control de la ductilidad local las cuales se verifican luego de concluido el diseño. Y presenta además una desventaja económica al resultar elevada las fuerzas de diseño.

### **6.3 Programa de Cálculo**

Es el primer programa de cálculo de pórticos de H°A° que trabaja con la norma INPRES-CIRSOC 103 en sus dos versiones (1991 y 2000).

El mismo permite el cálculo de solicitaciones tanto por el método de desplazamientos como por el de fuerzas y la obtención de diagramas de solicitaciones y deformaciones.

Además es un software interactivo ya que permite elegir el diseño de armadura final de la estructura y de simple aplicación.

#### 6.4 Resumen de Conclusiones

Se ha presentado una metodología que permite estudiar el método de diseño por desplazamientos a sistemas de varios grados de libertad. Luego de analizar las ventajas y desventajas para ambos métodos se puede observar que el método de diseño por desplazamientos es más racional desde el punto de vista del comportamiento estructural. Esto implica un control de los daños y de las demandas de ductilidades.

Se destaca que con este método se pueden alcanzar valores más reales del factor de sobrerresistencia y con ello optimizar el empleo de los recursos económicos en la inversión de la construcción. Si bien en el presente trabajo se obtuvieron volúmenes de armaduras similares, se podría haber obtenido un ahorro mucho mayor en el método de desplazamiento si se hubiera completado el proceso iterativo de convergencia al factor de sobrerresistencia definitivo.

En cuanto a las dos versiones de la norma INPRES-CIRSOC 103, se observa que en la versión 2000 hay un aumento muy significativo de los volúmenes de armaduras en columnas, debido a que éstas se diseñan en función de la capacidad flexional de las vigas.

#### 7 REFERENCIAS:

- [1] M.J.Kowalsky, M.J.N.Priestly and G.A. Macrae, *Displacement Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions*, EESD, Vol. 24,1623-1634, (1995)
- [2] Takeda acción del comportamiento y Daño Potencial de Estructuras Sismorresistentes., *XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Vol 2, 441-452. (1995)
- [3] G.M.Calvi, G.R.Kingsley, *Displacement Based Design of Multi-Degree-of Freedom Bridge Structures*, EESD, Vol. 24, 12247-1266, (1995).
- [4] Shibata A. and Sozen M., *Substitute structure method for seismic design in reinforced concret.*, *Jornal structural Division*, ASCE Vol 102 (6). (1976)
- [5] Chia-Ming Uang., *R And  $C_d$  Factors for Building Seismic Provisions*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, N°1, (1991)
- [6] Carlos Eugenio Seguin, *Evaluación del comportamiento y Daño Potencial de Estructuras Sismorresistentes.*, *XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Vol 2, 441-452. (1995)
- [7] Alejandro P. Guliano, Oscar Moller y Marcelo Rubinstein, *Resistencia y Ductilidad de Pórticos de Hormigón Armado Diseñados con el Reglamento Arg. INPRES-CIRSOC 103*, *XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Vol 2, 261-274. (1995).