

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

**Importancia del análisis estático no lineal modal (MPA) ante
varios niveles de amenaza sísmica**

Por:

Michael Maximo Ormeño Namuche
Roberth Jhampier Aguilar Palomino

Asesor:

Ing. Roberto Roland Yoctun Rios

Lima, diciembre 2019

DECLARATORIA JURADA
DE AUTORIA DEL TRABAJO DE
INVESTIGACIÓN

Roberto Roland Yoctun Rios, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente trabajo de investigación titulado: "IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL MODAL (MPA) ANTE VARIOS NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA" constituye la memoria que presenta el estudiante Michael Maximo Ormeño Namuche y Roberth Jhampier Aguilar Palomino para aspirar al grado de bachiller en Ingeniería Civil, cuyo trabajo de investigación ha sido realizado en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este trabajo de investigación son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Lima, a los 02, diciembre del 2019.



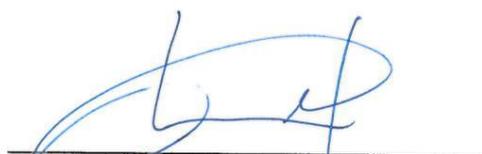
Roberto Roland Yoctun Rios

Importancia del análisis estático no lineal modal (MPA) ante varios niveles de amenaza sísmica

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Presentada para optar el grado de bachiller de Ingeniería Civil

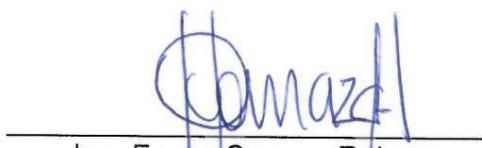
JURADO CALIFICADOR



Mg. Leonel Chahuares Paucar
Presidente



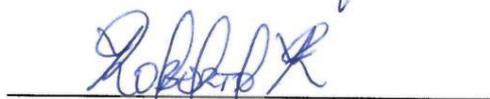
Lic. Ramiro Mahrique Rúa
Secretario



Ing. Ferrer Canaza Rojas
Vocal



Ing. Reymundo Jaulis Palomino
Vocal



Ing. Roberto Roland Yoctun Ríos
Asesor

Lima, 02 de diciembre de 2019

Importancia del análisis estático no lineal modal (MPA) ante varios niveles de amenaza sísmica

Importance of non-linear modal static analysis (MPA) against various levels of seismic threat

MICHAEL MAXIMO ORMEÑO NAMUCHE*, ROBERTH JHAMPIER AGUILAR PALOMINO

EP. Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, Perú.

Resumen

El objetivo de este artículo es conocer la importancia de la capacidad de resistencia estructural aplicando un análisis estático no lineal modal (MPA), para tener en cuenta las posibles recomendaciones de reforzamiento estructural del edificio que permita reducir la vulnerabilidad hasta los niveles de desempeño deseados. Las revisiones del análisis estático no lineal muestran resultados muy próximos a los de un análisis dinámico no lineal, en comparación con otros métodos que presentan curvas de capacidad de cada estructura de concreto armado; pero solo con el modo fundamental de vibración, esta comparación se realizó con 5 pórticos de concreto armado de tipo 1 (diseñado con normas actuales) y tipo 2 (diseñados con normas antiguas) ante 6 niveles de intensidad sísmica siendo las máximas de 0.32g y 0.84g. Finalmente, se plasma la importancia de la aplicación de un análisis estático no lineal para varios modos de vibración con amenazas sísmicas diversas para así determinar con mayor certidumbre los mecanismos de falla de la estructura y realizar las posibles intervenciones estructurales para reducir la susceptibilidad de sufrir daños, y mantener los niveles límites de desempeño recomendados por el comité Visión 2000, ATC 40, etc., debidos a los niveles de amenaza sísmica.

Palabras clave: análisis estático no lineal modal, niveles de desempeño estructural, niveles de amenaza sísmica, reforzamiento estructural.

Abstract

The objective of this article is to raise awareness of the importance of structural strength capacity by applying a non-linear modal static analysis (MPA) to a reinforced concrete structure, to take into account possible recommendations for structural reinforcement of the building to reduce vulnerability to desired levels of performance. Also, to be able to grasp the need to evaluate with several levels of seismic threat, since it will provide us with better analysis of the performance of the structure. The revisions of the modal non-linear static analysis show results very close to those of a non-linear dynamic analysis in comparison with other methods that also present the capacity curves of each reinforced concrete structure, but only with the fundamental mode of vibration; this comparison was made with 5 reinforced concrete porticos of type 1 (designed with current norms) and type 2 (designed with old norms) before 6 levels of seismic intensity being the maximum of 0.32g and 0.84g. Finally, we know the importance of applying a non-linear static analysis for various modes of vibration, and with different seismic hazards in order to determine with greater certainty the mechanisms of failure of the structure and carry out possible structural interventions to reduce the susceptibility of suffering damage due to

one or several levels of seismic threat, that is, reduce the vulnerability of the building to the performance limit levels recommended by the Vision 2000 committee, ATC 40, etc.

Key words: modal non-linear static analysis, structural performance levels, seismic hazard levels, structural reinforcement.

*Correspondencia de autor: Km. 19 Carretera Central, Ñaña, Lima. E-mail: michaelormeno@upeu.edu.pe

INTRODUCCION

La precisión para estimar los desplazamientos laterales de una edificación es determinada por metodologías complejas como el análisis dinámico no lineal (ADNL), pero que nos brinda valores muy cercanos a la realidad. Esta determinación debe ser de mucha precisión por lo que se evaluará deformaciones laterales, los cuales se vuelven considerables al tratarse de sismos severos; y generar soluciones de reducción de vulnerabilidad ante sollicitaciones sísmicas para lograr el comportamiento adecuado de la edificación en su estado plástico.

Actualmente, existen metodologías de procedimientos simplificados, como el caso de ATC-40 y el FEMA-356, que nos permiten conocer los valores de fuerzas y desplazamientos y nos ayudan a determinar el desempeño de una edificación ante niveles de condiciones sísmicas, y que permiten ser verificadas con las propuestas de niveles de desempeño tanto para el ATC-40 y el comité VISION 2000, cuyas diferencias son despreciables. A esto se le llama diseño por desempeño, pues la evaluación y verificación se dan en los distintos niveles de desempeño basados en niveles de amenaza sísmica. A diferencia de algunos códigos y normas actuales que solo proporcionan el desempeño por medio del coeficiente de importancia y factores de seguridad, el análisis no lineal puede verificar el verdadero desempeño de la estructura a partir de cargas sin mayorar, y conocer la secuencia de plastificación de cada elemento estructural para finalmente determinar criterios de reforzamiento estructural.

Las metodologías del ATC-40 y el FEMA-356, son cuestionadas por el hecho de que sus resultados pueden presentar diferencias en sus resultados de desplazamientos. Tal como se citó de Miranda y Akkar (2002), en (Akkar & M. ASCE, 2005), mencionan que en su evaluación exhaustiva de ambos métodos se identificó regiones espectrales y niveles de intensidad en que estos métodos tienden a sobreestimar o subestimar la inelástica de desplazamiento; de modo que, estos estudios indicaron claramente la necesidad de mejorar los procedimientos actualmente recomendados.

Es así que, Chopra y Goel mediante el análisis dinámico de sistemas inelásticos evaluaron las aproximaciones de cada método, logrando identificar que el método propuesto (Método MPA- "Modal Pushover Analysis") por estos dos autores se logra mejores estimaciones de la demanda sísmica con diferencias absolutas respecto al análisis dinámico no lineal (ADNL). (Lopez & Ruiz, 2008)

Este artículo de revisión tiene como objetivo de plasmar la importancia de aplicar el método MPA o llamado también análisis estático no lineal modal, para edificaciones de concreto armado y así determinar si el desempeño cumple con los estados límites deseados; y proponer con mayor certidumbre criterios de intervención estructural.

MATERIALES Y METODOS

Estructuras porticadas

Para algunos aspectos del análisis, la idealización de la estructura distingue los elementos constitutivos de la familia principal de vigas de los elementos resistidos por ésta y los analiza por separado; de modo que, las vigas se analizan junto con los pilares constituyendo los pórticos o estructura vertical; y, las vigas con el resto del forjado o elementos de piso constituyen la estructura horizontal (Cárceles, 2005).

Este estudio se limita a las estructuras que admiten modelos aporticados, para la estructura vertical, realizados en hormigón armado o en acero (Cárceles, 2005). los pórticos son entramados verticales resistentes constituidos por barras o elementos estructurales; éstas pueden tener cualquier disposición dentro de ellos: vertical, horizontal o inclinada; tanto las barras como las cargas se consideran en un plano único que, además, es el plano de simetría con respecto a las secciones de las piezas; las uniones con otras barras forman los nudos (Cárceles, 2005).

Desplazamientos máximos

Para los desplazamientos de los centros de masas y desplazamientos de un punto cualquiera se observa que para el análisis modal se obtuvieron resultados mayores que para el caso estático, esto debido a que para el análisis modal se redujeron los esfuerzos, pero no los desplazamientos (Tomicic, 2015).

Debemos de evaluar qué puntos sobrepasan las derivas en cada dirección para así proponer las modificaciones que se realizan en el modelo estructural (Espinoza, 2016).

Vulnerabilidad sísmica

Según, Safina (2002b), como se mencionó, en Sandi (1986), nos dice que “la vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño” (p. 48). “La naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de afectación o daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente” (Safina, 2002b, p. 48). En este sentido (como se citó en Barbat, 1998) “la caracterización de la vulnerabilidad sísmica de una estructura está estrechamente vinculada a los probables daños inducidos como consecuencia de un movimiento sísmico que dependen fundamentalmente de tres factores; la severidad del movimiento en el emplazamiento, las características de la estructura y su vulnerabilidad sísmica” (Safina, 2002b, p. 48).

Daño sísmico

El daño sísmico básicamente refiere a la degradación ocurrida en los diversos elementos estructurales y no estructurales; así también como la afectación económica por la cantidad desmesurada de pérdidas en materiales. De modo que, se establecen dos claros conceptos de daño físico (estructural y no estructural) y daño económico:

a) Estructural

Es dependiente de cada comportamiento de los elementos como pilares, forjado, etc. Se cuantifica según cada índice de daño a cada elemento estructural correspondiente. (Safina, 2002b)

b) No estructural

Refieren a cada elemento arquitectónico y sistemas eléctricos, mecánicos, así como cada contenido de la edificación. (Safina, 2002b)

c) Daño económico

Se basa en la evaluación de los costes de la reparación que requiere la edificación y los costos de reposición. Asimismo, incluyen daños físicos directos como los indirectos. (Safina, 2002b).

Parámetros empleados para cuantificar el nivel de daño

Tal como se mencionó en Jaw y Hwang (1988), utilizando como base un estudio estadístico con simulación de Montecarlo establecen una correlación entre los valores medios de demanda de ductilidad de estructuras, y los diferentes estados de daño propuestos por Aktan y Bertero (1985), resumidos en la Tabla 1 (Safina, 2002b, p. 55).

Tabla 1. Relación entre los valores medios de demanda de ductilidad y los estados de daño (Jaw y Hwang,1988).Fuente: (Safina, 2002b)

| Estado de daño s/ Aktan y Bertero (1985) | Valores medios de demanda de ductilidad* |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| Daño no estructural | 1 |
| Daño estructural ligero | 2 |
| Daño estructural moderado | 4 |
| Daño estructural severo | 6 |
| Colapso | 7.5 |

* “Se entiende por Demanda de Ductilidad, el cociente entre el máximo valor del desplazamiento alcanzado por el sistema estructural durante su respuesta sísmica y el desplazamiento cedente”. (Safina, 2002b, p. 55)

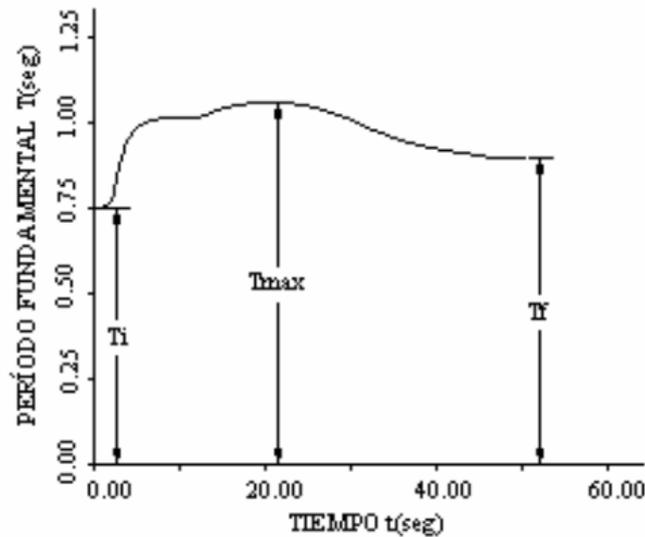


Figura 1. Evolución del periodo fundamental de vibración. Fuente: (Safina, 2002b)

La figura 1 describe la evolución del periodo fundamental de vibración durante la respuesta sísmica de la edificación, esta evolución se basa en el incremento de su periodo en función del tiempo de respuesta sísmica como consecuencia de la degradación de los elementos estructurales hasta alcanzar un periodo fundamental máximo (Safina, 2002b).

Al finalizar la acción sísmica el periodo retorna a su equilibrio principal; sin embargo, los daños ocurridos permanecen habiendo dejado a los elementos dañados con una degradación de su rigidez principal (Safina, 2002b).

Diseño basado en desempeño sísmico

Esta metodología de diseño tiene por objetivo mantener que las edificaciones sean capaces de presentar un comportamiento adecuado cuando son atacadas por una acción sísmica. Esto puede cuantificarse en términos de la cantidad de los daños que han sufrido por un edificio impactado que tengan estos daños posteriores al evento sísmico (Safina, 2002a, p. 66).

Nivel de desempeño

Los niveles de desempeño de una edificación describen los puntos límites de comportamiento ante una tipología de amenaza sísmica; los cuales tienen en cuenta los riesgos de los ocupantes y los daños físicos de la estructura después de un evento sísmico.

Como se citó en SEAOC (1995), los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (Safina, 2002a, p. 66).

El comité VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño, A-Totalmente Operacional, B-Operacional, C-Seguridad, D-Pre Colapso.

La siguiente propuesta del comité VISION 2000 muestra los niveles de desempeño recomendados para edificaciones, según sea el uso y ocupación.

Tabla 2. Niveles recomendados de desempeño de una edificación. Fuente: (Safina Melone, 2002a)

| 1) Intsalaciones básicas. 2) Instalaciones esenciales/riesgosas. 3) Instalaciones de seguridad crítica. 0) Desempeño inaceptable. | | Nivel de Desempeño Sísmico | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|----------------------------|-------------|-----------|---------|
| | | Totalmente Operacional | Operacional | Seguridad | Colapso |
| Nivel de amenaza sísmica | Frecuente (T=43 años) | 1 | 0 | 0 | 0 |
| | Ocupacional (T=72 años) | 2 | 1 | 0 | 0 |
| | Raro (T=475 años) | 3 | 2 | 1 | 0 |
| | Muy raro (T=970 años) | - | 3 | 2 | 1 |

Por otro lado, el ATC 40 presenta niveles de desempeño para los elementos estructurales (SP-1. Inmediata ocupación, SP-2. Daño controlado, SP-3. Seguridad, SP-4. Seguridad limitada, SP-5. Estabilidad estructural, SP-6. No considerado) y no estructurales (NP-A. Operacional, NP-B. Inmediata ocupación, NP-C. Seguridad, NP-D. Amenaza, NP-E. No considerado).

A continuación, para el ATC-40, presentamos algunas de las posibles combinaciones más comunes donde se han resaltado cuatro niveles de desempeño; 1-A. Operacional, 1-B. Inmediata ocupación, 3-C. Seguridad y 5-E. Estabilidad estructural; así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, 2-C, etc.).

Tabla 3. Niveles de desempeño de una edificación. Fuente: (Safina Melone, 2002a)

| | SP-1 Inmediata Ocupación | SP-2 Daño Controlado | SP-3 Seguridad | SP-4 Seguridad Limitada (rango) | SP-5 Estabilidad Estructural | SP-6 No Considerado |
|-----------------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------|------------------------------------------|------------------------------------|------------------------|
| NP-A Operacional | 1-A Operacional | 2-A | NR | NR | NR | NR |
| NP-B Inmediata Ocupación | 1-B Inmediata Ocupación | 2-B | 3-B | NR | NR | NR |
| NP-C Seguridad | 1-C | 2-C | 3-C Seguridad | 4-C | 5-C | 6-C |
| NP-D Amenaza | NR | 2-D | 3-D | 4-D | 5-D | 6-D |
| NP-E No considerado | NR | NR | 3-E | 4-E | 5-E Estabilidad Estructural | No Aplicable |

Nota: NR corresponde a niveles de desempeño no recomendables; es decir, no deberá ser considerado para una evaluación.

Análisis no Lineal

Esta metodología nos brinda mayor precisión respecto del comportamiento de la edificación a eventos sísmicos; de modo que, podemos determinar los diversos y más importantes mecanismos de falla y prevenir el colapso agresivo de la edificación.

Este tipo de análisis considera las cargas de sismo como fuerzas laterales en una dirección para luego ser aplicadas en cada centro de gravedad de los pisos de la edificación, hasta generar el comportamiento inelástico de la estructura y lograr conocer el comportamiento en de cada elemento estructural en ese rango.

Los procedimientos estáticos más usados son: (i) El método del espectro de capacidad (CSM), propuesto por Freeman y mejorado en el FEMA-440; (ii) el método del coeficiente de desplazamiento (DCM), y mejorado en FEMA-440; y, el método N2, desarrollado por Fajfar y adoptado por el Euro código 8. El objetivo principal de todo procedimiento estático no lineal es determinar la respuesta de la estructura bajo una acción/efecto sísmico en términos de desplazamientos (Calcina, 2017).

Dicho comportamiento generado por cualquier de estos procedimientos es el llamado curva de capacidad, el cual relaciona la cortante y la deformación, cuyo mecanismo de colapso señala la deformación máxima y la cortante máxima.

El resultado de este comportamiento se origina principalmente por la aparición de rótulas plásticas en columnas y vigas, presentando una degradación de la rigidez de toda la estructura generando una redistribución de la rigidez global.

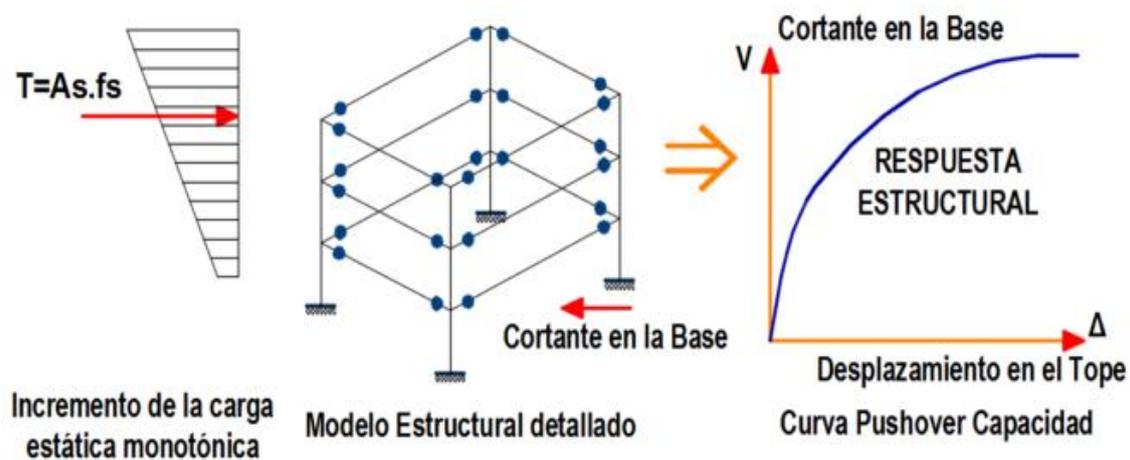


Figura 2. Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad. Fuente: (Calcina, 2017)

Análisis Estático No Lineal Modal (MPA)

Esta metodología lo sostiene Chopra y Goel, cuya variación con otra metodología es la integración de más modos de vibración en el análisis estático; ya que, de esta manera se pueden determinar con mayor precisión el comportamiento no lineal de la estructura.

Asimismo, no necesariamente para prevenir el colapso de una estructura se debe tener en cuenta el sismo de mayor intensidad; sino que, se deberá considerar los sismos de pequeña

y moderada intensidad. Esta filosofía de diseño ayuda a la confiabilidad del comportamiento adecuado de la edificación ante cualquier nivel de amenaza sísmica (Santana, 2012).

Sin embargo, hasta la actualidad aún existe la filosofía de diseño con un solo nivel sísmico; tal y como podemos leer en lo que se citó de ASCE (2000) pueden existir distribuciones de fuerzas a lo largo de un edificio, tanto que esas fuerzas representen el mayor porcentaje de masa participativa de entre todos los modos de vibración. Ante esta situación, se plantea lo práctico en considerar solo el modo de vibración fundamental o dominante, por lo que se tiende a calcular solo para ese modo principal. (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006, p. 228)

La norma peruana de diseño sismorresistente considera para el diseño de edificaciones un solo nivel de intensidad del sismo, que para Visión 2000 se denomina sismo Raro y para el ATC-40 sismo de Diseño. Al diseñar para un solo nivel de intensidad del sismo tal como manda la norma peruana E-030, produce incertidumbre de su buen comportamiento estructural para los diferentes niveles de intensidad del sismo. Según como se citó en (Piqué, 2008) afirma: “El diseño en la condición límite del sismo de diseño no es verificado o calibrado contra las demandas o sollicitaciones de sismos por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones”. (Santana, 2012, pp. 2, 3)

Entonces al considerar en la norma E-030 un solo nivel de intensidad del sismo, los diseños elásticos son incompletos para predecir un comportamiento adecuado de las estructuras, peor aún, si se trata de edificaciones esenciales como los hospitales, centrales de comunicación, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de restablecimiento y/o refugio después de un desastre telúrico (Santana, 2012).

Estrategias de intervención en la edificación

La idea consiste en reducir la susceptibilidad o vulnerabilidad de la edificación de sufrir daños debidos a un nivel sísmico (Safina, 2002a). “Teniendo en cuenta que dichos daños generalmente dependen del nivel de deformaciones (máxima deformación), así como de la historia de deformaciones (magnitud, secuencia de incursiones inelásticas, etc.), es importante reconocer que el control de daños implica en cierta manera el control de las deformaciones relativas” (Safina, 2002a, p. 82).

Durante la ejecución de la obra pueden implementarse con elementos de corte como muros (exteriores e interiores), pórticos, arriostres aporticados, reforzamiento de columnas y vigas, etc. Pueden también añadirse elementos de confinamiento, aislamientos de base para disipar la energía y reducir la aceleración estructural, reducción de la masa por piso y evitar grandes desplazamientos; o sustitución de elementos pesados. (Safina, 2002a, p. 82).

Sin embargo, lo citado por la OPS, (1993) menciona que no necesariamente estas estrategias mencionadas logran reducir la vulnerabilidad de no estructural y mucho menos la funcional. De modo que, al realizar una intervención estructural se debe tener en cuenta

varios aspectos para cubrir y reducir los mecanismos de fallas encontrados (Safina, 2002a).

Efectos del método del análisis no lineal para la evaluación de desempeño

El método del análisis no lineal, es una herramienta desarrollada para estimar y/o evaluar el comportamiento esperado de la estructura, para finalmente poder limitarlo a ciertos criterios de puntos de desempeños recomendados (Chen, Chen, & Zhang, 2014).

La precisión para determinar el comportamiento mecánico de la estructura, en comparación con un simple análisis lineal, es de mucha importancia; ya que, pueden presentarse niveles de ductilidad diversos debido a las muchas deformaciones predeterminadas (Malley & Hom, 2004).

Ciertas investigaciones como Irtem y Hasgul, (2009) presentaron la aplicación de los métodos recomendados por el FEMA 356 y el ATC-40, cuyo resultado de desempeño presenta ciertas variaciones de sus niveles de rendimiento en cuanto a sus niveles de riesgo sísmico. Consecuentemente, los métodos propuestos por el FEMA 356 y el ATC-40 que determinan el desempeño estructural, deben ser mejoradas (Irtem & Hasgul, 2009).

Efectos del análisis modal pushover (MPA)

Implementando el MPA para 1, 2 y 3 modos de vibración, se pueden observar las variaciones o porcentajes de errores según como se van incrementando los modos (ver figura 3). Asimismo, esta aplicación se realiza para el método Análisis de Respuesta-Historia (RHA) de mayor precisión, en el que sus resultados también varían según el incremento de los modos de vibración (ver figura 4) (Chopra & Goel, 2001).

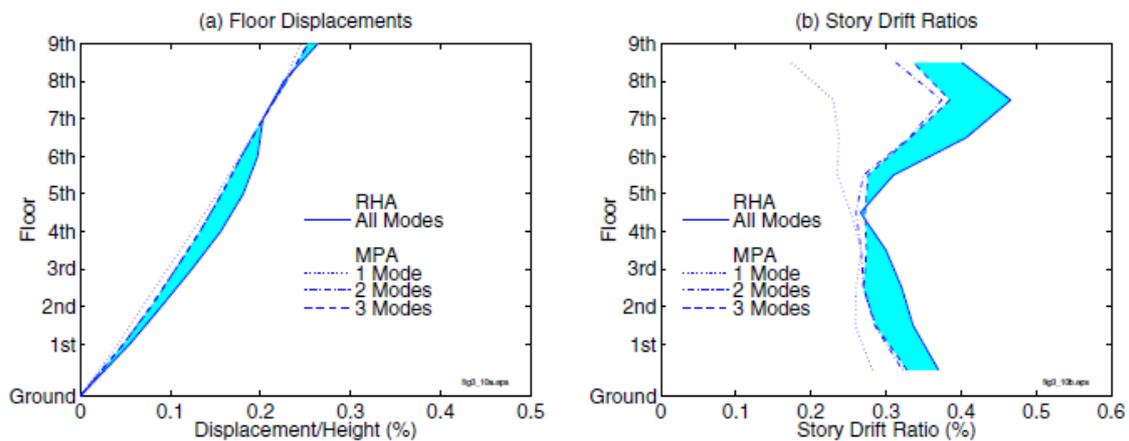


Figura 3. Variación en altura de los desplazamientos del suelo y de las derivas del piso desde MPA para sismo de $0.25 \times$ El Centro. Fuente: (Chopra & Goel, 2001)

En la figura 3 se observan partes sombreadas, en el que podemos analizar que el MPA tiene ciertas variaciones respecto del análisis de respuesta historia (RHA) respecto de los desplazamientos. Según se incrementa los modos de vibración, el MPA, consigue mejores resultados de estimación del comportamiento de la estructura.

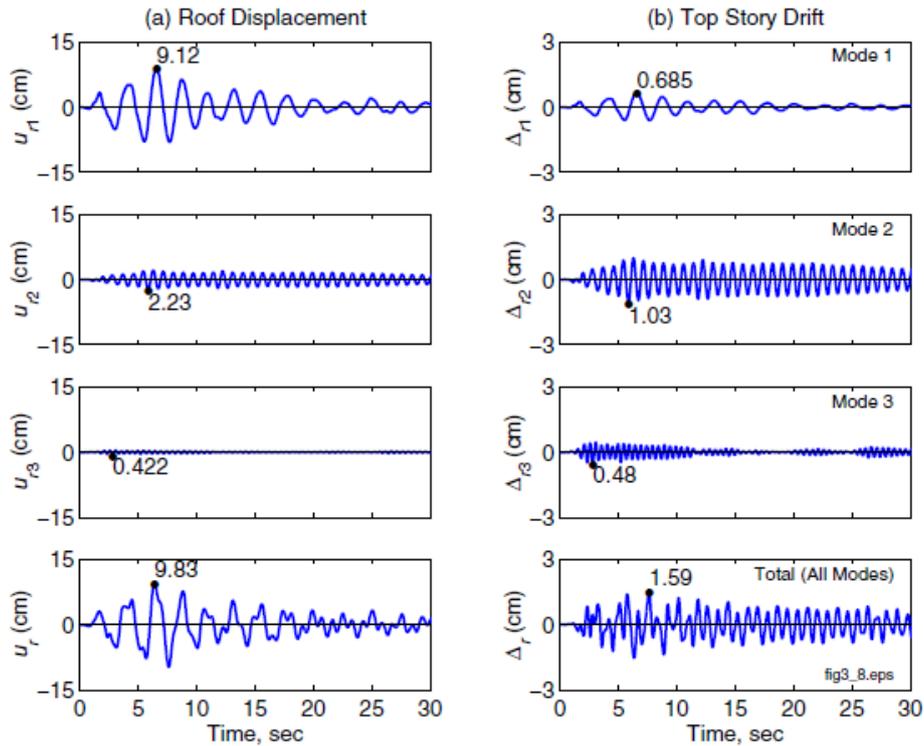


Figura 4. Historias de respuesta del desplazamiento del techo y de la deriva de la planta superior desde RHA para sismo de $0,25 \times$ El Centro: las tres primeras respuestas modales y respuesta total (todos los modos). Fuente: (Chopra & Goel, 2001)

Tanto para los desplazamientos como para las derivas de cada piso, la figura 4, muestra cómo la estructura va declarando su correcto comportamiento según los modos de vibración considerados; de modo que, se pueden obtener mejores estimaciones para futuras intervenciones por alguna falla estructural.

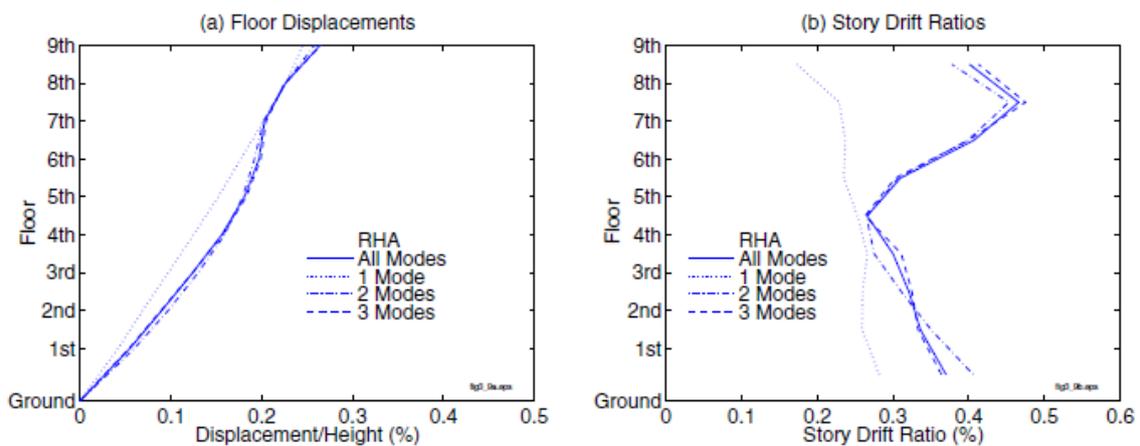


Figura 5. Variación en altura de los desplazamientos del suelo y de las derivas del piso desde RHA para sismo de $0.25 \times$ El Centro. Fuente: (Chopra & Goel, 2001)

Por otro lado, Lili, Changhai y Jianmeng, (2008) presenta el método del análisis no lineal (Pushover-POA), el método análisis modal pushover (MPA) y un MPA mejorado donde

considera la redistribución de las fuerzas de inercia después que la estructura cede; estos son métodos para determinar la capacidad estructural en términos de desplazamientos, aplicados a 2 edificios (de 9 y 22 pisos) donde se analiza los porcentajes de errores entre cada método respecto del análisis dinámico no lineal-tiempo historia RHA.

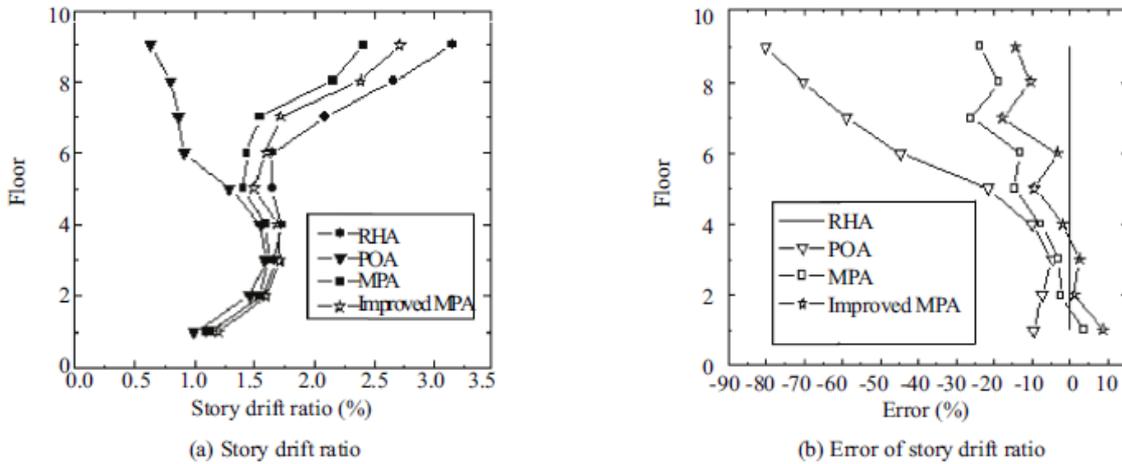


Figura 6. Comparación de las relaciones de deriva del piso y sus errores obtenidos por diferentes procedimientos para el edificio de 9 pisos. Fuente: (Jianmeng et al., 2008)

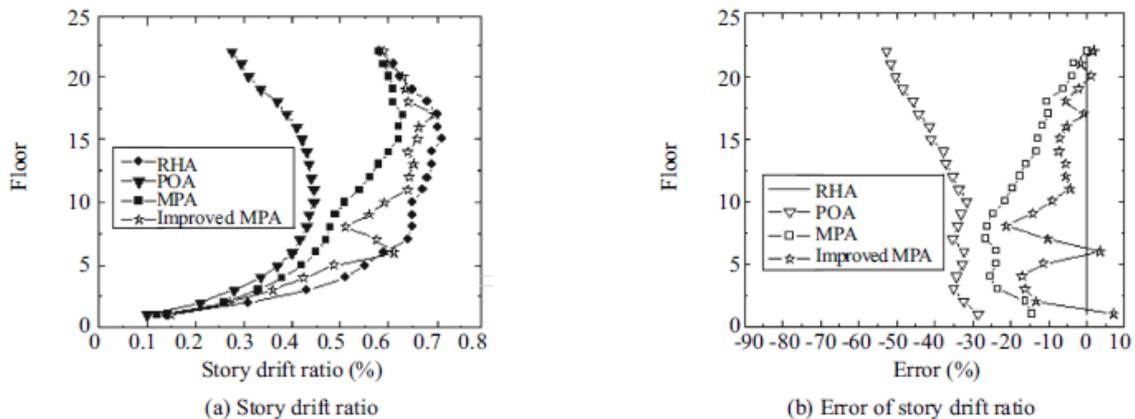


Figura 7. Comparación de las relaciones de deriva del piso y sus errores obtenidos por diferentes procedimientos para el edificio de 22 pisos. Fuente: (Jianmeng et al., 2008)

Para cada caso evaluado, se observa que los métodos MPA y el mejorado son los más cercanos para estimar respuestas de desplazamientos respecto de un análisis dinámico no lineal (RHA). El análisis estático no lineal unimodal (POA) presenta errores de hasta 50% aproximadamente.

La finalidad de presentar estos ejemplos (figura 6 y 7), es para identificar que el MPA respecto del análisis dinámico no lineal tiene mejores precisiones para determinar el comportamiento de la estructura.

Evaluación de sistemas estructurales apórticados por el método ATC-40, FEMA-356, MPA y ADNL con varios niveles de amenaza sísmica

La aplicación de la metodología ATC-40, FEMA-356, MPA y el ADNL fueron desarrolladas y evaluadas por Lopez y Ruiz en el año 2008, cuya finalidad es comparar dichas metodologías con el análisis no lineal más cerca que es el análisis dinámico no lineal (ADNL), y concluir en la determinación de un método más próximo al ADNL.

Los resultados consideran que cada metodología estará en comparación al método del análisis dinámico no lineal (ADNL) cuyos resultados son muy próximos a la realidad. Por lo tanto, cada metodología presentará un porcentaje de variación, respecto al ADNL, del desempeño de la estructura en función del desplazamiento.

Los métodos mencionados fueron aplicados a 5 sistemas pórtico de concreto armado, del tipo 1 (1 y 2 pisos) diseñados con normas actuales, del tipo 2 (1 y 2 pisos) diseñados con normas antiguas y un pórtico de siete pisos (tipo1). Estos serán expuestos a varios niveles de intensidad sísmicas pasadas siendo los máximos 0.32g y 0.84g, para una distancia a la falla entre 0.6 km y 41 km. (Lopez & Ruiz, 2008)

Tabla 4. Intensidad sísmica pasadas. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Denominación de este sitio | Sismo | Fecha | Magnitud | Estación | Componente | acel. Máx (g) | Condición local |
|----------------------------|-----------------|------------|----------|-------------------------------------|--------------|---------------|-----------------|
| El Centro | El Centro | 18/05/1940 | 7 | El Centro | NS | 0.32 | Suelo |
| Imperial Valley | Imperial Valley | 15/10/1979 | 6.5 | El Centro Arreglo 6 | S50W | 0.44 | Suelo |
| Taft | Kern Country | 21/07/1952 | 7.4 | Taft | S69E | 0.18 | Roca |
| Rinaldi | Northridge | 17/01/1994 | 6.7 | Rinaldi | 228° | 0.84 | Suelo |
| Sylmar | Northridge | 17/01/1994 | 6.7 | Sylmar Country Hospital Parking Lot | Chan-3, 360° | 0.84 | Suelo |
| Corralitos | Loma Prieta | 17/10/1989 | 6.9 | Corralitos | Chan-1, 90° | 0.48 | Roca |

El efecto del análisis inelástico supone daños en los extremos de cada miembro estructural o en la mayor concentración de sollicitaciones, cuyos daños se pueden presentarse de modo dúcil o frágil según corresponda la sección del concreto y su refuerzo longitudinal (Lopez & Ruiz, 2008).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Pórticos de 1 piso

Este sistema posee concreto de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, acero de resistencia a la fluencia de $f'y=4\ 200 \text{ kg/cm}^2$ para los refuerzos longitudinales y transversales. El peso es de 17.28 t y el periodo fundamental es de 0.19 s. Amortiguamiento de 5%. La sección no presenta falla frágil por cortante (Lopez & Ruiz, 2008).

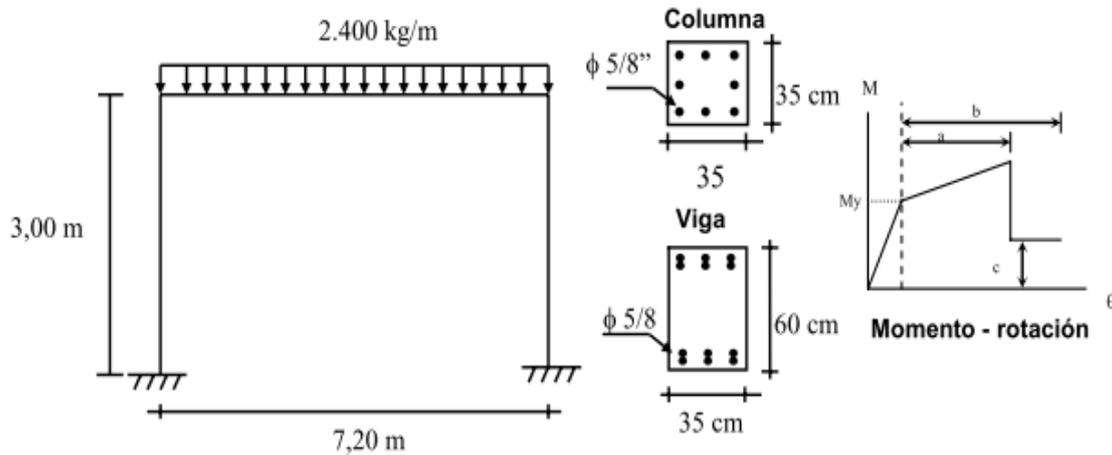


Figura 8. Pórtico de un piso. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

Pórtico de un piso tipo 1

Según, Lopez & Ruiz (2008), menciona que el comportamiento inelástico se modela con una relación momento M -rotación θ bilineal como se muestra en la figura 8, siendo M_y el momento de fluencia: El parámetro “a” corresponde a la deformación plástica desde el punto fluencia hasta la caída de resistencia, “b” es la deformación plástica desde el punto cedente hasta el colapso, y “c” corresponde a la resistencia residual del elemento. Para el pórtico de un piso Tipo 1 que posee una buena capacidad de deformación y de disipación de energía, los valores adoptados son $a=0,025$, $b=0,05$ y $c=0,2 M_y$ para las vigas y $a=0,02$, $b=0,03$ y $c=0,2 M_y$ para las columnas. No existe degradación de la rigidez de los elementos, ya que en la descarga todas ellas mantienen su rigidez inicial. (p. 6)

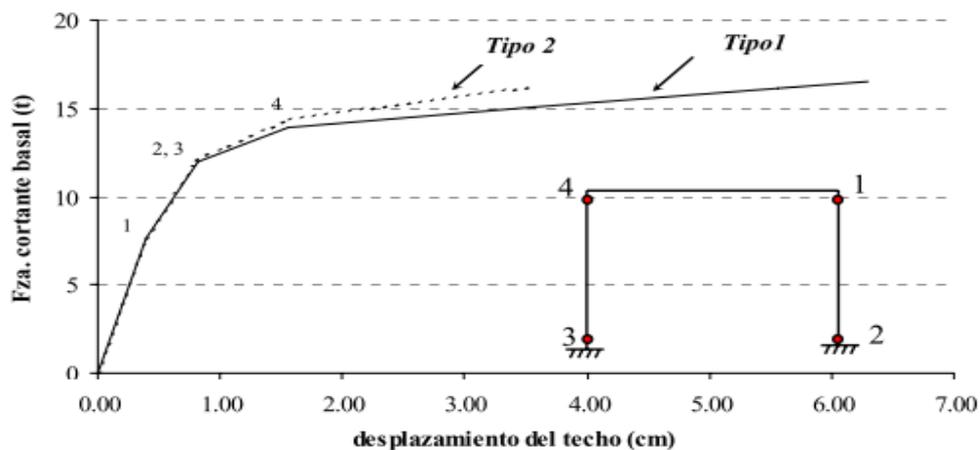


Figura 9. Curva de capacidad de la estructura de un piso, para el tipo 1 y 2. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

En la figura 9 se presenta la curva de capacidad de la estructura tipo 1, cuya respuesta se obtuvo del análisis estático no lineal (AENL). El punto último de la curva corresponde a un cortante basal de 16.53 t y un desplazamiento de 6.30 cm (deriva 0.00021).

Tabla 5. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de 1 piso (tipo 1). Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Método | El centro | | Imperial Valley | | Taft | | Rinaldi | | Sylmar | | Corralitos | |
|------------|-----------|----------|-----------------|----------|--------|----------|---------|----------|--------|----------|------------|----------|
| | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. |
| ATC 40 - A | 0.55 | 33.68 | 0.57 | 4.11 | 0.35 | 0.00 | (1) | - | 3.99 | 69.02 | 0.73 | -10.62 |
| ATC 40 - B | 0.55 | 33.11 | 0.57 | 3.9 | 0.35 | 0.00 | (1) | - | 3.99 | 70.08 | 0.73 | -10.43 |
| FEMA 356 | 1.14 | 38.59 | 0.53 | -2.82 | 0.35 | 0.00 | 1.75 | 37.09 | 1.46 | 37.86 | 1.26 | 55.25 |
| MPA | 0.75 | -8.45 | 0.54 | -1.8 | 0.35 | 0.00 | 2.69 | -3.27 | 2.11 | 10.15 | 0.89 | 10.13 |
| ADNL | 0.82 | - | 0.55 | - | 0.35 | - | 2.78 | - | 2.35 | - | 0.81 | - |

(1) No se obtienen resultados debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

El método ATC-40 y sus aplicaciones (A y B) muestran diferencias altas respecto del ADNL, tanto de 70.10% en el sismo de Sylmar y un 33.68% en el sismo de El Centro. Asimismo, el FEMA-356 presenta variaciones relevantes similar al del ATC-40 (Lopez & Ruiz, 2008).

El método MPA presenta variaciones máximas solo del 10% de los valores que suministra el ADNL; inclusive para el sismo de mayor aceleración como el de Rinaldi (0.84g). De modo que, esta metodología muestra estimaciones muy buenas del desplazamiento (Lopez & Ruiz, 2008).

Pórtico de 1 piso tipo 2

Este pórtico es similar al anterior (Figura 8) pero con menor ductilidad (Tipo 2). Las propiedades de la relación momento-rotación son $a=0,02$, $b=0,03$ y $c=0,2$ My para las vigas mientras que para las columnas tenemos $a=0,01$, $b=0,015$ y $c=0,2$ My. En la Figura 4 se muestra su curva de capacidad la cual es similar a la del Tipo 1 hasta el momento en que se produce la cedencia en la sección 4. La caída última tiene un cortante basal de 16.26 t y un desplazamiento de 3.33 cm (deriva de 0.00011), esta deriva corresponde casi la mitad del desplazamiento aceptado por el pórtico dúctil (tipo 1). (Lopez & Ruiz, 2008)

Para el ADNL se considera una degradación de la rigidez de 0.5 en la relación momento-rotación de los elementos (Lopez & Ruiz, 2008).

Tabla 6. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de 1 piso (tipo 2). Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Método | El centro | | Imperial Valley | | Taft | | Rinaldi | | Sylmar | | Corralitos | |
|-------------------|-----------|----------|-----------------|----------|--------|----------|---------|----------|--------|----------|-------------|----------|
| | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. |
| ATC 40 - A | 0.66 | -17.74 | 0.67 | 20.65 | 0.35 | 0.00 | (1) | - | (1) | - | No converge | |
| ATC 40 - B | 0.68 | -15.12 | 0.65 | 17.65 | 0.35 | 0.00 | (1) | - | (1) | - | 1.35 | 60.20 |
| FEMA 356 | 1.7 | 111.73 | 0.78 | 42.06 | 0.35 | 0.00 | 2.56 | 3.53 | 2.08 | - | 1.84 | 117.89 |
| MPA s/degradación | 0.73 | -8.06 | 0.54 | -2.93 | 0.35 | 0.00 | 2.51 | -5.27 | 2.18 | - | 0.89 | 5.28 |
| MPA c/degradación | 0.73 | -7.74 | 0.54 | -2.92 | 0.35 | 0.00 | 2.43 | -8.37 | 2.08 | - | 0.85 | 0.68 |
| ADNL | 0.80 | - | 0.55 | - | 0.35 | - | 2.65 | - | 3.4 | - | 0.84 | - |

(1) No se obtienen resultados debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Para el método ATC-40 y sus procedimientos A y B siguen no convergiendo para el sismo de Rinaldi; se infiere que la estructura colapsa ya que la curva de demanda sobrepasa la capacidad de la estructura. Para el FEMA-356 se observa diferencias hasta del 38% para Sylmar (Lopez & Ruiz, 2008).

El método MPA, estando con o sin degradación presenta incidencias que no son determinantes en la estimación de la demanda sísmica, pero no para el sismo Corralitos en donde se observan variaciones pequeñas de 0.68% (Lopez & Ruiz, 2008).

Pórtico de 2 pisos

Las propiedades son iguales al pórtico de 1 piso (figura 8). El peso de cada nivel es de 17.28 t y el periodo fundamental es de 0.34 s. Amortiguamiento de 5% en cada modo de vibración (Lopez & Ruiz, 2008).

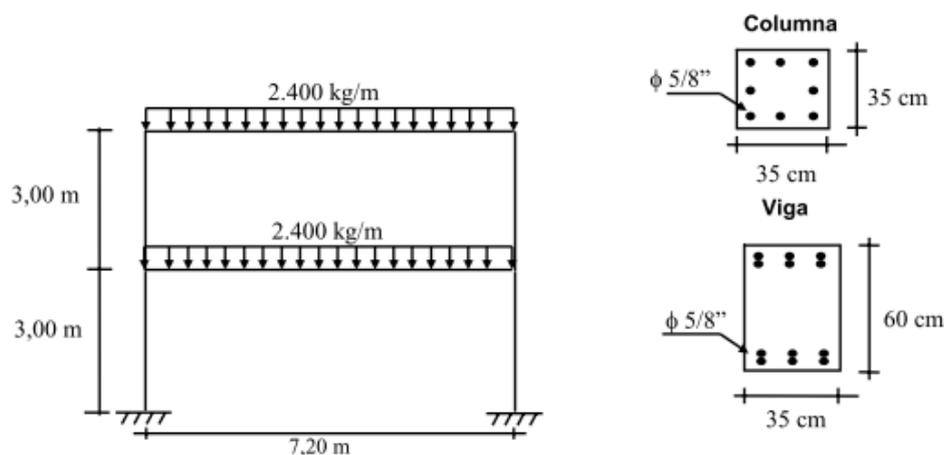


Figura 10. Pórtico de dos pisos. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

Pórtico de dos pisos tipo 1

Este pórtico posee una buena capacidad de disipar energía; las relaciones momento-rotación en vigas y columnas son las mismas descritas en el pórtico de 1 piso del Tipo 1. En la Figura 11 se muestra la curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no-lineal utilizando un patrón de carga triangular. Para una fuerza cortante basal de 17.86 t a los 7.42 cm de desplazamiento del techo, que equivale a una deriva global normalizada de 12.4 % (Lopez & Ruiz, 2008).

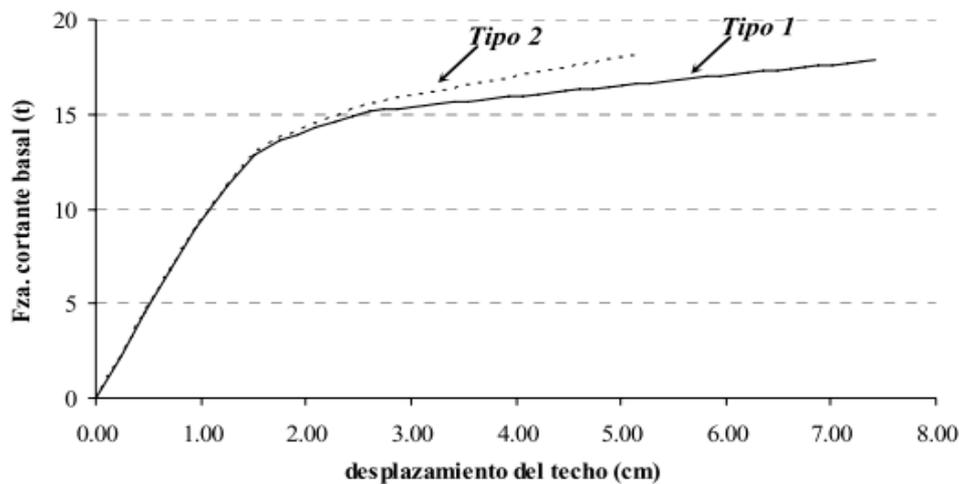


Figura 11. Curva de capacidad del pórtico de dos pisos para el tipo 1 y 2. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

Según, Lopez & Ruiz (2008), menciona que en los siguientes resultados “se incluyen allí las dos variantes exigidas en el método FEMA-356 de analizar el pórtico con por lo menos dos patrones de carga lateral: Uno uniforme y otro triangular” (p. 18).

Tabla 7. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de 2 piso (tipo 1). Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Método | El centro | | Imperial Valley | | Taft | | Rinaldi | | Sylmar | | Corralitos | |
|---------------------|-----------|----------|-----------------|----------|-------------|----------|---------|----------|--------|----------|------------|----------|
| | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. |
| ATC 40 - A | 2.3 | 1.16 | No converge | | No Converge | | (1) | - | (1) | - | (1) | - |
| ATC 40 - B | 2.20 | -3.06 | 3.28 | 5.83 | 1.22 | -21.62 | (1) | - | (1) | - | 4.47 | 64.75 |
| FEMA 356 Uniforme | 3.07 | 35.67 | 3.64 | 17.26 | 1.68 | 8.40 | 8.12 | -88.26 | 10.69 | 74.69 | 3.38 | 24.47 |
| FEMA 356 Triangular | 3.21 | 41.55 | 3.79 | 22.36 | 1.77 | 13.74 | 8.47 | -87.75 | 11.16 | 73.59 | 3.53 | 29.88 |
| MPA | 2.42 | 6.73 | 3.44 | 10.99 | 1.29 | -16.76 | 21.95 | -68.28 | 13.54 | 67.95 | 2.39 | 11.87 |
| ADNL | -2.26 | - | 3.10 | - | -1.55 | - | 69.20 | - | -42.25 | - | -2.72 | - |

(1) No se obtienen resultados debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Tanto para el ATC-40 como para el FEMA-356 presentan grandes variaciones respecto del ADNL; ya que sus diferencias llegan hasta 64.75% y 41.55%. El método MPA suministra una mejor estimación para los desplazamientos, tiene hasta un 17% de variación. (Lopez & Ruiz, 2008)

Pórtico de dos pisos tipo 2

Este pórtico es similar al anterior (Figura 10) pero con una menor capacidad de deformación plástica. Las relaciones momento-rotación son las mismas descritas para el pórtico de un piso del Tipo 2. En la Figura 6 se muestra su curva de capacidad para un patrón de carga triangular, notándose que para una fuerza cortante basal de 18.05 t y un desplazamiento del techo de 5.14 cm (deriva global normalizada de 8.6%) (Lopez & Ruiz, 2008).

Para su análisis dinámico no lineal se consideró un comportamiento histerético, con 0.5 de degradación de su rigidez (Lopez & Ruiz, 2008).

Tabla 8. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de 2 piso (tipo 2). Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Método | El centro | | Imperial Valley | | Taft | | Rinaldi | | Sylmar | | Corralitos | |
|---------------------|-----------|----------|-----------------|----------|--------|----------|---------|----------|--------|----------|------------|----------|
| | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. |
| ATC 40 - A | 4.80 | 109.92 | 3.93 | 26.35 | 1.36 | 10.38 | (1) | - | (1) | - | (1) | - |
| ATC 40 - B | 4.71 | 106.26 | 3.91 | 25.96 | 1.48 | -2.52 | (1) | - | (1) | - | (1) | - |
| FEMA 356 Uniforme | 4.08 | 78.63 | 5.25 | 69.05 | 2.19 | 44.44 | 11.41 | -65.27 | 13.91 | -60.79 | 4.68 | 69.1 |
| FEMA 356 Triangular | 4.26 | 86.42 | 5.48 | 76.40 | 2.31 | 52.08 | 11.91 | -63.76 | 14.51 | -59.08 | 4.88 | 76.44 |
| MPA s/degradación | 2.39 | 4.67 | 3.34 | 7.54 | 1.30 | 14.15 | 18.72 | -43.02 | 10.35 | -70.83 | 2.37 | 14.33 |
| MPA c/degradación | 2.34 | 2.32 | 3.09 | -0.46 | 1.31 | 13.50 | 18.22 | -44.56 | 10.12 | -71.45 | 2.35 | 15.15 |
| ADNL | 2.28 | - | 3.11 | - | 1.52 | - | 32.86 | - | -35.47 | - | -2.77 | - |

(1) No se obtienen resultados debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Del mismo modo, se observan variaciones menores del método MPA hasta con 15.15%. Para esta situación se logra una pequeña mejor en la estimación del desplazamiento al considerar una degradación de la rigidez (Lopez & Ruiz, 2008).

Pórtico de siete pisos

Este tipo de estructura posee una buena capacidad para disipar la energía (tipo 1). Es un edificio regular que fue diseñado con normas actuales de diseño estructural y sismorresistente. Tiene un $f'c=250$ kg/cm² y un acero con fluencia de 4 200 kg/cm². El peso de los siete primeros pisos es de 18.73 t y el del último piso de 18.20 t. El periodo fundamental de vibración es de 0.81 s, adopta un 5% de amortiguamiento para todos los modos (Lopez & Ruiz, 2008).

La curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no lineal para un patrón de carga triangular se muestra en la Figura 13. Se aprecia una fuerza cortante máxima de 45.32 t y un desplazamiento del techo de 48.31 cm cuya deriva global normalizada es 23% (Lopez & Ruiz, 2008).

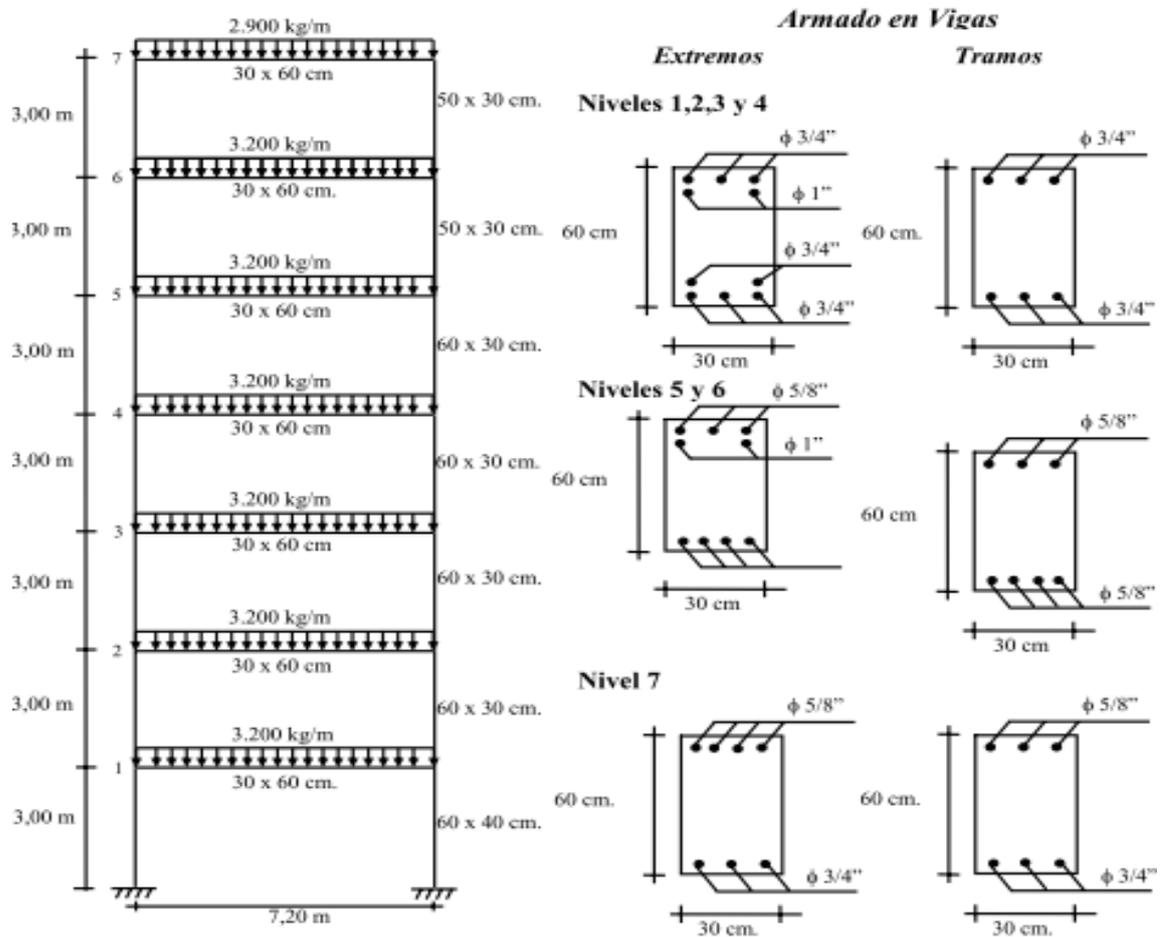


Figura 12. Pórtico de siete pisos. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

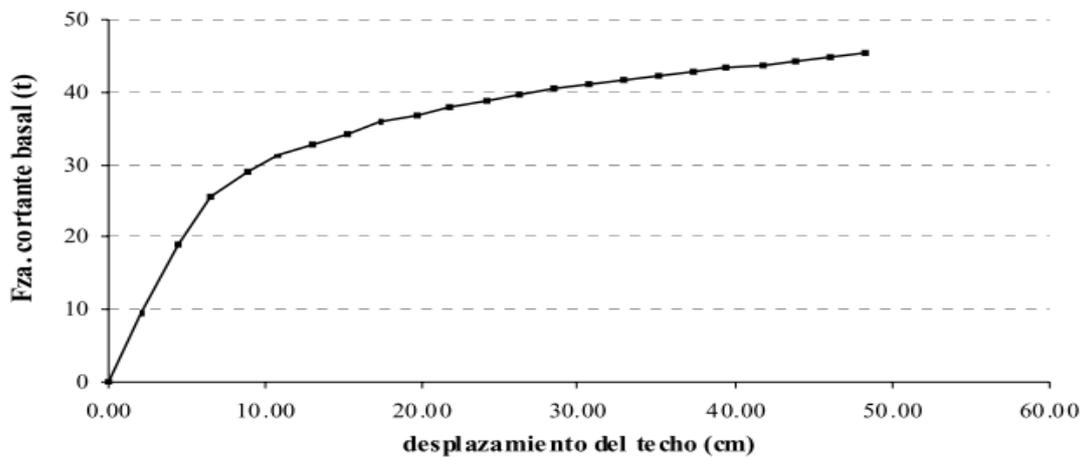


Figura 13. Curva de capacidad del pórtico de siete pisos. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

Según la tabla 9, muestra que el procedimiento MPA suministra una estimación del desplazamiento donde las diferencias son generalmente de sobrestimación y se mantienen dentro de un rango aceptable, no mayor al 11% para todos los sismos considerados (Lopez & Ruiz, 2008).

Tabla 9. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de 7 pisos. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Método | El centro | | Imperial Valley | | Taft | | Rinaldi | | Sylmar | | Corralitos | |
|---------------------|-----------|----------|-----------------|----------|--------|----------|---------|----------|--------|----------|------------|----------|
| | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. | d (cm) | % Difer. |
| ATC 40 - A | 7.64 | 13.13 | 14.28 | 14.80 | 6.11 | 17.62 | 41.21 | 10.42 | 33.05 | 34.00 | 10.46 | 16.43 |
| ATC 40 - B | 7.46 | 15.26 | 14.14 | 15.61 | 6.12 | 17.44 | 41.02 | 10.83 | 33.09 | 34.16 | 10.46 | 16.43 |
| FEMA 356 Uniforme | 7.70 | 12.45 | 14.70 | 12.30 | 2.94 | 60.27 | 40.27 | 12.45 | 9.34 | 62.15 | 21.13 | 68.85 |
| FEMA 356 Triangular | 8.34 | -5.15 | 15.92 | -4.99 | 3.19 | 56.96 | 43.63 | -5.16 | 10.11 | 58.99 | 22.69 | 81.28 |
| MPA | 8.20 | -6.83 | 17.43 | 4.01 | 7.23 | -2.41 | 50.25 | 9.23 | 26.20 | 6.23 | 13.86 | 10.73 |
| ADNL | 8.80 | - | 16.76 | - | 7.41 | - | 46.00 | - | 24.66 | - | 12.51 | - |

(1) No se obtienen resultados debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Evaluando los métodos aplicados

Para todas las situaciones analizadas el método MPA conduce a mejores estimaciones para cada nivel de intensidad sísmica; puesto que, todos los otros métodos resultan con incrementos en variaciones respecto del ADNL, incluido para aquellos con demanda excesiva (con aceleraciones de hasta 0.84g) (Lopez & Ruiz, 2008). A continuación, presentamos el resumen de los 30 casos evaluados; es decir, 5 tipología de sistema estructural para 6 niveles de intensidad sísmica. Es importante señalar que para algunos métodos no se consideró los 30 casos mencionados; esas variaciones lo podemos ver en la siguiente tabla 10.

Tabla 10. Promedio de las diferencias (%) entre los métodos aproximados y el ADNL, para cada tipo de estructura y nivel de intensidad sísmica. Fuente: (Lopez & Ruiz, 2008)

| Método | N° de casos | Promedio de las diferencias (%) con el ADNL | |
|-------------------|-------------|---------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| | | Todos los casos | Solo casos con demandas de ductilidad moderadas |
| ATC 40 - A | 18 | 23.8 | 22.7 |
| ATC 40 - B | 22 | 25.0 | 25.0 |
| FEMA 356 | 30 | 45.5 | 41.5 |
| MPA s/degradación | 30 | 15.6 | 8.4 |
| MPA c/degradación | 12 | 17.2 | 9.0 |

CONCLUSIONES

Finalmente, se resalta la importancia de conocer el comportamiento o curva de capacidad de la estructura en la fase de la no linealidad para efectos multimodales; es decir, en la zona plástica cuando existe la degradación de la rigidez de cada elemento estructural y un intercambio dinámico de toda la estructura que son afectadas en sus distintos niveles de efectos de la amenaza sísmica. De este modo, la aplicación de la metodología del Análisis Estático No Lineal Modal (MPA) se fundamenta en mejorar la precisión del comportamiento de las estructuras sometidas a cargas laterales con varios modos de vibración, ya que su estimación del desplazamiento tiene variaciones poco relevantes respecto al análisis dinámico no lineal (ADNL) – Análisis tiempo historia (RHA); fijando una filosofía de diseño basada en el desempeño, y ante diversos niveles de intensidad sísmica.

Asimismo, se presenta los límites de desempeño propuestos por el comité VISION 2000 y el ATC-40 cuya finalidad pretende limitar el comportamiento estructural en base a la seguridad ocupacional de las personas, a la funcionalidad física de la estructura y a los niveles de amenaza del sismo. De manera que, mediante una adecuada y rigurosa intervención estructural se puede lograr una mejora contra la susceptibilidad de la estructura ante acciones sísmicas y lograr tener un comportamiento deseado con los límites de desempeño propuestos.

REFERENCIAS

- Akbar, S. D., & M. ASCE, E. M. (2005). Statistical Evaluation of Approximate Methods for Estimating Maximum Deformation Demands on Existing Structures, 160–172.
- Calcina, R. M. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal, 133.
- Cárceles, J. G. (2005). Análisis del proceso de diseño de estructuras porticadas, (figura 42), 1–16.
- Chen, Z.-Y., Chen, W., & Zhang, W. (2014). Seismic Performance Evaluation of Multi-Story Subway Structure based on Pushover Analysis. *Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering*, 444–454.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings : Theory and Preliminary Evaluation. Earthquake*. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Espinoza, T. (2016). Análisis y diseño de un centro educativo de 2 niveles con techo inclinado.
- Guevara, N. E., Osorio, S. A., & Vargas, A. (2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura utilizando análisis estático no lineal (pushover), 411.
- Irtem, E., & Hasgul, U. (2009). Investigation of effects of nonlinear static analysis procedures to performance evaluation on low-rise RC buildings. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(6), 456–466. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000047](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000047)
- Jianmeng, M., Changhai, Z., & Lili, X. (2008). An Improved Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic demands of structures. *Earthquake engineering and engineering vibration*, 7, 1–8. <https://doi.org/10.1007/s11803-008-0786-y>

- Lopez, O. A., & Ruiz, G. del R. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aperticadas de concreto armado, *46*, 28.
- Malley, J., & Hom, D. (2004). The Role of Nonlinear Analysis in Modern Engineering Practice Related to Performance-Based Seismic Design. *Advanced Technology in Structural Engineering*, 8.
- Safina, S. (2002a). Desempeño sísmico de edificaciones esenciales, 65–86. Retrieved from <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93538>
- Safina, S. (2002b). Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, 45–64. Retrieved from <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93538>
- Santana, R. D. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*. Universidad nacional de ingeniería.
- Tomicic, J. M. (2015). Análisis de Edificio mediante el uso del programa ETABS, (May 2005).