

RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Burgos Namuche, Maribel, Ing. Civil

Alumna de Postgrado de Facultad de Ingeniería Civil – Especialidad Estructuras de la UNI, maribur74@hotmail.com

Piqué del Pozo, Javier, Ing. Civil, Ph.D

Profesor principal de la Facultad de Ingeniería Civil y Postgrado de la UNI, jpique@uni.edu.pe

RESUMEN

Con el presente trabajo se quiere demostrar la necesidad de considerar la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado durante el análisis sísmico, lo cual no se precisa en nuestra norma. Asimismo se presenta y se aplica el estudio realizado por Priestley(2003) para encontrar la rigidez efectiva de los elementos, la cual es dependiente de la resistencia del elemento. Además se hace un comparativo usando los factores de reducción propuestos por algunos códigos con el proceso iterativo realizado por Priestley(2003), con el fin de hacer un balance entre simplicidad y exactitud y poder así adoptar una de las dos formas

ABSTRACT

With the present work it is wanted to demonstrate the necessity to consider the effective rigidity of the elements of armed concrete during the seismic analysis, that which is not necessary in our norm. Also, it is presented and the study is applied carried out by Priestley(2003) to find the effective rigidity of the elements, which is dependent of the resistance of the element. A comparative one is also made using the reduction factors proposed by some codes with the iterative process carried out by Priestley(2003), with the purpose of making this way a balance between simplicity and accuracy and power to adopt one in the two ways.

1. INTRODUCCIÓN

Debido a que muchos códigos no especifican la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, se considera muchas veces la sección no agrietada de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en las vigas o en eventos sísmicos de menor intensidad al nivel del sismo de diseño. La rigidez no agrietada nunca será totalmente recuperada durante, o después de la respuesta sísmica, y así no es una estimación útil de la rigidez efectiva [9].

Priestley (2003) [9] indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada.

Además se sabe que el agrietamiento por flexión varía a lo largo de la longitud del elemento; por tanto, el momento de inercia I varía a lo largo de la longitud. Es impráctico evaluar las propiedades de varias secciones transversales en cada elemento de un edificio, por lo cual, un valor promedio razonable se debe adoptar.

Algunos códigos hacen algún reconocimiento de la influencia del agrietamiento. Consideran la rigidez agrietada EI_c como una proporción de la rigidez de la sección no agrietada EI_g , especificando factores de reducción para ser aplicados a la rigidez de sección no agrietada.

Sin embargo, Priestley(2003) [9] en su reciente estudio indica que los factores de reducción propuestos por estos códigos son todavía inadecuados para representar la rigidez a un grado de precisión adecuada para justificar un análisis modal, puesto que la influencia de la cuantía de refuerzo de flexión y de la carga axial no son consideradas; y por tanto, las rigideces de los elementos son asumidas independientes de la resistencia a

la flexión, lo cual no es válido. Priestley(2003) [9] indica que evidencias experimentales y resultados analíticos detallados han demostrado que la curvatura de fluencia es independiente de la resistencia; y por tanto la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de la fluencia con una curvatura de fluencia constante.

Para propósitos de este trabajo se ha seguido el planteamiento sugerido por Priestley (2003) [9] con el objeto de comparar los resultados obtenidos con este planteamiento con los resultados obtenidos con los factores de reducción propuestos por los códigos y luego hacer un balance entre exactitud y simplicidad.

2. FACTORES DE REDUCCIÓN PROPUESTOS POR DIFERENTES CÓDIGOS

Entre los códigos que indican estos factores de reducción son:

- *Código de diseño de concreto armado de Nueva Zelanda [1]*

Los factores de reducción indicados por el código de concreto armado de Nueva Zelanda se ajustan para diferentes tipos de elementos estructurales:

- Vigas $0.35 I_g$
- Columnas $0.40 - 0.70 I_g$

- *Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05[10]*

Los factores de reducción del momento de inercia de la sección no agrietada son listados como valores permitidos para ser usados en un análisis de segundo orden, pero también son usados cuando se está haciendo un análisis general elástico de primer orden de los pórticos para evaluar los desplazamientos laterales relativos del entrepiso. Estos son:

- Vigas $0.35 I_g$
- Columnas $0.70 I_g$
- Muros – no agrietados $0.70 I_g$
- agrietados $0.35 I_g$

- **Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE 2000) [5]**

Tabla 1 Rigidez efectiva de elementos en FEMA 356

Componente	Rigidez de flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas no pre-esforzadas	$0.5 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas	$E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5f'cA_g$	$0.7 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3f'cA_g$ o con tensión	$0.5 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_s$
Muros no agrietados	$0.8 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.5 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$

- **Factores de reducción Paulay y Priestley (1992) [8]**

Tabla 2 Momento de inercia efectiva de elementos [8]

Elemento	Rango de I_e	I_e recomendado
Vigas rectangulares	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
Vigas T y L	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columnas		
P > $0.5f'cA_g$	$0.70-0.90 I_g$	$0.80 I_g$
P = $0.2f'cA_g$	$0.50-0.70 I_g$	$0.60 I_g$
P = $-0.05f'cA_g$	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$

Para las columnas, es recomendable tomar la combinación de 1.1 DL (carga de gravedad permanente) más la carga axial de los efectos sísmicos en el cálculo de la carga axial. Paulay y Priestley recomendaron la siguiente fórmula para el cálculo de la carga axial sísmica para un pórtico plano regular:

$$P_i = \frac{V_{bf} l_c}{j l} \sum_i^n \left[1 - \left(\frac{i}{n} \right)^2 \right] \quad (ec.1)$$

donde: P_i es la carga axial sísmica en el nivel i ; n , es el número de niveles del pórtico; j , es el número de luces aproximadamente iguales; V_{bf} es la cortante basal del pórtico; l_c , es la altura constante de entrepiso; l , es la longitud de luz

Todos estos factores son considerados como independientes de la resistencia de la sección porque no toman en cuenta la cuantía de refuerzo; y algunos no toman en cuenta la carga axial.

3. EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A PARTIR DE LA RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA

La rigidez de la sección puede evaluarse a partir de la relación momento-curvatura de acuerdo de la ecuación de la viga:

$$EI = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (ec.2)$$

donde: M_N , es la capacidad de momento nominal de la sección; ϕ_y , es la curvatura de fluencia de la representación equivalente bilineal de la curva momento-curvatura.

Se ha aceptado por la comunidad de investigación que la linealización de la relación momento-curvatura está dada por un segmento elástico inicial que atraviesa "la primera fluencia", y extrapolado para la resistencia nominal de flexión, M_N , y un segmento de post fluencia conectado a la resistencia y curvatura última. "La primera fluencia" de la sección es definida como el momento M_y y curvatura ϕ'_y cuando la sección alcanza primero la deformación de tensión de fluencia del refuerzo $\epsilon_y = f_y / E_s$, o la fibra extrema de compresión

del concreto alcanza una deformación de 0.002, la que ocurra primero.

La resistencia nominal de flexión, M_N se desarrolla cuando la deformación de la fibra extrema de compresión alcanza un valor de 0.004, o la deformación de tensión del refuerzo alcanza 0.015, la que ocurra primero (ver figura 1).

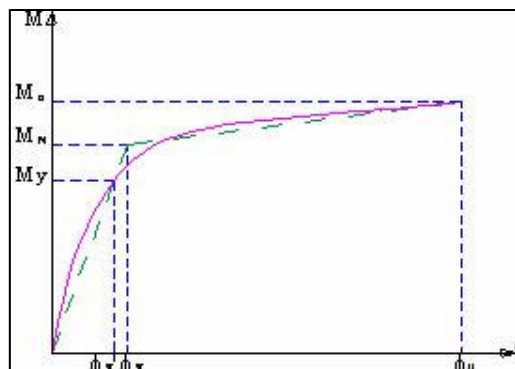


Fig 1. Relación momento-curvatura y aproximación bilineal

Así la curvatura de fluencia está dada por la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y \quad (ec.3)$$

La rigidez de los elementos depende sobre la distribución de la curvatura a lo largo de la longitud total del elemento, no sólo en la sección crítica donde la fluencia ocurrirá.

4. HIPÓTESIS DE LA RIGIDEZ DE LA SECCIÓN INDEPENDIENTE DE LA RESISTENCIA

Esta hipótesis, donde la rigidez del elemento es independiente de la resistencia, implica que la curvatura de fluencia sea directamente proporcional a la resistencia de flexión, M_N .

$$\phi_y = \frac{M_N}{EI} \quad (ec.4)$$

Esta hipótesis es ilustrada en la figura 2. La consecuencia de esta hipótesis en el diseño sísmico convencional es que la rigidez de la estructura puede predecirse al principio del diseño considerando las propiedades de la sección no agrietada o las propiedades de la sección efectiva y así calcularse el período de vibración.

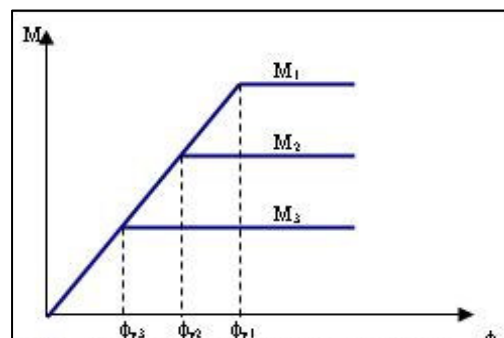


Fig. 2 Rigidez independiente de la resistencia [9]

Posteriormente, este periodo se usa para obtener la aceleración espectral de diseño, y luego proporcionar la resistencia requerida de la estructura para las fuerzas laterales asociadas. Esto simplifica grandemente el proceso de diseño, pero como muestra Priestley (2003) [9], la hipótesis inicial de rigidez independiente de la resistencia es de hecho equivocada.

5. HIPÓTESIS DE LA RIGIDEZ DE LA SECCIÓN DEPENDIENTE DE LA RESISTENCIA

Recientes investigaciones (Priestley y Kowalsky 2000, Priestley, 2003) han demostrado a través de resultados experimentales y cálculos analíticos detallados, que la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Por lo tanto, se puede deducir que la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de flexión como se muestra en la ecuación 2. Esta relación correcta es ilustrada en la Fig. 3.

De esta manera no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerza debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.

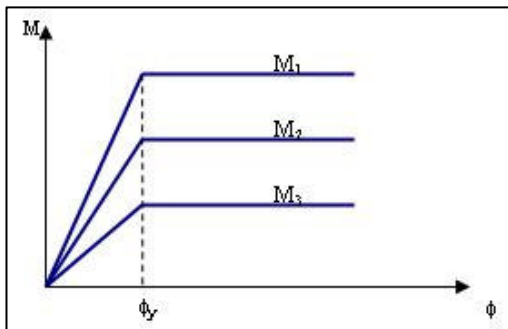


Fig. 3 Rigidez dependiente de la resistencia [9]

Priestley (2003) indica que la curvatura de fluencia puede ser encontrada a partir de las propiedades geométricas de los elementos [9].

6. ESTIMACIÓN DEL PERIODO, DISTORSIÓN MÁXIMA Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD

Los periodos obtenidos del análisis sísmico teniendo en cuenta el planteamiento de Priestley (2003) son mayores a los periodos obtenidos considerando la rigidez de la sección no agrietada de los elementos. Haciendo una relación de estos periodos, se tiene:

$$T_2 = \frac{T_1}{\sqrt{K_e/K_g}} \quad (ec.5)$$

donde: T_1 , periodo sin tener en cuenta el agrietamiento; T_2 , periodo teniendo en cuenta el planteamiento de Priestley; K_e , rigidez efectiva de la edificación según el planteamiento de Priestley; K_g , rigidez de la edificación sin tener en cuenta el agrietamiento.

Por consiguiente, la distorsión máxima encontrada usando la rigidez efectiva real es mayor y muchas veces mayor a la distorsión límite indicada por los códigos. Si una edificación es diseñada en base a la rigidez de las secciones no agrietadas, se tendría una edificación de bajos periodos y con una cortante basal aparentemente alta, la consecuencia no es un diseño conservador, sino una edificación que en realidad tendrá distorsiones altas y mayormente inaceptables.

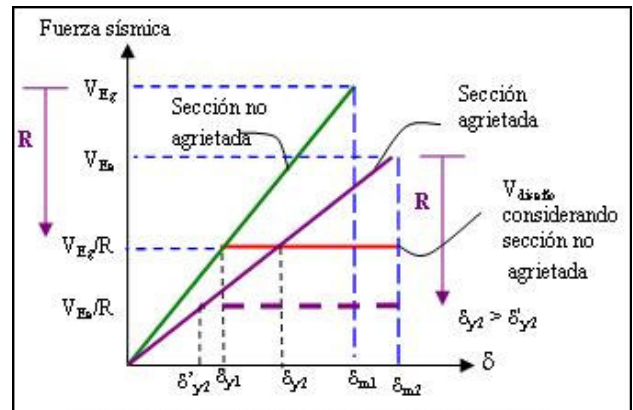


Fig. 4 Relación de la cortante de diseño y desplazamiento

Además, la ductilidad de desplazamiento de la edificación será menor, puesto que al ser diseñada la edificación para una cortante basal mayor a la que debería ser diseñada, el desplazamiento de fluencia es mayor al desplazamiento de fluencia si hubiese sido diseñada para una menor cortante basal; y por consiguiente la ductilidad tiende a disminuir.

El desplazamiento de fluencia real será igual a:

$$\delta_{y2} = \frac{\delta_{y1}}{K_e/K_g} \quad (ec.6)$$

El máximo desplazamiento real se puede calcular teniendo en cuenta que el espectro de desplazamientos es directamente proporcional al periodo, lo cual surge como consecuencia de considerar que el espectro de aceleración se basa en la hipótesis de un espectro de velocidad constante.

$$S_v = \frac{S_a}{\omega} = \frac{S_a T}{2\pi} = cte \quad (ec.7a)$$

$$S_D = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (ec.7b)$$

Por consiguiente, la relación de los máximos desplazamientos entre considerar la sección no agrietada y la sección agrietada de los elementos estructurales es igual a:

$$\delta_{m2} = \frac{T_2}{T_1} \delta_{m1} \quad (ec.8)$$

7. APLICACIÓN DEL ESTUDIO DE PRIESTLEY (2003)

Se elaboraron las curvas momento-curvatura de los principales elementos estructurales de la edificación en estudio para diferentes cuantías de refuerzo. A partir de la aproximación bilineal de la relación momento-curvatura, como se explicó anteriormente, se calculó la rigidez efectiva.

Las expresiones de la sección 1.4 son de mucha utilidad para encontrar la rigidez efectiva sin necesidad de elaborar las curvas momento-curvatura, sobre todo para las vigas; ya que, conociendo del análisis el momento resistente de la viga $M_N = Mu/\phi$, se puede encontrar la rigidez efectiva con la ecuación 2 después de varias iteraciones.

• Columna L

Debido a que la carga sísmica se analiza en las dos direcciones principales X-Y, se elaboraron las curvas momento-curvatura para ambas direcciones y debido a la sección asimétrica de la columna también se analizó para ambos sentidos (+) y (-), haciendo uso del programa UCFiber y comparado con otros programas de momento-curvatura. En la figura 5 se aprecia la influencia de la carga axial sobre la resistencia de la sección de la columna L. A continuación se muestran los factores de reducción o relaciones de rigidez EI/EI_g de la columna L

para los siguientes casos:

Refuerzo	P/A _g f _c			
	0.04	0.07	0.15	0.25
1.00%	0.24	0.27	0.30	0.34
1.55%	0.32	0.34	0.37	0.40
2.03%	0.35	0.37	0.40	0.42

Refuerzo	P/A _g f _c			
	0.04	0.07	0.15	0.25
1.00%	0.23	0.29	0.33	0.34
1.55%	0.31	0.33	0.37	0.40
2.03%	0.35	0.37	0.40	0.43

Los resultados indicaron:

- La variación de la relación de rigidez es casi nula entre el sentido positivo y negativo en cada dirección principal X-Y.
- La relación de rigidez aumenta conforme aumenta la fracción de carga axial y el refuerzo.
- La variación de la relación de rigidez entre cada dirección X-Y es casi nula para una misma relación de carga axial y refuerzo, por lo que se puede tomar un mismo factor de reducción para el análisis del sismo en la dirección X e Y.

• Columna rectangular .40x1.05

Las curvas momento-curvatura se elaboraron para las dos direcciones principales X-Y. A continuación se muestran los

Refuerzo	P/A _g f _c			
	0.05	0.11	0.26	0.35
1.06%	0.32	0.34	0.38	0.41
1.51%	0.41	0.41	0.45	0.49
2.17%	0.46	0.46	0.49	0.52

Refuerzo	P/A _g f _c			
	0.05	0.11	0.26	0.35
1.06%	0.29	0.31	0.34	0.35
1.51%	0.32	0.37	0.38	0.37
2.17%	0.43	0.43	0.44	0.45

factores de reducción o relaciones de rigidez EI / EI_g de la columna rectangular .40x1.05 para cada dirección:

Estos resultados indican:

- El factor de reducción aumenta conforme aumenta la relación de carga axial y la cuantía de refuerzo.
- Existe una considerable variación entre la relación de rigidez de la dirección X y la dirección Y para una misma relación de carga axial y refuerzo; por lo cual, se debe tomar un factor de reducción diferente para cada dirección en el análisis sísmico.

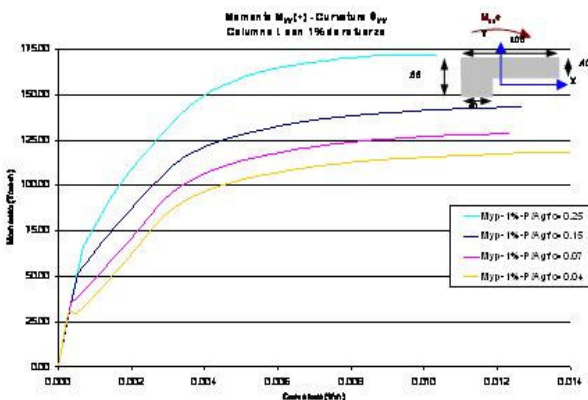


Fig. 5. Curvas momento-curvatura de columna L con 1% de refuerzo con respecto al eje Y

• Viga rectangular .40x.75

A continuación se muestran los factores de reducción o relaciones de rigidez EI / EI_g y las resistencias nominales M_n

de la viga (ref. sup% - ref. inf%):

Estos resultados indican lo siguiente:

Refuerzo	M _n (-)	M _n (+)	EI/EI _g (-)	EI/EI _g (+)	EI/EI _g prom
0.35%-0.35%	30.56	30.56	0.22	0.22	0.22
0.45%-0.45%	37.22	37.22	0.27	0.27	0.27
0.45%-0.33%	36.90	28.49	0.27	0.21	0.24
0.52%-0.33%	41.88	28.85	0.30	0.21	0.26
0.63%-0.35%	49.71	30.37	0.36	0.23	0.29
0.94%-0.94%	67.97	67.97	0.47	0.47	0.47
1.39%-1.39%	95.29	95.29	0.60	0.60	0.60

- El factor de reducción aumenta conforme aumenta el refuerzo.
- Para las secciones que contienen refuerzo negativo diferente al refuerzo positivo se toma el promedio de la relación de rigideces para el análisis sísmico.
- El factor de reducción que corresponde al refuerzo mínimo de la sección es mucho menor a los indicados por los códigos.

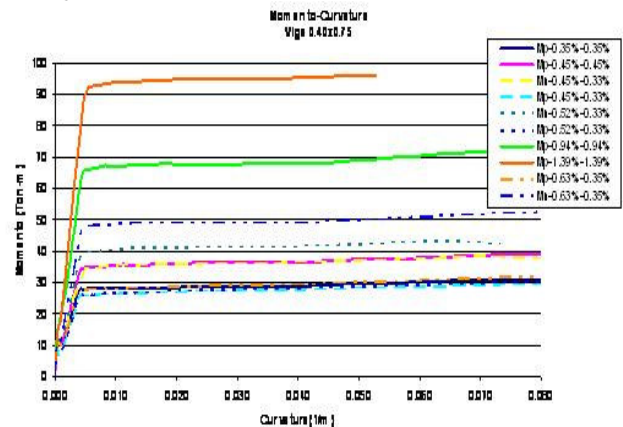


Fig. 6 Curvas momento-curvatura de viga rectangular con diferentes cuantías de refuerzo

8. COMPARACIÓN DE RESULTADOS USANDO LA RIGIDEZ EFECTIVA SEGÚN PRIESTLEY (2003), PAULAY & PRIESTLEY(1992) Y USANDO LA SECCION NO AGRIETADA

El planteamiento de Priestley es un procedimiento más complejo y requiere de más esfuerzo por ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos se actualizan en cada iteración hasta que la resistencia de los elementos (momentos y cortantes) no cambien significativamente.

Con la finalidad de comparar exactitud con simplicidad, se hizo el análisis sísmico del edificio en estudio usando la rigidez efectiva obtenida por el planteamiento de Priestley(2003) y la rigidez efectiva usando los factores de reducción Paulay y Priestley (1992), los cuales se asemejan a los factores de reducción indicados por la norma de Nueva Zelanda.

A. Factores de reducción

• Priestley (2003)

Los factores de reducción quedaron como sigue:

- Vigas longitudinales en todos los pisos: 0.22
- Vigas transversales del 1° al 3° piso: 0.30
- Vigas transversales del 4° piso: 0.22
- Columnas rectangulares del 1° al 3° piso X- Y: 0.43-0.37
- Columnas rectangulares del último piso X- Y: 0.40 - 0.30
- Columnas "L" del primer al tercer piso X- Y: 0.35-0.35
- Columnas "L" del último piso X- Y: 0.30 - 0.30

- **Paulay y Priestley (1992)**

Los factores de reducción según la Tabla 2 son:

- Para vigas rectangulares = 0.40
- Para las columnas con $P/Agf_c \leq 0.20$ = 0.40

B. Periodos

Los periodos encontrados en el análisis son:

Modo	Priestley (2003)	Paulay y Priestley (1992)	Considerando sección no agrietada
T ₁	1.200	0.992	0.642
T ₂	0.894	0.779	0.503
T ₃	0.688	0.645	0.468
T ₄	0.4052	0.313	0.203

C. Momentos negativos en las vigas 1.2CM+CV+SISMO

Eje 2

Piso	Eje 1			Eje 2 (Tramo 12)		
	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.
4 ^o Piso	-23.34	-27.74	-32.02	-30.86	-29.08	-31.08
3 ^o Piso	-40.00	-41.97	-48.79	-40.54	-41.81	-46.37
2 ^o Piso	-40.11	-41.79	-50.25	-39.39	-42.15	-48.76
1 ^o Piso	-36.61	-37.89	-45.05	-37.92	-39.82	-45.86

D. Máximos desplazamientos y distorsiones de entrepiso

- **Priestley (2003)**

Piso	h _i (m)	δ _{max} X (cm)	Distorsión X%	δ _{max} Y (cm)	Distorsión Y%
4	3.5	13.16	1.16%	20.07	1.50%
3	3.5	9.10	1.08%	14.83	1.34%
2	3.5	5.33	0.98%	10.16	1.63%
1	3.675	1.89	0.51%	4.46	1.21%

Piso	h _i (m)	δ _{max} X (cm)	Distorsión X%	δ _{max} Y (cm)	Distorsión Y%
4	3.50	12.32	0.92%	15.89	0.78%
3	3.50	9.10	1.07%	13.15	1.10%
2	3.50	5.37	0.99%	9.31	1.47%
1	3.675	1.90	0.52%	4.17	1.13%

- **Paulay y Priestley (1992)**

- **Sección no agrietada**

Piso	h _i (m)	δ _{max} X (cm)	Distorsión X%	δ _{max} Y (cm)	Distorsión Y%
4	3.50	7.82	0.50%	9.79	0.45%
3	3.50	6.07	0.65%	8.23	0.69%
2	3.50	3.80	0.68%	5.83	0.92%
1	3.675	1.42	0.39%	2.60	0.71%

9. CONCLUSIONES

1. Con estos resultados, está claro indicar que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico de una edificación; y así, obtener distorsiones máximas, en el rango no lineal, más próximas a la realidad, puesto que éstas se obtienen a partir de un análisis lineal elástico.
2. Se ha demostrado que haciendo un análisis sísmico con la sección no agrietada, los momentos de diseño son mayores a los otros dos casos; y por tanto, se puede tener un diseño conservador pero las distorsiones serán mayores a las calculadas. En este caso, del orden de 25%.
3. Los resultados obtenidos teniendo en cuenta la rigidez efectiva, usando los factores de reducción indicados por Paulay y Priestley (1992), tienen poca variación con respecto a los resultados obtenidos usando el proceso

iterativo propuesto por Priestley (2003). Entonces, se puede decir que existe un balance entre exactitud y simplicidad cuando se usan los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992).

4. Debido a la falta de información específica en la norma sismorresistente con respecto a la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado y por simplicidad, se propone usar los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992), los cuales toman en cuenta la influencia de la carga axial.
5. Para mayores precisiones en el comportamiento de la estructura o para evaluaciones de edificaciones existentes, si podría ser necesario adoptar el análisis propuesto por Priestley (2003).
6. Se debe tener en cuenta que usando sólo la metodología de Priestley (2003) se puede observar que la rigidez efectiva de una viga con cuantía mínima es mucho menor a la obtenida con los factores de reducción propuestos, lo que trae como consecuencia que los periodos reales y las distorsiones máximas reales pueden ser mayores.
7. En los diagramas momento curvatura se ha podido comprobar la hipótesis que la curvatura de fluencia es casi independiente de la resistencia de los elementos y que la rigidez efectiva EI es dependiente de la resistencia.

10. REFERENCIAS

- [1] Code New Zealand Standard (1995) PART 1. The Design of Concrete Structures.
- [2] Crowley, H. (2003). Periods of vibration for displacement-based assessment of RC buildings. Tesis for Master degree in Earthquake Engineering supervised by Dr. Rui Pinho-European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk. P.P. 41-56.
- [3] Chadwell, Ch. UCFiber Programa momento curvatura, Laboratory National of Civil Engineer-The National Science Foundation.
- [4] Elwood, K. J. & Eberhard, M. O. (2006). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns, Research Digest N° 2006-1. Publication of the Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER.
- [5] Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines.
- [6] Norma Peruana Sismorresistente E-030 (2003).
- [7] Park, R. & Paulay, T. (1980), Estructuras de Concreto Reforzado, Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.
- [8] Paulay, T & Priestley M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, USA.P.P 162-164.
- [9] Priestley, M. J. N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The Mallet Milne Lecture. P.P. 9-31.
- [10] Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S – 05), 2005. American Concrete Institute.