VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE

Roberto Aguiar Falconí[1]

RESUMEN: Se presenta una metodología para verificar el desempeño de una estructura ante los cuatro eventos sísmicos que recomienda el Comité VISION 2000, utilizando los subprogramas del sistema de computación CEINCI3. En la metodología se propone encontrar un sistema equivalente de un grado de libertad que tiene la misma rigidez elástica e inelástica y la misma frecuencia, que el modelo bilineal de capacidad resistente de la estructura con múltiples grados de libertad. El análisis sísmico se realiza en el sistema equivalente en donde se encuentra el desplazamiento lateral el mismo que se pasa luego al sistema con múltiples grados de libertad por medio del factor de participación dinámica. Una vez conocido el desplazamiento lateral en el tope de la estructura con múltiples grados de libertad, ante un determinado sismo se encuentran los desplazamientos en cada uno de los pisos y las derivas correspondientes, las mismas que se comparan con los valores límites recomendados por el Comité VISION 2000, en función del uso de la edificación y del sismo de análisis. Por otra parte, se determina la secuencia conque las secciones han sobrepasado el momento de fluencia y la sobrerresistencia de las mismas para cada sismo de análisis. Estos valores se comparan con la sobrerresistencia con respecto al punto de fluencia, para saber cualitativamente el grado de daño.

ANTECEDENTES

En el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército de Ecuador, se ha desarrollado un programa de computación denominado CEINCI3, para verificar el desempeño sísmico de una edificación de hormigón armado. Así como una metodología de cálculo en la cual se determina un sistema equivalente, de un grado de libertad en el que se realiza el análisis sísmico lineal o no lineal (Aguiar 2001a, Aguiar 2001b, Aguiar 2001c).

En la actualidad, es muy común realizar un análisis sísmico empleando espectros inelásticos y utilizando teoría de análisis lineal, de tal forma que existe incongruencia en el procedimiento, puesto que se espera daño en la estructura y se utiliza teoría elástica. El análisis no lineal, realmente no está muy difundido, más se lo realiza a nivel de investigación tal vez por que es difícil el modelaje no lineal de los elementos o tal vez por la gran cantidad de información que se obtiene en los análisis paso a paso. Pero lo cierto es que el análisis no lineal es muy poco utilizado en la práctica.

Un punto intermedio, entre el análisis no lineal y el análisis lineal, constituye el análisis no lineal estático, que cada día se lo utiliza más, ya que de esta manera se tiene una mayor congruencia entre el desempeño esperado y la teoría utilizada. Dentro del análisis no lineal estático, es común emplear la técnica del "Pushover", para determinar la capacidad resistente de una estructura ante sismos. Capacidad resistente que relaciona el cortante basal V, con el desplazamiento lateral máximo en el tope D_t y a partir de esta curva se determina un sistema equivalente de un grado de libertad en el cual se realiza el análisis sísmico (Esteva *et al*. 2001, Esteva 1999, Fajfar y Gaspersic 1996, Rodríguez 1994). Para posteriormente, retornar con la respuesta en términos de desplazamiento a la estructura original y evaluar las distorsiones de piso y el daño en los elementos.

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

La metodología para verificar el desempeño de una estructura de hormigón armado ante un sismo, es la siguiente:

Mediante la técnica del "pushover", se determina la capacidad resistente de la estructura e información básica sobre el comportamiento de la misma, como la secuencia en que las secciones van ingresando al rango no lineal, la

[1] Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Valle de los Chillos, Ecuador. E-mail: raguiar@espe.edu.ec

capacidad de ductilidad de los elementos, la sobrerresistencia de los mismos, los desplazamientos laterales y derivas de piso en cada incremento de carga, etc.

Una vez que se tiene la curva de capacidad resistente, se encuentra un modelo bilineal equivalente, mediante un ajuste por mínimos cuadrados y considerando que el punto de fluencia va a estar cerca del primer punto en el cual una sección superó el momento de fluencia. En este modelo se determina el desplazamiento en el nivel de fluencia D_{ty} , el cortante de fluencia V_y, la rigidez elástica del sistema y la rigidez de post fluencia.

Se determina un sistema equivalente, de un grado de libertad. Este sistema tiene las mismas rigideces, tanto elástica como inelástica del sistema bilineal de múltiples grados de libertad. Además, tiene la misma frecuencia de vibración. Para encontrar el sistema equivalente se considera que la estructura va a responder en el primer modo de vibración. Sean D_t y d, los desplazamientos máximos en el sistema de múltiples grados de libertad y en el sistema equivalente, los mismos que están relacionados de la siguiente manera:

$$D_t = g\ d \tag{1}$$

donde g , es el factor de participación dinámica, el mis mo que se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$g = \frac{f^t\ M\ J}{m_1} \tag{2}$$

$$m_1 = f^t\ M\ f \tag{3}$$

$$k_1 = f^t\ K\ f \tag{4}$$

M, K , son las matrices de masas y rigidez de la estructura con múltiples grados de libertad, J , es un vector unitario para el caso plano y f , es un vector de configuración dominante que se selecciona del análisis con el pushover, el mismo que debe estar en el rango lineal, muy próximo al punto de fluencia del modelo bilineal.

Al considerar que el sistema equivalente tiene la misma rigidez elástica del sistema de múltiples grados de libertad, se debe cumplir:

$$v_y = \frac{V_y}{g} \tag{5}$$

$$d_y = \frac{D_{ty}}{g} \tag{6}$$

Siendo v_y, d_y , el cortante y el desplazamiento a nivel de fluencia en el sistema equivalente. La rigidez k, se obtiene dividiendo estas dos cantidades y es igual a la pendiente del modelo bilineal.

Por otra parte, al igualar las dos frecuencias, de vibración, se obtiene la masa m , del sistema equivalente.

$$\frac{k_1}{m_1} = \frac{k}{m} \tag{7}$$

Una vez que se ha determinado el sistema equivalente de un grado de libertad, se encuentra la respuesta sísmica ya sea utilizando un acelerograma o un espectro inelástico. En el presente artículo se trabaja con un acelerograma y la respuesta no lineal, se encontrará para un modelo bilineal.

En el paso anterior se encuentra el desplazamiento máximo en el sistema equivalente d , el mismo que se pasa a la estructura con múltiples grados de libertad por medio de la ecuación (1). Con este desplazamiento D_t , se determina en el análisis que se realizó en el numeral uno, con la técnica del pushover los desplazamientos laterales de cada piso y las derivas de piso. Se encuentra la deriva máxima de piso y se compara si está dentro de lo permitido por la norma. En el presente artículo se compara con las derivas límites recomendadas por el Comité

VISION 2000. Finalmente, se evalúa la sobrerresistencia de los elementos y en forma cualitativa se determina el daño de los mismos.

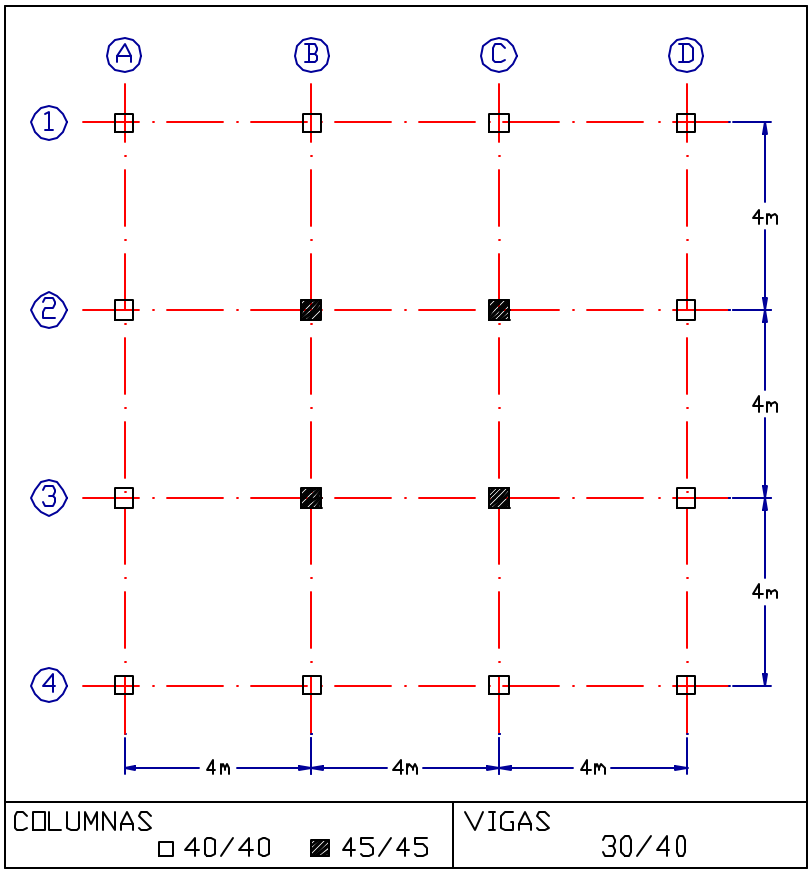

Figura 1: Distribución en planta de una edificación de 4 pisos.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Como aplicación de la metodología indicada, se evalúa el desempeño sísmico que tendrá la estructura de cuatro pisos de la Figura 1, destinada para residencia, ante los cuatro eventos sísmicos recomendados por el Comité VISION 2000. La edificación ha sido diseñada para una carga permanente de 700 Kg/m^2 y para una carga transitoria de 200 kg/m^2.

Se considera un pórtico interior como representativo de la estructura y en la Figura 2, se indica el armado del mismo, se aprecia que las vigas tienen una armadura base compuesta por 2 varillas de 16 mm, en la parte superior e inferior, además tiene un puente de 20 mm, para los dos primeros pisos y de 16 mm para los dos últimos pisos. Las columnas exteriores de son de 40/40 y las interiores de 45/45, las exteriores tienen 8 hierros longitudinales de 16 mm y las interiores 12 de 16 mm. Los estribos de las columnas y vigas son de 10 mm de diámetro y se encuentran espaciadas a 10 cm., en los extremos y 20 cm., en el centro de luz. Las columnas tienen doble refuerzo transversal. El hormigón utilizado tiene una resistencia a la compresión de 21 Mpa y las varillas tienen un límite de fluencia de 420 Mpa.

SISMOS DE ANÁLISIS

En la Tabla 1, se indican los cuatro sismos de análisis recomendados por el Comité VISION 2000. En el presente caso se va a trabajar con el acelerograma indicado en la Figura 3, el mismo que ha sido normalizado a 0.15 g, para el sismo frecuente; a 0.30 g, para el sismo ocasional; a 0.60 g, para el sismo raro y a 0.90 g, para el sismo muy raro. Evidentemente, de estudios de peligrosidad sísmica se obtendrán los cuatro sismos de análisis, pero esto no interesa ilustrar en este artículo.

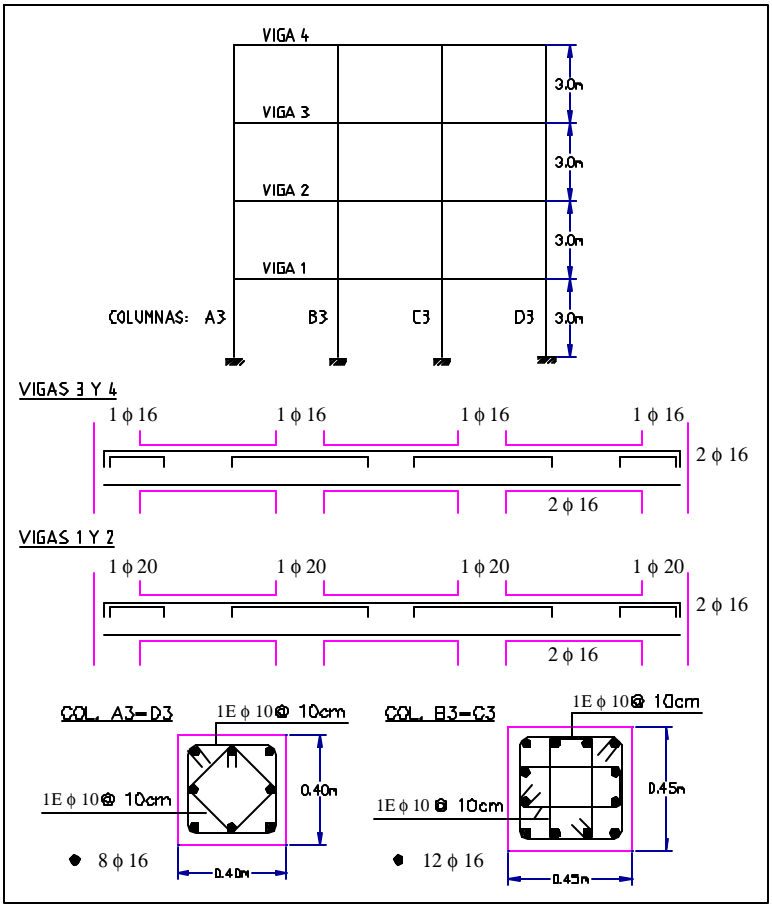

Figura 2: Armadura de un pórtico interior.

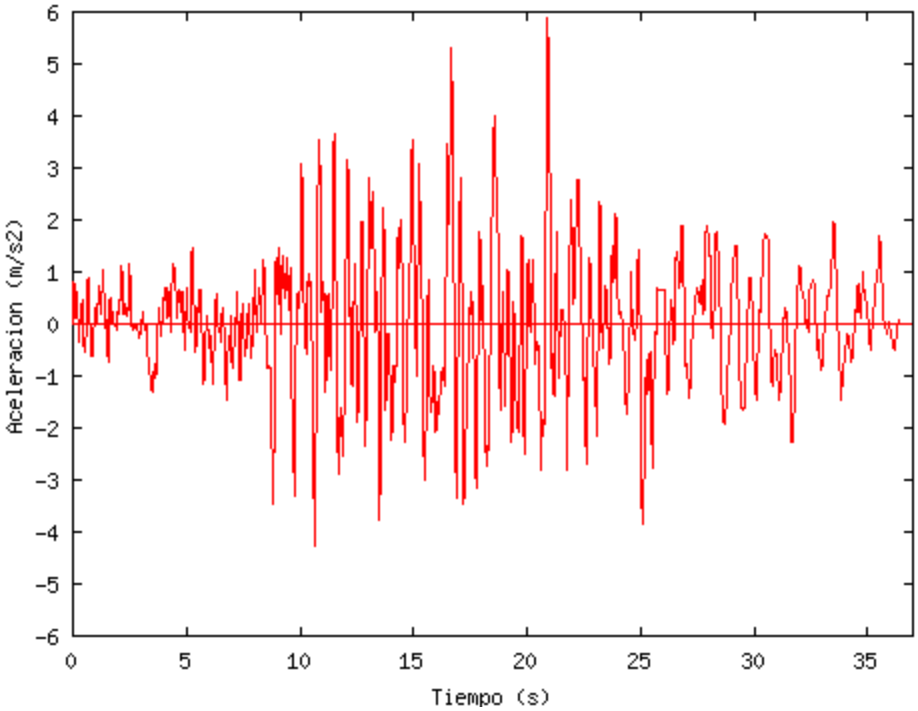

Figura 3: Acelerograma del sismo de análisis, normalizado a 0.6 g, que corresponde al Sismo Raro.

Tabla 1: Parámetros de los sismos de análisis establecidos por el Comité Vision 2000.

SISMO	VIDA ÚTIL	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERÍODO DE RETORNO
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

CAPACIDAD RESISTENTE

En la Figura 4, se indica el área cooperante para la carga vertical, que gravita en el pórtico interior que se va a analizar. Se puede trabajar con una distribución de carga triangular sobre cada elemento pero es más cómodo hacerlo con una carga uniforme distribuida.

Se considera como carga vertical, la permanente más un 25% de la transitoria, esto reporta una carga uniforme distribuida de 2 T/m., igual para todos los pisos y vanos; con estos valores, las masas de piso son iguales y valen 2.45 Ts^2/m.

El programa CEINCI3, está compuesto por varios subprogramas, los mismos que se indican a continuación, conforme se los va utilizando en el ejemplo de aplicación.

Al utilizar el subprograma CAPACIDAD, se obtienen una serie de archivos, con información de la estructura, en cada en cada incremento de carga lateral. Los archivos que se van a utilizar para verificar el desempeño estructural, son:

DERIVA.OUT, Que contiene los desplazamientos laterales de cada uno de los pisos y la deriva de piso asociada, para cada incremento de carga lateral. Con la metodología que se propone se obtiene el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t. Con este valor se ingresa al archivo DERIVA.OUT y se determina el estado de carga en el cual se obtiene el respectivo valor de D_t y las derivas de piso, las mismas que serán comparadas con las máximas propuestas por el Comité VISION 2000 para garantizar un desempeño adecuado para cada uno de los eventos sísmicos.

ROTULAS.OUT.- Una vez que se ha obtenido en que ciclo de carga, se obtiene el máximo desplazamiento lateral, para un sismo dado. Se ingresa al archivo ROTULAS.OUT, para ver que secciones han sobrepasado el momento de fluencia M_y. El archivo reporta en forma secuencial, reporta además el cortante basal, desplazamiento lateral máximo y el período de vibración de la estructura.

Para las secciones que han sobrepasado el momento de fluencia M_y, se puede hacer un estudio más detenido de las mismas, como por ejemplo conocer cual es la capacidad resistente de esas secciones y cual es la demanda sísmica. Esta información se encuentra en los siguientes archivos: MC.OUT y NOMBRE.OUT

MC.OUT.- En este archivo se encuentra, el momento y la curvatura en los puntos A, Y y U. Tanto positiva como negativa. En el caso de las vigas, la convención es positiva si la armadura superior trabaja a tracción y la inferior a compresión, para el caso contrario la convención es negativa.

NOMBRE.OUT.- En este archivo se indica toda la secuencia de cálculo. En efecto, para cada incremento de carga se encuentran los desplazamientos en cada nudo, las fuerzas y cortantes en el nudo inicial y nudo final de cada uno de los elementos. Información con la cual se puede encontrar un índice de daño local en cada elemento.

MODELO.OUT.- El cortante basal V, en Toneladas y el desplazamiento lateral máximo D_t, en metros, es almacenado en este archivo para cada incremento de carga lateral.

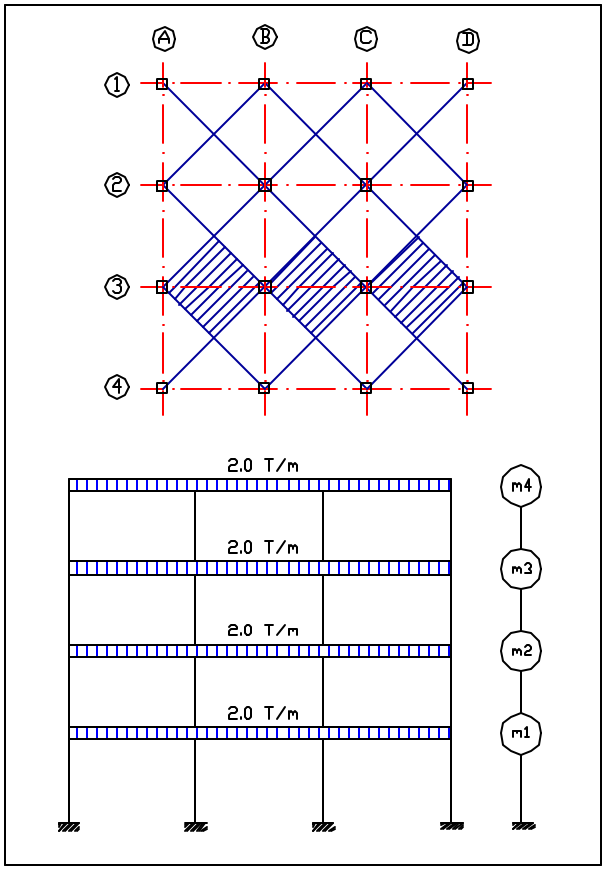

Figura 4: Carga vertical actuante en un pórtico interior.

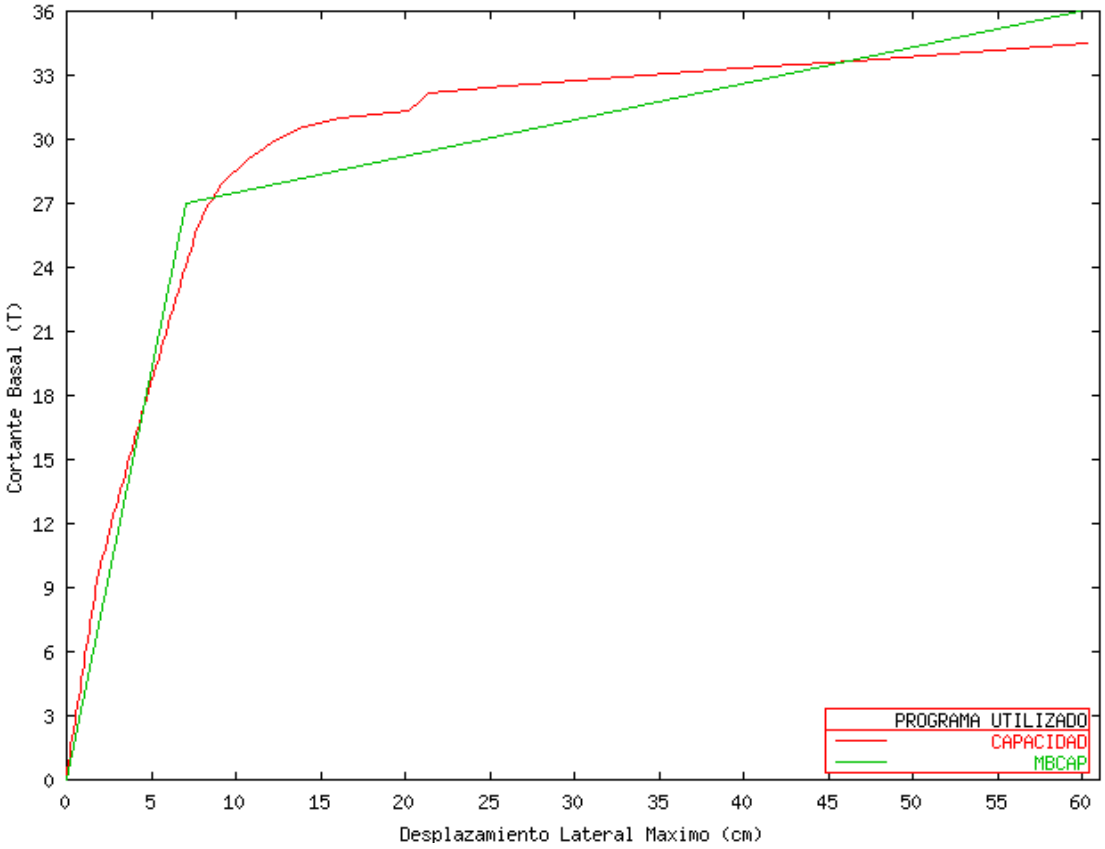

Figura 5: Curva de capacidad obtenida con los subprogramas CAPACIDAD y MBCAP.

MODELO BILINEAL

Una vez que se ha ejecutado el subprograma CAPACIDAD, se ejecuta el subprograma MBCAP, que obtiene el modelo bilineal, que sirve para obtener el modelo equivalente de un grado de libertad, con su respectiva curva de capacidad. En la Figura 5, se indican las respectivas curvas de capacidad del pórtico interior que se está analizando.

El subprograma MBCAP, reporta lo siguiente:

Desplazamiento a nivel de Fluencia $D_{ty} = 7.02$ cm.

Cortante a nivel de Fluencia $V_y = 26.897$ T.

Ecuación de la recta elástica e inelástica.

$$V = 382.988\, D_t$$

$$V = 19.073\, D_t + 25.557$$

PORTICO EQUIVALENTE

Al ejecutar el subprograma SDOF, versión 2.0, se encuentra el sistema equivalente de un grado de libertad. En la versión 2.0 se considera que el sistema MDOF y SDOF tienen la rigidez y frecuencia de vibración, igual. Los resultados que reporta el programa, son:

Masa del sistema $m = 1.7316$ T s^2/m.

Rigidez del sistema $k = 382.9882$ T/m.

Desplazamiento a nivel de fluencia $d_y = 5.43$ cm.

Cortante a nivel de fluencia $v_y = 20.80$ T.

Factor de participación dinámica $g = 1.2927$

Rigidez post fluencia 19.073 T/m.

La rigidez post fluencia 19.073 T/m, es aproximadamente el 5% de la rigidez elástica inicial. En la Figura 6, se presentan las curvas de capacidad resistente de los modelos MDOF y SDOF. Nótese que los dos modelos tienen las mismas rigideces, tanto para el rango elástico como para el rango inelástico.

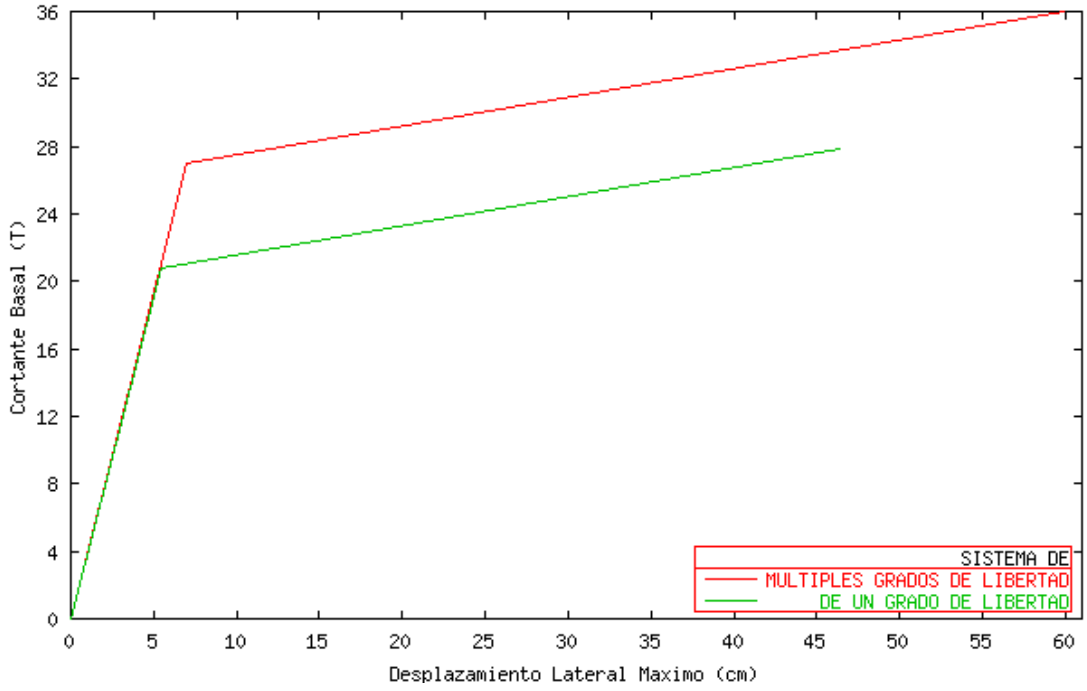

Figura 6: Modelos bilineales de los sistemas MDOF y SDOF.

ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico se lo realiza en el sistema equivalente de un grado de libertad utilizando el subprograma NOLIN, con los datos indicados en el apartado anterior. Lo que interesa es el desplazamiento lateral máximo d, el mismo que reporta el subprograma por pantalla. Para encontrar el desplazamiento lateral máximo en el edificio se multiplica este valor por el factor g. En la Tabla 2, se indican los valores encontrados para los diferentes sismos de análisis.

En la Figura 7, se muestra la respuesta en el tiempo del sistema de un grado de libertad equivalente, ante el sismo normalizado a 0.9 g, que corresponde al *sismo muy raro*. Se destaca que al subprograma NOLIN, se le debe indicar la capacidad resistente del sistema equivalente. Es decir, el valor de v_y, así como el porcentaje de la rigidez post fluencia, con relación a la rigidez inicial.

Tabla 2: Desplazamientos laterales máximos en sistemas SDOF y MDOF.

SISMO DE ANÁLISIS	DESPLAZAMIENTO d	DESPLAZAMIENTO D_t
Frecuente	1.69 cm.	2.18 cm.
Ocasional	3.38 cm.	4.37 cm.
Raro	6.76 cm.	8.74 cm.
Muy raro	10.13 cm.	13.10 cm.

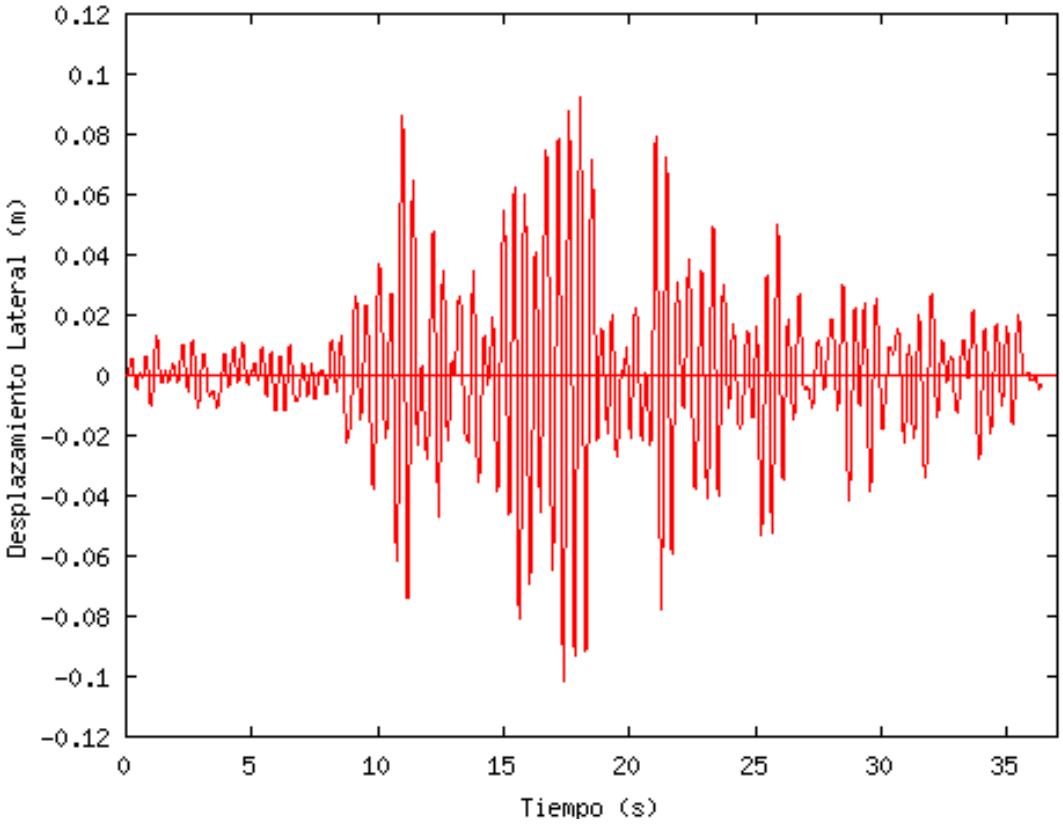

Figura 7: Respuesta en el tiempo del sistema equivalente, ante el sismo muy raro.

Con los desplazamientos laterales máximos obtenidos en la estructura de cuatro pisos, D_t, se ingresa al archivo DERIVA.OUT y se encuentra los desplazamientos laterales en cada uno de los pisos y las

correspondientes derivas de piso. En la Tabla 3, se indican los resultados encontrados y en la Figura 8 se presentan los desplazamientos encontrados para cada uno de los sismos de análisis. Se destaca que los valores máximos en el cuarto piso se obtienen del análisis con el pushover y son los más cercanos posibles a los indicados en la Tabla 2 y que se obtienen del análisis sísmico.

Tabla 3: Desplazamientos y derivas de piso, obtenidas para cada uno de los sismos de análisis.

Piso	Sismo Frecuente		Sismo Ocasional		Sismo Raro		Sismo muy Raro	
	D_t (cm)	Deriva (%)	D_t (cm)	Deriva (%)	D_t (cm)	Deriva (%)	D_t (cm)	Deriva (%)
1	0.381	0.127	0.900	0.302	1.889	0.630	3.353	1.118
2	1.051	0.223	2.298	0.464	4.840	0.984	7.694	1.447
3	1.682	0.210	3.521	0.407	7.136	0.765	10.795	1.034
4	2.149	0.156	4.415	0.298	8.834	0.566	13.019	0.741

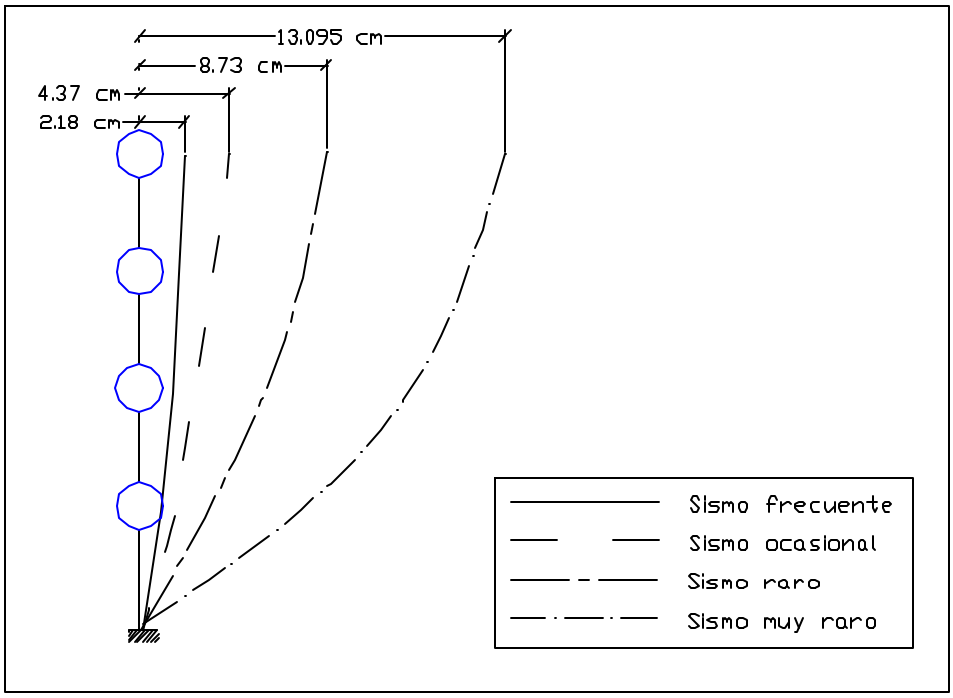

Figura 8: Desplazamientos laterales a nivel de piso, para los diferentes sismos de análisis.

DESEMPEÑO ESPERADO

En la Tabla 4, se presenta el desempeño esperado en la edificación en función del uso de la misma, de acuerdo a lo recomendado por el Comité VISION 2000. La estructura de análisis está destinada a residencia en consecuencia se trata de una …Edificación Básica...

Tabla 4: Sismos de análisis y desempeño esperado en las edificaciones.

Sismo de análisis	Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente	♦			
Ocasional	•	♦		
Raro	❖	•	♦	
Muy Raro		❖	•	♦

- ♦ Edificaciones básicas, como residencias y oficinas.
- • Edificaciones esenciales como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.

❖ Edificaciones de seguridad crítica.

Para una …Edificación Básica…, para el sismo frecuente el desempeño esperado se denomina Operacional y la deriva máxima permitida está alrededor del 0.2%, como se aprecia en la Tabla 5. Para el sismo Ocasional, el desempeño esperado se denomina Inmediatamente Ocupacional y la deriva máxima permitida está alrededor del 0.5%. Para el sismo Raro el desempeño esperado se denomina Seguridad de Vida y la deriva máxima está alrededor del 1.5%. Finalmente, para el sismo Muy Raro el desempeño esperado se llama Prevención del Colapso y la deriva máxima permitida está alrededor del 2.5%.

Tabla 5: Distorsiones de Piso máximas referenciales, recomendadas por el Comité VISION 2000.

Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Colapso
< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-	> 2.5% +/-

En la Tabla 3, se aprecia que las derivas máximas de piso para los diferentes sismos, son: 0.223% para el frecuente; 0.464% para el ocasional; 0.984% para el raro y 1.447 % para el muy raro. Estos valores deben compararse con los recomendados por el Comité VISION 2000, los mismos que se indican en la Tabla 5. De la comparación se desprende que para los sismos frecuente y ocasional, las derivas máximas de piso encontradas, están dentro del margen recomendado por el Comité VISION 2000. Para los sismos raro y muy raro, parece que la estructura está sobredimensionada. Para tener una afirmación categórica es necesario analizar la sobrerresistencia que tienen las secciones afectadas.

SECCIONES CON DAÑO

Para los sismos frecuente y ocasional, la estructura trabaja en el rango elástico. En consecuencia no sufre daño. En cambio para los sismos raro y muy raro, la estructura ingresa al rango inelástico y presenta daño. Para encontrar las zonas afectadas con los desplazamientos laterales máximos encontrados se ingresa al archivo ROTULAS.OUT y se observa la secuencia en que las secciones han sobrepasado el momento de fluencia.

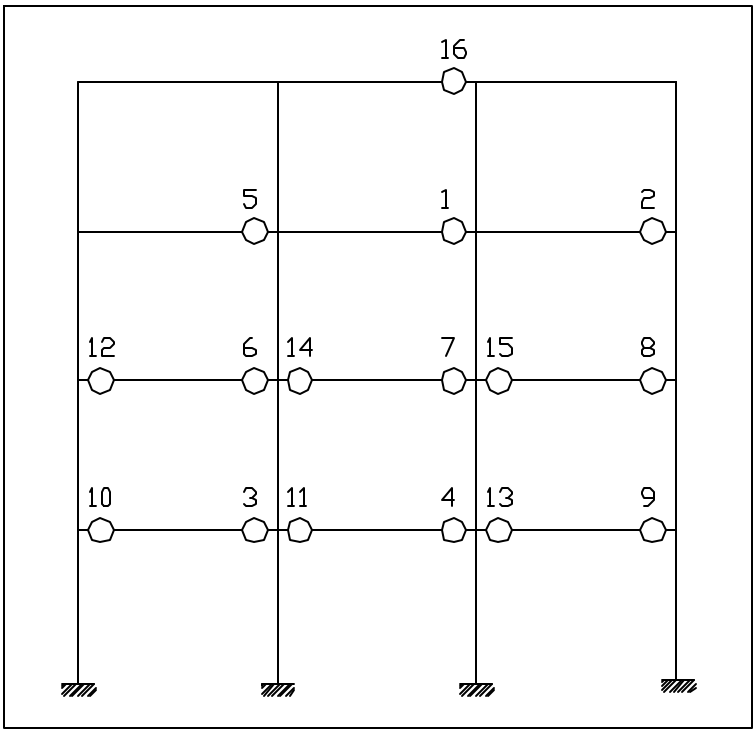

Figura 9: Secciones que han sobrepasado el momento de fluencia, con el Sismo Raro.

En la Figura 9, se aprecia la secuencia de daño de la estructura para el Sismo Raro. Únicamente las vigas se han visto afectadas; el daño se ha iniciado en las vigas del tercer piso. Se destaca que las secciones afectadas

todavía están en capacidad de soportar momentos, toda vez que el momento actuante es menor que el momento asociado a la máxima deformación del hormigón, es menor a M_u. En consecuencia, lo que se presenta en las Figuras 9 y 10 …no son rótulas plásticas…, debido a que las secciones son capaces de resistir más momento a flexión. En la Figura 10, se indica el comportamiento esperado de la estructura con el Sismo Muy Raro.

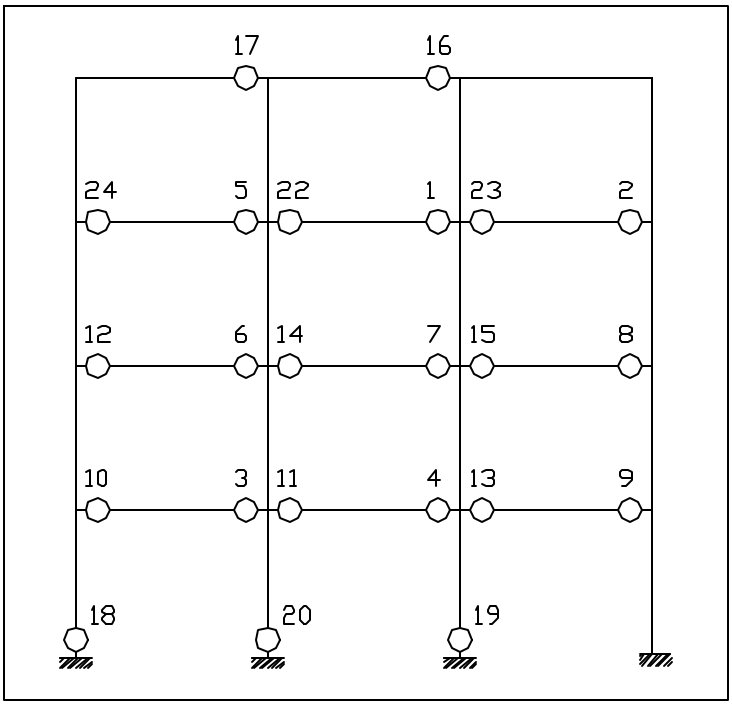

Figura 10: Secciones que han sobrepasado el momento de fluencia, con el Sismo Muy Raro.

Para el caso del sismo muy raro, el nudo inicial de las columnas de planta baja ingresa al rango no lineal. En la Figura 10, se aprecia que 3 de las 4 columnas se ven afectadas, sin embargo, se dice que todas las columnas de la planta baja, en el nudo inicial, ingresan al rango no lineal. Esto es debido a que cuando se realice el análisis sísmico en el otro sentido las columnas de la derecha sufrirán daño. En este contexto es importante destacar que el análisis con el pushover se debe realizar en los dos sentidos, con las fuerzas actuando de izquierda a derecha y viceversa. En la estructura de análisis solo se ha realizado el primer caso debido a que la estructura es simétrica y la armadura es también simétrica.

ANÁLISIS DEL DAÑO

En la Figura 11, se indica la sobrerresistencia de las secciones de los elementos, cuyo momento superó el momento de fluencia. Para el efecto, se dividió la capacidad de momento M_u para el momento actuante en el ciclo de carga en que el desplazamiento lateral es 8.83 cm. La capacidad de momento se obtiene del archivo MC.OUT y el momento actuante en el archivo NOMBRE.OUT .El usuario al archivo de resultados le dará un nombre arbitrario.

La …sobrerresistencia de los elementos con respecto al momento actuante… debe ser comparada con la …sobrerresistencia de los elementos con respecto al momento de fluencia… para sacar conclusiones con respecto al grado de daño de la estructura. En vigas, la relación momento curvatura, con la cual se obtiene la sobrerresistencia con respecto al punto de fluencia, no depende de la carga axial. Luego se puede encontrar este valor en cualquier instante de carga pero en columnas la relación momento curvatura si depende de la carga axial, debiendo encontrarse el valor para el ciclo de carga específico.

En la Figura 12, se indica la sobrerresistencia con respecto al momento actuante, para los elementos que superaron el momento de fluencia M_y, para el sismo muy raro y en la Figura 13, se muestra la sobrerresistencia con respecto al momento de fluencia para el ciclo de carga en que el desplazamiento lateral máximo en el tope es 13.019 cm.

Al analizar las Figuras 7.11 y 7.12, con la Figura 7.13, se aprecia que si bien es cierto las secciones van a sufrir daño con los sismos raro y muy raro, no es menos cierto que todavía tienen un gran factor de seguridad antes de que se forme una rótula plástica.

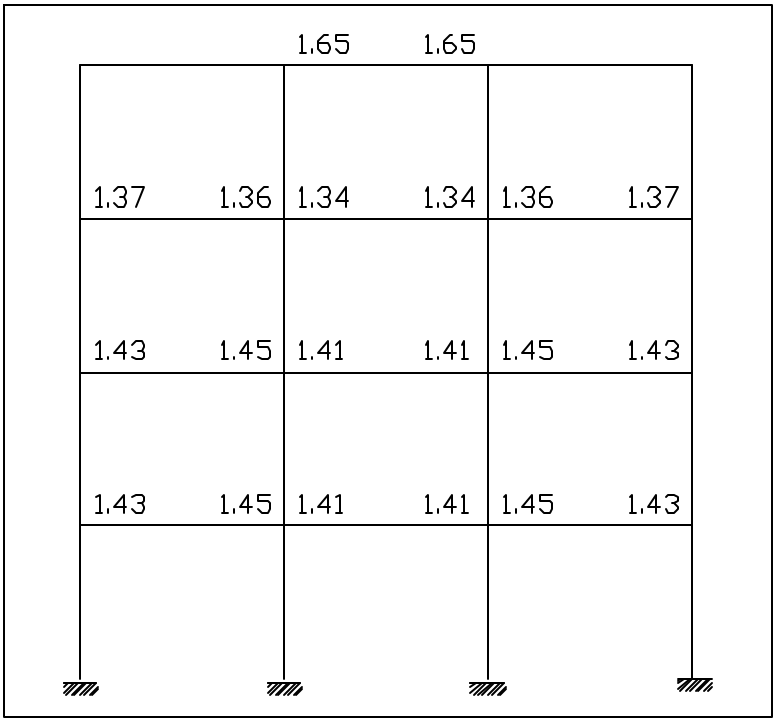

Figura 11: Sobrerresistencia de los elementos que han superado el momento de fluencia para el Sismo Raro.

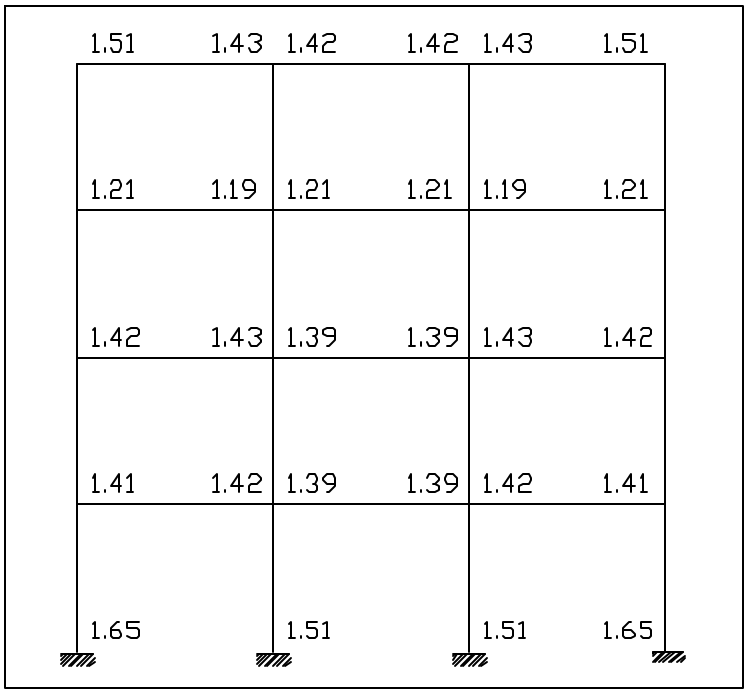

Figura 12: Sobrerresistencia de los elementos que han superado el momento de fluencia para el Sismo Muy Raro.

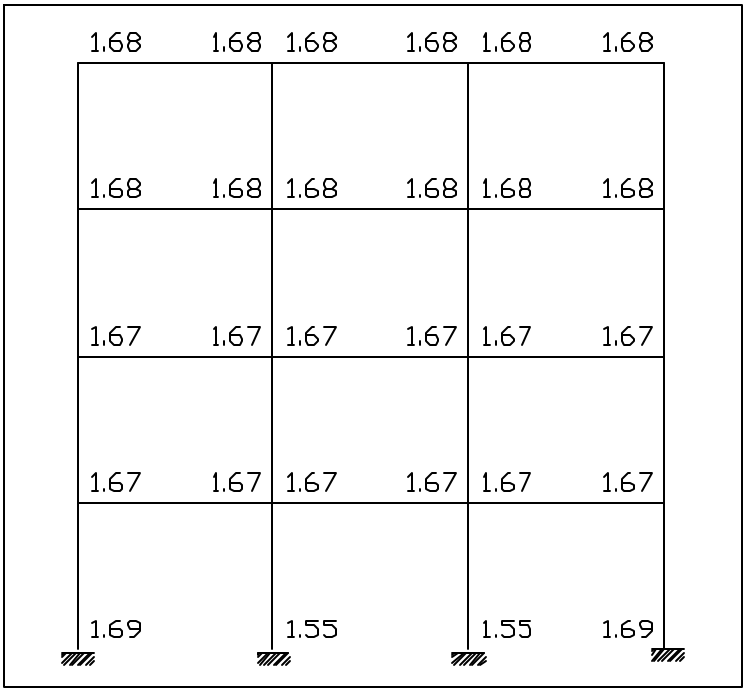

Figura 13: Sobrerresistencia de los elementos con relación al momento de fluencia.

Basándose en los análisis realizados se puede pensar en disminuir las secciones transversales de los elementos pero es importante señalar que para el sismo frecuente, la deriva máxima obtenida de 0.223%, está sobre lo recomendado por el Comité VISION 2000, que es de 0.20%. Además, se debe ver el comportamiento ante otros eventos sísmicos antes de tomar la decisión de disminuir las secciones de los elementos.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una metodología para verificar el desempeño de una edificación ante los cuatro sismos de análisis recomendados por el Comité VISION 2000. De igual manera se ha ilustrado el uso y aprovechamiento de los diferentes archivos que se generan en el sistema de computación CEINCI3.

El control de la deriva de piso es una variable fundamental para verificar el desempeño sísmico de una edificación. Sin embargo, es importante conocer la secuencia con que los elementos van ingresando al rango no lineal y la sobrerresistencia que ellos tienen para conocer en forma cualitativa el grado de daño de la edificación.

REFERENCIAS

Aguiar R. (2001a). "Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico. Programa de ordenador CEINCI3", *Centro Internacional de Métodos Numéricos*, CIMNE IS-45, Barcelona, pp. 107.

Aguiar R. (2001b). "Introducción al análisis sísmico basado en el desempeño estructural", *Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, Caracas, pp. 89.

Aguiar R. (2001). "CEINCI3: Un software para evaluar daño y desempeño sísmico", *Memorias del XIV Curso Internacional de Estructuras, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército*. Valle de los Chillos, Ecuador, pp. 120.

Esteva L. (1999). "Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, México, pp. 28.

Esteva L., *et al*. (2001). "Criterios y procedimientos para diseño sísmico basado en metas de confiabilidad y desempeño", *Informe del Proyecto 31181 U. CONACYT*, México, pp. 68.

Fajfar P. y Gaspersic P. (1996). "The N2 Method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 31-46.

Rodriguez M. (1994). "A Measure of the capacity of earthquake ground motions to damage structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 627-643.

SEAOC, (1995). "Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", *Structural Engineers Association of California*, Volume I, Sacramento, California.