

## Fiabilidad del Modelamiento Sísmico, en el Rango No Lineal, en Función de la Longitud de las Zonas Plásticas Asumidas Para Vigas

Celi C.\*; Arellano B.\*

\*Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador  
e-mail: carlos.celi@est.epn.edu.ec; roarebue@andinanet.net

**Resumen:** Este artículo, presenta los resultados del análisis matemático de un pórtico de 4 vanos y 5 pisos, sometido a una carga monótonica, con una distribución de fuerzas laterales que corresponden a una combinación del primero y segundo modo de vibración de la estructura; dichas fuerzas se aplican en ciclos únicamente de carga de forma incremental, hasta alcanzar un desplazamiento de control asumido, es decir se realiza un Análisis Estático No Lineal (NSP), se proveen mecanismos de disipación de energía, en función de tres distintas longitudes de zonas plásticas para las vigas del pórtico y una única longitud de zonas plásticas para todas las columnas.

Se realizaron 200 combinaciones de estos probables mecanismos de rotulación, comparando los resultados entre sí, con el empleo de programas computacionales como son Sap2000 y Matlab.

El presente artículo, representa la primera parte de una investigación denominada Análisis Paramétrico de Fiabilidad del Modelamiento Sísmico en el Rango No Lineal, en Función del Tipo de Modelamiento Empleado, en el cual se intenta identificar la eficiencia de dos diferentes procesos matemáticos, de simulación del mecanismo de disipación de energía como son, el Método de las Fibras y el Método de Zonas Plásticas Asumidas.

**Palabras clave:** Monotónica, Zona Plástica, Análisis Estático No Lineal, Disipación de Energía.

**Abstract:** This article presents the results of mathematical analysis of one frame of four bays and five stories, subjected to monotonic loading, with lateral forces distribution corresponding to a combination of the first and second mode of vibration of the structure; these forces are applied in cycles of only incrementally load up to reach a displacement assumed control, ie, will conduct a Nonlinear Static Analysis (NSP), will be provide energy dissipation mechanisms, based on three different lengths of plastic zones for frame beams, and a single plastic zone length for all columns.

We performed 200 combinations of these potential mechanisms, comparing the results among themselves, using computer programs such as Sap2000 and Matlab.

This paper represents the first part of a research called Parametric Reliability Analysis of Seismic Modeling the Nonlinear Range in Function Modeling Type Used, in which you try clarified the efficiency of two different processes of mathematical simulation, for energy dissipation mechanism such as the method of Fibres and Plastic Zone Assumed Method.

**Keywords:** Monotonic, Plastic Zone, Nonlinear Static Analysis, Energy Dissipation.

### 1. INTRODUCCIÓN

El procedimiento de mayor aceptación en nuestro medio, es realizar un análisis lineal, para una estructura sometida a una distribución de fuerzas laterales, que provienen de un Análisis Estático o Dinámico, para finalmente comprobar entre otros parámetros, el cumplimiento de una deriva máxima permitida, que es función del Factor R (Factor de Reducción de Resistencia Sísmica), que a su vez está en función de la

ductilidad del sistema Estructural, es decir se obtiene un desplazamiento relativo inelástico.

Este tipo de procedimiento, aunque de buenos resultados, presenta limitaciones al preveer si la estructura controlada por ese desplazamiento inelástico, se encuentra en capacidad de resistir mayores deformaciones dentro de ciertos parámetros de seguridad, puesto que las fuerzas para las cuales se controló el desplazamiento inelástico relativo, no necesariamente son las fuerzas laterales que pueden presentarse durante la vida útil de la estructura.

Se compensa esta deficiencia realizando cálculos adicionales como son el diseño de la conexión viga – columna, que

supone diseñar un nudo fuerte que soporte las acciones del evento sísmico que supere al sismo de diseño; esto supone diseñar las conexiones para una combinación extrema de carga lateral; es por esta razón que el Diseño por Desempeño, provee una buena alternativa, asumiendo niveles de daño que se aceptan para una amplia variación de una carga lateral incremental.

Para realizar este tipo de control, se empleó un Análisis Estático No Lineal (NSP), un paso intermedio entre el análisis lineal elástico y el análisis no lineal dinámico [6]. Dentro del Análisis No lineal Estático, la técnica de Push Over es la más empleada, para determinar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante  $V$  con el desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura ( $D_t$ ).

La relación carga-deformación deberá seguir lo dispuesto en 6.4.1.2 del documento FEMA-356 [6]; dicho numeral, presenta el **Procedimiento No Lineal**, que en su parte pertinente dice: cuando se emplee un procedimiento no lineal para determinar las acciones en una estructura, la componente de respuesta de carga-deformación deberá ser representada por una relación no lineal de carga-deformación, pero se permitirá una relación lineal cuando la componente no ocurra donde se dé una respuesta no lineal [6].

EL procedimiento Estático No Lineal (NSP), usa generalmente la relación carga-deformación como se muestra en la Fig. 1; también se permiten otras curvas que definan el comportamiento de la estructura bajo cargas monotónicas.

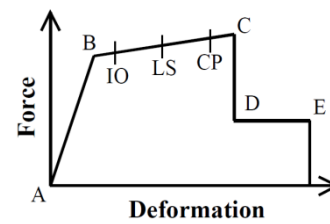
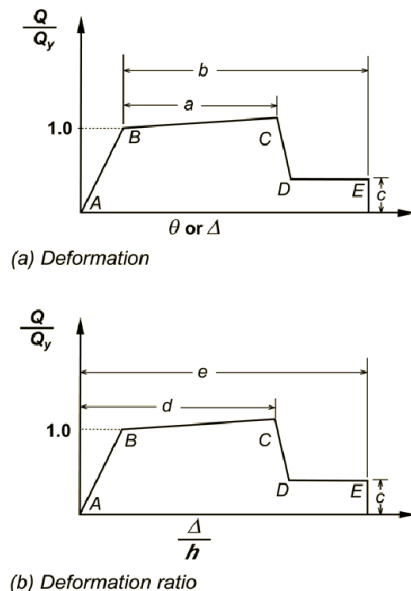


Figura1. Generalización de la relación fuerza-deformación para elementos de concreto. [6]

La Fig. 1, describe una relación lineal desde A (componente sin carga) a un rendimiento efectivo B, luego una reducción de rigidez lineal entre el punto B y C, seguida de una repentina reducción de resistencia a la carga lateral en el punto D, continuando hasta una reducida resistencia lateral en el punto E y una pérdida total de resistencia a partir de entonces [6].

Los puntos IO,LS,CP son usados como criterios aceptables de formación de rótulas plásticas, donde :

LS: Life Safety (seguridad para la vida)

CP: Collapse Prevention (prevención de colapso)

IO: Stand for Immediate Occupancy (de inmediata ocupación)

## 2. DESCRIPCIÓN Y PROCEDIMIENTO

Se procede con el análisis y diseño de un pórtico, obedeciendo a un procedimiento lineal, la configuración de la estructura como se muestra en la Fig. 2, que estará sometida a las cargas de servicio de la Tabla 1. Para determinar la distribución de cargas laterales que actúan en la estructura, se realizó un análisis Estático y Dinámico, descrito en CPE INEN 5:2001 [5] mediante programación en Matlab.

El Análisis Dinámico es el que presenta mayores fuerzas laterales hacia la estructura una vez realizada la superposición modal.

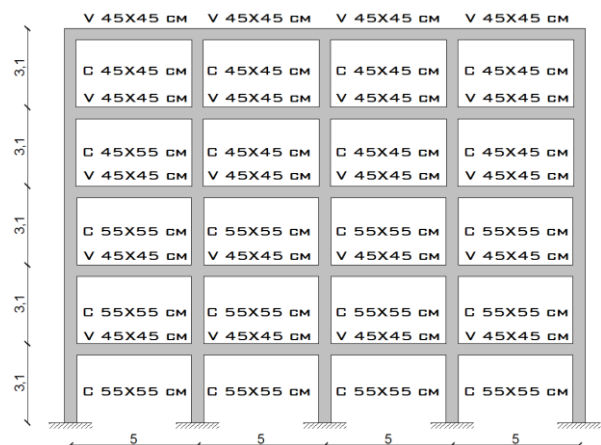


Figura 2. Geometría y Secciones

Los criterios empleados en el Análisis Estático y Dinámico, y los resultados de fuerzas laterales se presentan en la Tabla 1.

La referencia [2] se empleó para el diseño del pórtico, cuyas combinaciones de carga son de concordancia con el análisis proveniente de CPE INEN 5:2001 [5].

Tabla 1. Cargas empleadas y propiedades del hormigón.

Nivel	Carga por ml			Fuerza Lateral
	WD (Ton/ml)	WL (Ton/ml)	WP (Ton/ml)	F (Ton)
3.10	0.333	0.333	0.939	19.734
6.20	0.333	0.333	0.939	34.615
9.30	0.333	0.333	0.897	40.698
12.40	0.333	0.333	0.861	47.997
15.50	0.083	0.333	0.799	49.065

E = 200000 kg/cm<sup>2</sup>  
 fc = 210 kg/cm<sup>2</sup>

<b>R:</b>	<b>10.00</b>
<b>Z:</b>	<b>0.40</b>
<b>I:</b>	<b>1.00</b>
<b>g:</b>	<b>980.00</b>
<b>ΦEx :</b>	<b>0.90</b>
<b>ΦEy :</b>	<b>0.90</b>
<b>ΦP :</b>	<b>1.00</b>
<b>S :</b>	<b>1.20</b>

El pórtico a analizar posee 90 probables mecanismos de formación de rótulas plásticas, que corresponden a los 2 extremos de cada una de las vigas y en cabeza y pie de cada una de las columnas que conforman el pórtico; con este precedente se decidió emplear 3 tipos diferentes de longitudes de zonas plásticas asumidas, estos son, 0 %, 2.5 % y 5 %; se realizaron 200 modelos basados en las distintas combinaciones de los tres parámetros antes mencionados; en la Fig. 3. se muestran 2 de las 200 combinaciones empleadas.

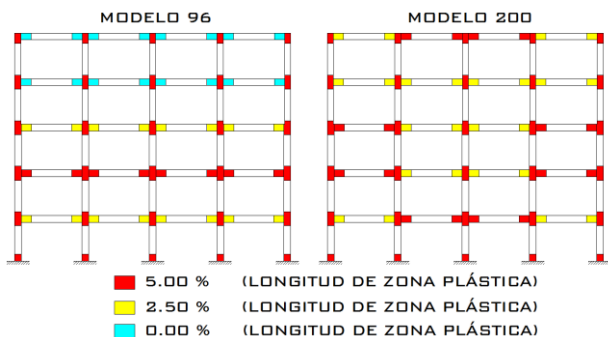


Figura 3. Distribución de Zonas Plásticas, Modelos 96 y 200.

Antes de realizar el Análisis Estático No Lineal (NSP), empleando el programa Sap 2000, se realizó una comprobación manual, en base al ATC 40 [4]; se describe un

procedimiento simplificado para la obtención de la curva de capacidad:

1. Aplicar una carga concentrada horizontal en el tope de la estructura
2. Aplicar fuerzas laterales en cada piso de acuerdo a CPE INEN 5:2001[5], sin considerar la fuerza concentrada F1 del tope de la estructura

$$F_x = \left[ \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} \right] * V \quad (1)$$

Wi = peso del piso “i”

hi = altura del piso “i”

V = cortante basal

3. Aplicar las fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de los pisos y el primer modo de vibración del modelo de la estructura elástica.

$$F_x = \left[ \frac{W_i * \phi_i}{\sum W_i * \phi_i} \right] * V \quad (2)$$

Wi = peso del piso “i”

Phi = primer modo de vibración del piso “i”

V = cortante basal

4. Se procederá igual que en el paso 3 hasta alcanzar la primera fluencia, luego para cada incremento que sobrepase dicha primera fluencia, se deberán ajustar las fuerzas de manera consistente con el cambio en la forma de la deflexión.
5. Similar a los pasos 3 y 4, se incluirán los efectos de los modos superiores de vibración en la determinación de la fluencia de los elementos individuales de la estructura, mientras se plotea la curva de capacidad del edificio en términos de las fuerzas laterales del primer modo de vibración y los desplazamientos que produzca.
6. Plotear el cortante en la base y el desplazamiento en el tope.
7. Realizar un modelo usando una cantidad muy pequeña de rigidez en los elementos que se espera que fluyan primero.
8. Aplicar un nuevo incremento de cargas laterales a la estructura modelada anteriormente.
9. Añadir el nuevo incremento de cargas laterales que produce el desplazamiento del tope, al sub total previo para obtener el cortante total en la base y el desplazamiento total del tope.
10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcance su límite último, como es: inestabilidad por efectos P-Δ (considerables distorsiones más allá del desempeño esperado).

Cuando se alcanza el nivel de deformación lateral se produce una pérdida en la capacidad de soportar las cargas gravitacionales como se muestra en la Fig. 4.

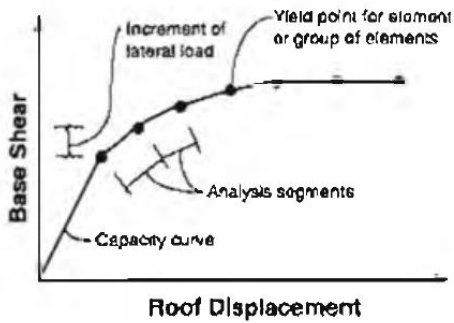


Figura 4. Curva de Capacidad. [4]

11. El modelo explícito de la degradación global de la resistencia, se da cuando la carga incremental se detiene en el paso 10 descrito anteriormente, como resultado de alcanzar un nivel de deformación lateral total o significativa, en el que los elementos (o grupo de elementos) no puedan resistir más carga. Esto es cuando la resistencia que pueden absorber los elementos estructurales se ha degradado significativamente, y la rigidez ha sido reducida o eliminada.

Deberá realizarse una nueva curva empezando desde el paso 3, y crear tantas curvas pushover como sean necesarias para adecuadamente describir la pérdida total de resistencia de la estructura.

Finalmente se trazará una curva que inicia por el trazado de la primera curva, luego se realiza una transición a la segunda curva, correspondiente al desplazamiento donde ocurrió la primera degradación significativa de la resistencia, y así para los demás puntos de degradación.

Esta curva toma una forma **sawtooth** (cierra dentada), como se aprecia en la Fig. 5.

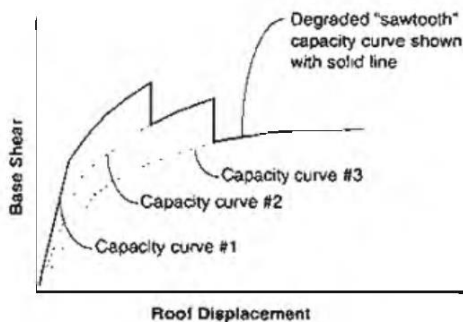


Figura 5. Curva de Capacidad, con el modelo de Degradación Global. [4]

Se procede a realizar la curva de capacidad empleando programación en Matlab, siguiendo los pasos anteriormente mencionados, con base en los procesos de cálculo presentes en FEMA 273 [7], ATC40[4] y ASPD [3], para lo cual previamente se debe establecer la degradación de la inercia

de los elementos estructurales, a través de un diagrama de momento-curvatura [3].

Para el modelo de hormigón se emplea el Modelo de PAPOVIC [10], en el cual se asume un valor de  $k = 1.2$  (factor que considera el refuerzo de confinamiento del elemento estructural), el valor de  $k$  se obtuvo realizando el proceso descrito en MANDER [8].

La curva del modelo de hormigón calculado para el presente artículo se observa en la Fig. 6. Como se trata de una comprobación de los resultados que se realiza en Sap 2000, para la programación en Matlab, no se considera el aporte de adherencia ni cortante, además de que la estructura será representada como un péndulo invertido con masas concentradas en cada uno de sus pisos.

El momento-curvatura se realizará de una columna intermedia del pórtico a analizar, empleando el Método de Dovelas [3] para la primera parte de la gráfica ( $M-\phi$ ), y el cálculo convencional de momento Curvatura [8] para el resto de la gráfica ( $M-\phi$ ); además se realiza el arreglo bi-lineal que iguale el área debajo de la curva del diagrama momento-curvatura ( $M-\phi$ ) y cumpla con la condición que la gráfica real y la curva idealizada se intercepten en el 75% del momento de fluencia según las recomendaciones de Paulay y Priestley [9], como se muestra en la Fig. 7.

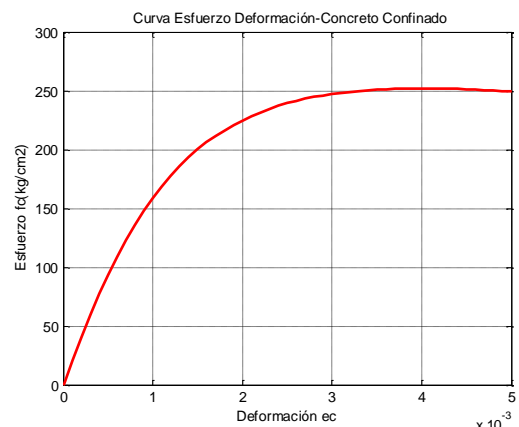


Figura 6. Curva Esfuerzo Deformación, Concreto - Confinado, [9]

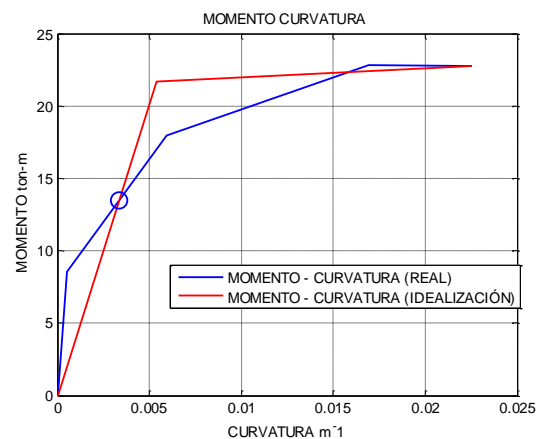


Figura 7. Momento-Curvatura ( $M-\phi$ ), Columna Central

Como se mencionó, a partir del diagrama momento – curvatura (M-φ) se obtiene la degradación de la inercia del elemento, ya que el módulo de rigidez (EI) es igual al momento aplicado dividido para la curvatura en ese punto. Para el presente artículo se considera que el módulo de elasticidad es constante, con el fin de simplificar el cálculo de la degradación del módulo de rigidez.

Se emplean secantes para el cálculo de la degradación, tomando en consideración que todas las secantes tienen como origen el inicio del diagrama momento – curvatura, y no se toma en consideración un desplazamiento plástico irre recuperable [8], para el inicio de la próxima secante, con el fin de simplificar el cálculo.

$$E * I_{ef} = \left[ \frac{M}{\phi} \right] \quad (3)$$

$$I_{cr} = \left[ \frac{E * I_{ef}}{E * I_g} \right] \quad (4)$$

Φ = curvatura

I<sub>ef</sub> = inercia efectiva de la sección

I<sub>g</sub> = inercia gruesa de la sección

I<sub>cr</sub> = relación de inercias

En la Fig. 8, representa la degradación de la inercia del elemento en función del momento aplicado.

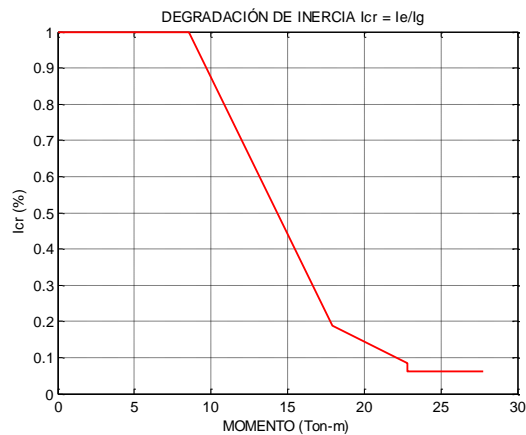


Figura 8. Degradación de Inercia, Columna central

Con fin ilustrativo se calculó la degradación del módulo de elasticidad, Fig. 9, a partir de la curva esfuerzo-deformación, previamente calculada, observándose que para el rango de variación de las deformaciones del hormigón, el módulo de elasticidad no varía significativamente.

Se realiza un cálculo manual lineal, para obtener los desplazamientos en el tope de la estructura, usando el modelo de péndulo invertido antes mencionado sometido a cargas transversales, con incrementos de carga de 0.50 t, obteniendo una curva de capacidad lineal.

Se observan las acciones (momentos) correspondientes a cada ciclo de carga, y se los correlaciona con la Fig. 8, la cual presenta la degradación de la inercia en función del momento aplicado, de tal manera de realizar un cálculo interactivo,

agrietando cada vez más las secciones en función del momento resultante. Una vez realizadas las interacciones, se obtiene una curva de capacidad en función del incremento de las fuerzas laterales, obtenidas de la superposición modal del primero y segundo modo de vibración de la estructura.

Para simplificar el cálculo de la curva de capacidad, se realiza una bilinealización, para lo cual es mandatorio obtener la rigidez antes de la primera fluencia, y la rigidez post-fluencia, para lo cual la Referencia [7], presenta algunos criterios de cálculo; en la presente investigación se determinó:

$K_e = 115 \text{ ton}$  (rigidez equivalente antes de la primera fluencia)

$K_p = 4.6 \text{ ton}$  (rigidez post-fluencia)

Donde, **K<sub>e</sub>** es la rigidez secante con origen en el centro de coordenadas de la curva de capacidad hasta la primera fluencia, y **K<sub>p</sub>** es la pendiente entre la primera fluencia y el punto de colapso teórico de la curva de capacidad.

El colapso teórico se considera cuando el desplazamiento lateral en el tope es 5% de la altura del edificio, según ASDP [3].

Una vez establecidos  $K_e$ ,  $K_p$ , y por tanto los desplazamientos correspondientes a ellos, se calcula la curva de capacidad bilinealizada según las ecuaciones presentes en ASDP [3], a partir de las matrices de compatibilidad, vector de cargas, cortante basal, entre otros parámetros propios de la estructura a analizar, obteniendo la curva de capacidad que se muestra en la Fig.10.

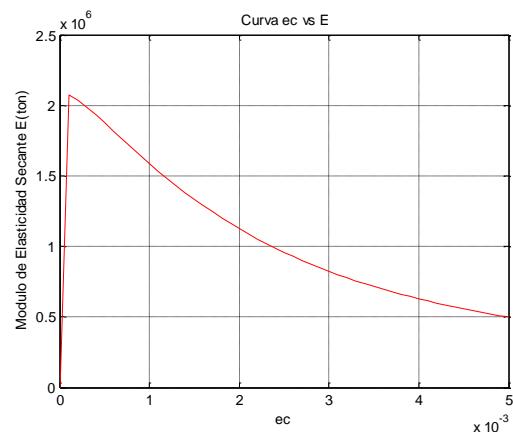


Figura 9. Degradación Modulo de Elasticidad

Antes de obtener el punto de desempeño, primero se obtiene el espectro de capacidad (S<sub>a</sub>-S<sub>d</sub>) a partir de la curva de capacidad.

La curva de capacidad previamente calculada es una bilinealización, por lo que si se desea, se puede obtener el espectro de capacidad con una desviación estadística, para absorber las posibles fallas en la estimación de  $K_e$  y  $K_p$  [3]. El espectro de capacidad más la desviación se muestra en la Fig. 11.

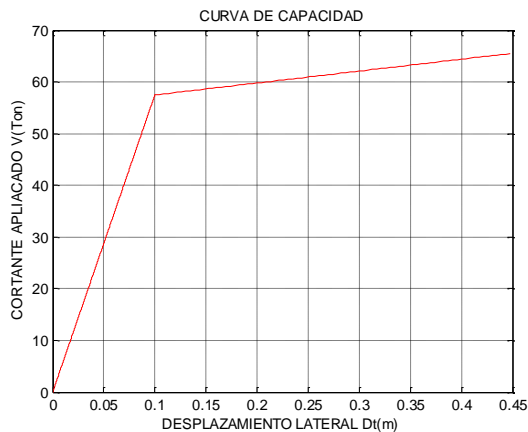


Figura 10. Curva de Capacidad del Pórtico Analizado

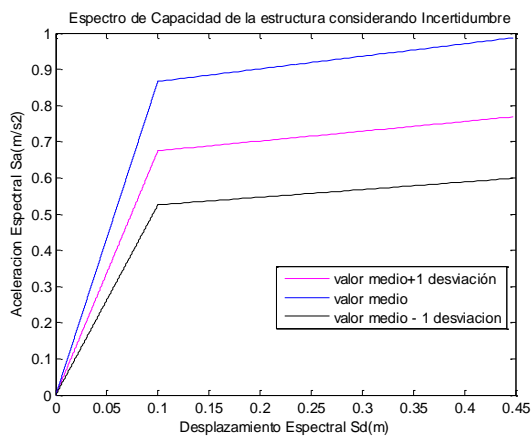


Figura 11. Espectro de Capacidad, Considerando Incertidumbre.

Como se mencionó en la Tabla 1, se emplea el espectro inelástico para un suelo S2 de acuerdo a CPE INEN 5:2001 [5], transformándolo en un espectro inelástico en función de  $(S_a - S_d)$ , con base en las ecuaciones propuestas en ASPD [3]. Realizada esta conversión, se procede a calcular la reducción del espectro inelástico de aceleración en función de  $(S_a - S_d)$ , siguiendo la recomendación del método 1, dispuesta en la referencia [4], que es un proceso interactivo de reducción del espectro de aceleración inelástico en función de una probable intersección con el espectro de capacidad de la estructura. Este proceso se realizó tantas veces hasta que la respuesta convergió, es decir se obtuvo el **Punto de Desempeño de la Estructura**, como se muestra en la Fig.12.

Las coordenadas resultantes del punto de desempeño son:  $S_a = 0.68 \text{ m/s}^2$  y  $S_d = 0.105 \text{ m}$ ; realizando la conversión pertinente, se tiene que el punto de desempeño en coordenadas de la curva de capacidad se localiza en:  $V = 60.88 \text{ Ton}$  y  $D_t = 0.14 \text{ m}$ , siendo este resultado muy próximo a los que se obtuvieron con el Programa Sap 2000 cuando se consideró plasticidad de 0.05 en los 90 probables mecanismos de formación de rótulas plásticas.

Una vez que se comprobaron los resultados que entrega el Programa Sap 2000, se procede a la simulación de las 200 diferentes combinaciones de mecanismos de formación de

rótulas plásticas que se mencionó anteriormente, empleando las recomendaciones de la referencia [6].

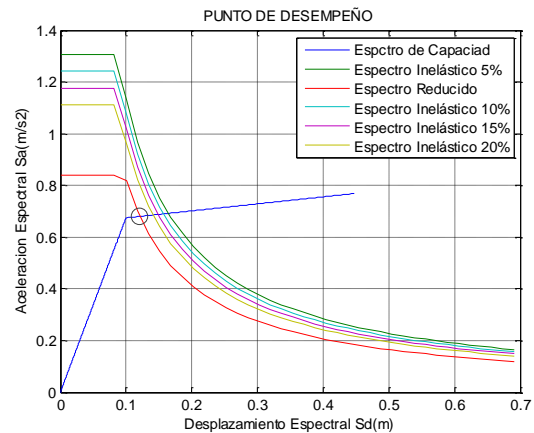


Figura 12. Punto de Desempeño

Se presentan algunas curvas de capacidad calculadas con el programa Sap 2000 y filtradas-ordenadas mediante programación en Matlab, en las Fig. 13, Fig. 14. y Fig. 15.

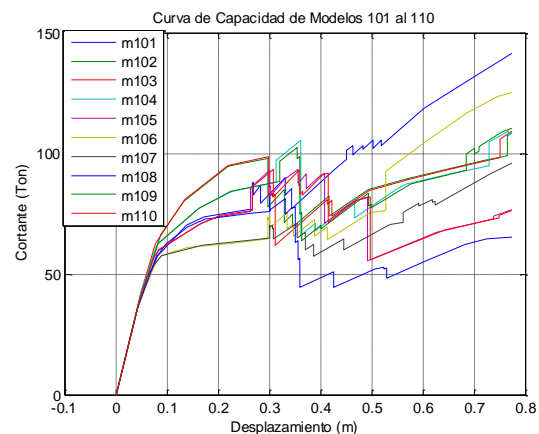


Figura 13. Curvas de Capacidad, Modelos 101 - 110

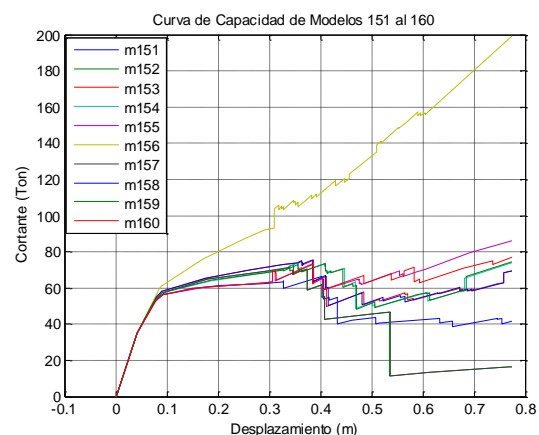


Figura 14. Curvas de Capacidad, Modelos 151 - 160

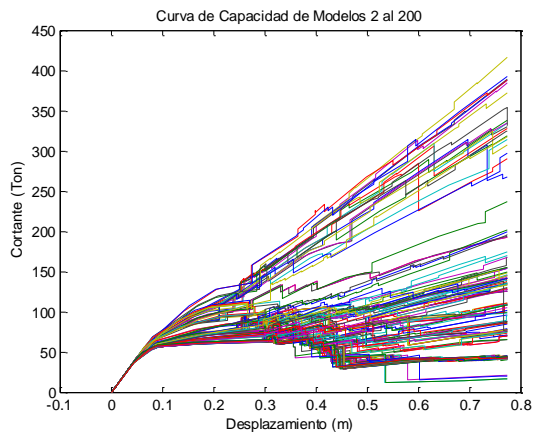


Figura 15. Curvas de Capacidad, Modelos 2 – 200

La Fig. 16, muestra la variación del cortante del punto de desempeño, en cada uno de los 200 modelos realizados.

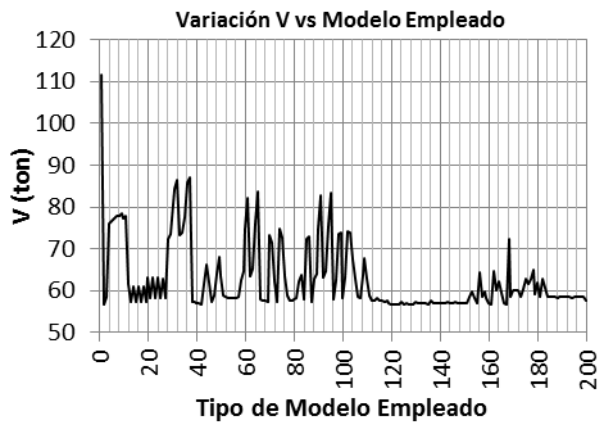


Fig 16. Variación del Cortante (V) ,en Función del Modelo Empleado

La Fig. 17, muestra la variación del desplazamiento en el tope de la estructura para el punto de desempeño, en cada uno de los 200 modelos realizados.

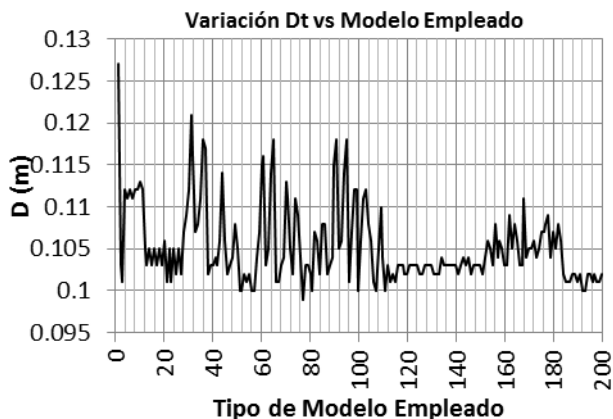


Figura 17. Variación del Desplazamiento (Dt), en Función del Modelo Empleado

La Fig. 18, muestra las coordenadas del punto de desempeño, en función del cortante en el tope de la estructura y su

desplazamiento respectivo, en cada uno de los 200 modelos realizados.

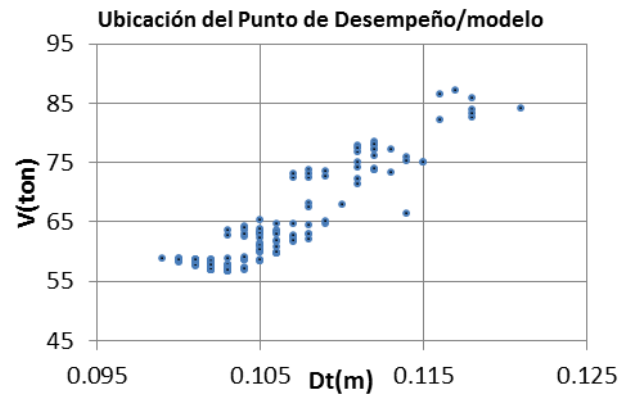


Figura 18. Coordenadas del Punto de Desempeño, en Función del Modelo Empleado

La Fig. 19, muestra la variación entre el cortante (V) cuando se alcanzó el mayor número de rótulas plásticas para el nivel de desempeño CP (prevención de colapso) y el cortante (V) cuando se alcanzó el punto de desempeño, en cada uno de los 200 modelos realizados.

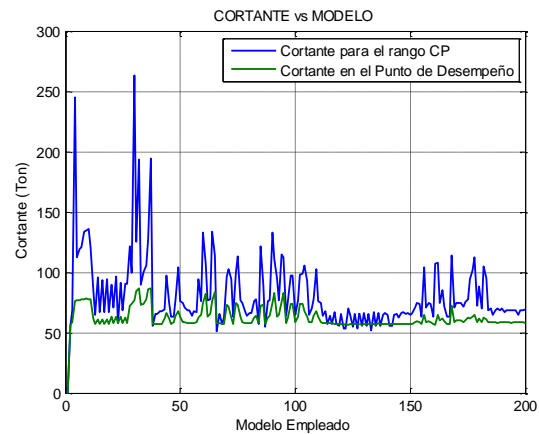


Figura 19. Variación del Cortante (V) entre Niveles de Desempeño.

La Fig. 20, muestra la variación entre el desplazamiento en el tope de la estructura (Dt) cuando se alcanzó el mayor número de rótulas plásticas para el nivel de desempeño CP (prevención de colapso) y el desplazamiento en el tope de la estructura (Dt), cuando se alcanzó el punto de desempeño, en cada uno de los 200 modelos realizados.

La Fig 21, muestra el **Porcentaje de Ciclos de Carga** necesarios para obtener el mayor número de formación de rotulas plásticas en el nivel de desempeño CP (prevención de colapso), en cada uno de los 200 modelos realizados.

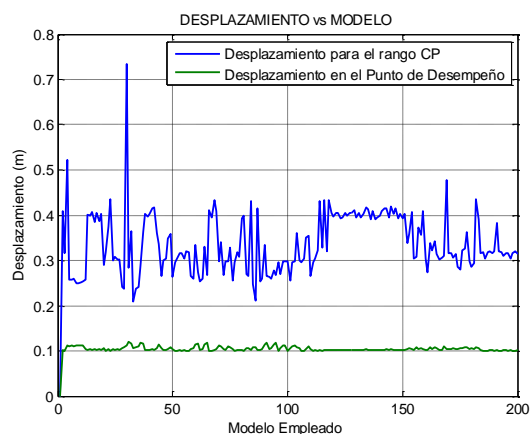


Figura 20. Variación del Desplazamiento en el Tope (Dt) entre Niveles de Desempeño.

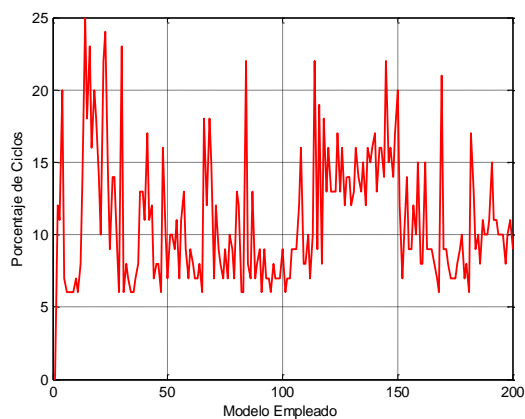


Figura 21.

### 3. CONCLUSIONES

De las Fig. 16 y Fig. 17, se observa una normalización de resultados, independientemente de la combinación de zonas plásticas asumidas, no con esto excluyendo que exista una variación de resultados entre las últimas modelaciones, sino que la variación no es de gran magnitud, en comparación con los primeros modelos, los cuales poseen un gran número de mecanismos de rotulación plástica prácticamente lineales.

Esta conclusión se da, puesto que la variación del cortante en el punto de desempeño entre los modelos 2 al 120, es del orden de 34 ton, mientras que del modelo 120 al 200 es de alrededor de 7 ton, mostrando una clara tendencia de los resultados para las próximas combinaciones, tomando en cuenta que el valor del cortante promedio es de alrededor de 58 ton.

No obstante en la Fig. 17, la variación del desplazamiento en el tope de la estructura para el punto de desempeño, es de baja magnitud en relación a su valor nominal, es decir que dicho desplazamiento es de alrededor de 0.105 m, y la variación entre los modelos 2 al 200 es de alrededor de 0.021 m.

En primera instancia se planificó realizar 1000 modelos basados en la combinación de zonas plásticas asumidas, pero ya que en las primeras 200 modelaciones, se observó una clara tendencia de normalización de los resultados, se concluye que las siguientes 800 permutaciones, corresponderán a resultados similares a la tendencia previamente observada, ya que estas 800 permutaciones son la combinación de zonas plásticas asumidas de 0.025 y 0.05, las cuales representan un comportamiento altamente no lineal.

De la Fig. 19, se observa que existe una variación del orden de 10 ton entre los cortantes (V) para el punto de desempeño en comparación cuando se alcanza el mayor número de rótulas plásticas en rango CP (prevención de colapso), entre los modelos que presentan una tendencia de resultados, es decir que la estructura se encuentra en capacidad de absorber hasta un 18 % más de fuerza lateral, antes de incursionar en rangos de desempeño peligrosos.

Si se correlacionan los desplazamientos en función del rango de desempeño CP (prevención de colapso) Fig. 20, versus el desplazamiento relativo inelástico con el que se controla la estructura calculada linealmente, se observa que.

$$\begin{aligned} \text{Desplazamiento Promedio Rango CP} &= 0.36 \text{ m} \\ \text{Desplazamiento Relativo Inelástico} &= 0.31 \text{ m} \end{aligned}$$

Es decir, que el chequeo que se realiza para la estructura calculada linealmente, es bastante cercano al calculado mediante un Análisis Estático No Lineal (NSP), con la diferencia que el chequeo inelástico no permite determinar si la estructura, una vez que alcanzó el desplazamiento inelástico, presente graves daños en el arranque y fin de las vigas de todos los pisos, y que dichas rotulas ya no serán capaces de seguir disipando energía de manera segura, puesto que se encuentran en el nivel de desempeño CP (prevención de colapso).

Esto demuestra que aunque el proceso de cálculo lineal, controlado por desplazamientos inelásticos relativos, ofrece un control para la seguridad de la estructura, no permite visualizar el grado de daño que la misma afrontará una vez alcanzado el desplazamiento inelástico, y tampoco poder asegurar si la estructura podrá seguir disipando energía de manera segura.

La comparación entre los resultados obtenidos del desplazamiento relativo Lineal Inelástico y el desplazamiento promedio en el rango CP, no necesariamente es parámetro de validación el Análisis Estático No Lineal con uso de Zonas Plásticas Asumidas, puesto que esta investigación pretende mostrar que la longitud de la zona plástica asumida para vigas es altamente influyente en la curva de capacidad de la estructura, dependiendo de principalmente de la posición más que el rango de la Longitud de zona plástica. No obstante esta es la primera parte de una investigación de mayor profundidad en la cual se pretende mostrar que tan fiable es el uso de zonas plásticas asumidas vs un análisis más detallado



empleando fibras con propiedades de corte, flexión y adherencia.

Una vez realizadas las 200 modelaciones, se concluye que la fiabilidad del modelamiento depende en gran medida de la linealidad que se asume en la zona plástica, y de la ubicación de estas zonas en el modelo, es decir, aunque se empleen zonas plásticas de una alta disipación de energía, como son valores de 0.025 y 0.05, presentarán resultados lineales si se colocan zonas plásticas de baja disipación de energía en los primeros pisos.

La fiabilidad del modelamiento no se ve significativamente afectada si se emplean o no zonas plásticas para los pisos superiores, o si se combinan zonas plásticas de alta disipación de energía en la estructura, en los primeros pisos.

## REFERENCIAS

- [1] A. Habibullah, "Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis", Structural Magazine, 1998.
- [2] ACI 318 – 99 Código de Diseño de Hormigón Estructural, American Concrete Institute, Washington, D.C., 1999.
- [3] Aguiar R., Análisis Sísmico por Desempeño, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Quito, 2003.
- [4] ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission, Volume 1, Report No SSC 96 - 01, California, 1996.
- [5] CPE INEN 5:2001, Código Ecuatoriano de la Construcción, Instituto Ecuatoriano de Normalización, Quito – Ecuador, 2001.
- [6] FEMA 356, American Society of Civil Engineers. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.D.C. 2000.
- [7] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.D.C. 1997.
- [8] J.B. Mander, Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 114, No 8, pp 22686, 1988.
- [9] Paulay, T., Priestley, M., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures, John Wiley and Sons, Londres, U.K., 1992.
- [10] S. Popovics, A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete. Cement and concrete research, 3(5), 583-599, 1973