

Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios

J. C. Vielma

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A.H. Barbat

Contribuciones a la evaluación
de la vulnerabilidad sísmica de
edificios

J.C. Vielma

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, España

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA

Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

CONTRIBUCIONES A LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS

Monografía CIMNE IS 68

© Los autores

ISBN: 978-84-941686-9-7

Depósito legal: B-15426-2014

ÍNDICE

Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios	1
Reyes I. Herrera, Juan Carlos Vielma y Lluís Pujades	
Evaluación de la vulnerabilidad a través de un índice de daño	27
Juan Carlos Vielma, Alex H. Barbat y Sergio Oller	
Vulnerabilidad de edificios de ductilidad limitada	49
Juan Carlos Vielma, Alex H. Barbat y Sergio Oller	
Umbrales de estados de límite de daño sísmico	75
Juan Carlos Vielma	
Vulnerabilidad de edificios de acero con diagonales concéntricas tipo Cruz de San Andrés	93
Juan Carlos Vielma, Juan Pieruzzinni y Angélica Yústiz	
Vulnerabilidad de edificios de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida	113
Juan Carlos Vielma y Eurimar Mendoza	
Vulnerabilidad de edificaciones con irregularidad en planta	131
Juan Carlo Vielma, Ronald Ugel, Reyes I. Herrera, Yolsanie Martínez y Anny Alfaro	
Evaluación numérica de la respuesta de un edificio dañado por el Terremoto de Tucacas	151
Juan Carlos Vielma, Angely Barrios y Anny Alfaro	
Procedimiento basado en el análisis incremental dinámico para determinar curvas de fragilidad	171
Juan Carlos Vielma, Angely Barrios y Anny Alfaro	

INTRODUCCIÓN

Una de las principales preocupaciones de los especialistas relacionados con el medio construido tiene que ver con la capacidad de las estructuras para soportar acciones excepcionales. Entre éstas está el efecto de los fenómenos ambientales y naturales que imponen cargas extraordinarias que, de forma inesperada, pueden afectar a los edificios, provocando una respuesta que puede conducir al daño de componentes estructurales y no estructurales o, incluso, al colapso de la estructura. Entre las acciones extraordinarias que pueden afectar las estructuras dentro de la ventana de vida útil se encuentran las producidas por el viento y los terremotos, entre los más importantes. Tanto el daño parcial como el colapso de los edificios pueden afectar a las personas que habitan o realizan actividades en estas, produciendo heridos o incluso fallecidos y enormes pérdidas económicas.

Dentro de este contexto se han venido desarrollando trabajos de investigación que han tenido como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de los edificios, con el fin de conocer cuál sería su comportamiento frente a la acción hipotética de un sismo determinado. En esta monografía se recogen contribuciones en este campo que se organizan en nueve capítulos.

En el primer capítulo, titulado *Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios*, se presenta una revisión exhaustiva del estado del conocimiento de los métodos que han venido siendo desarrollados y aplicados y se proporcionan algunos ejemplos de los resultados obtenidos a nivel mundial para diferentes tipologías estructurales y para diferentes contextos de amenaza sísmica.

En el siguiente capítulo, *Evaluación de la vulnerabilidad a través de un índice de daño*, se desarrolla un índice de daño objetivo, independiente de la tipología estructural adoptada y del nivel de amenaza considerado en el diseño, para establecer una relación entre la evolución del daño y el desplazamiento del nivel de cubierta bajo la acción de cargas laterales. Este índice de daño objetivo ha sido aplicado al estudio del comportamiento de estructuras de ductilidad limitada, cuya utilización en zonas de alta amenaza sísmica está restringida por las normas existentes. Los resultados de este estudio se presentan en el capítulo 3, titulado *Vulnerabilidad de edificios de ductilidad limitada*. Se muestran resultados para edificios porticados con vigas planas y para edificios con forjados reticulares y se comparan la respuesta de edificios porticados convencionales. El análisis no lineal se ha convertido en una herramienta de especial importancia a la hora de estimar la respuesta sísmica de las estructuras. Los resultados de este tipo de análisis permiten formular expresiones en la que se asocian parámetros de la respuesta con valores de daño. Este tema se aborda en el capítulo 4, *Umbral de estados de límite de daño sísmico*, en el

que los autores presentan una propuesta de umbrales de daño sísmico formulada sobre base en el análisis estático no lineal incremental (*pushover analysis*).

Las estructuras metálicas son ampliamente utilizadas en áreas de alta amenaza sísmica, dadas las ventajas constructivas del acero estructural. Dentro de sus desventajas se encuentran su gran flexibilidad frente a cargas laterales, por lo que las estructuras porticadas se refuerzan mediante diagonales excéntricas y concéntricas. Las diagonales concéntricas, conocidas como Cruces de San Andrés, son quizá las más populares; sin embargo su emplazamiento dentro de la estructura se ve limitado por razones de espacio, haciéndose necesario el estudio de su efecto sobre los diferentes pórticos de la estructura. Por esta razón este tema se desarrolla en el capítulo 5, *Vulnerabilidad de edificios de acero con diagonales concéntricas tipo Cruz de San Andrés*, en el que se presentan resultados del análisis no lineal tanto estático como dinámico aplicado a edificios de diversas alturas.

En el capítulo 6, *Vulnerabilidad de edificios de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida*, se estudia la respuesta de edificios que han sido reforzados mediante diagonales concéntricas que han recibido menor atención que las estructuras mostradas en el capítulo anterior. Se muestran los resultados del análisis no lineal tanto estático como dinámico, obteniendo de éstos valores característicos de la respuesta sísmica como son la ductilidad y la reserva de resistencia, que son esenciales de cara a la determinación de la vulnerabilidad sísmica.

La irregularidad de las edificaciones suele introducir modificaciones significativas en la respuesta sísmica. Las normas de proyecto sismorresistente procuran establecer limitaciones en la irregularidad tanto en planta como en elevación, con la finalidad de controlar comportamientos indeseados de las estructuras. A partir de recientes estudios efectuados sobre edificios de hormigón armado en Venezuela, se presenta este tema en el capítulo 7, *Vulnerabilidad de edificaciones con irregularidad en planta*. En el proceso de evaluación de la vulnerabilidad se ha incorporado el efecto de amplificación de los momentos torsores en zonas de la estructura con entrantes.

La ocurrencia de terremotos fuertes da la oportunidad para que se evalúen no solo los daños ocurridos en las estructuras de las zonas afectadas, sino que también permite calibrar los procedimientos de diseño contenidos en las normas sismorresistentes. En el año 2009 la costa nor-occidental de Venezuela fue afectada por un terremoto de Mw 6,4. Este terremoto causó daños especialmente en edificios de mediana altura, por lo que fue interesante estudiar la respuesta de un edificio de hormigón armado localizado a 15 km del epicentro. El edificio presentó daños ligeros en los componentes no estructurales, condición que logró ser simulada de forma eficiente mediante análisis no lineal. En el capítulo 8 titulado *Evaluación numérica de la respuesta de un edificio dañado por el Terremoto de Tucacas*, se muestran los resultados de este estudio.

Finalmente, en el capítulo 9, *Procedimiento basado en el análisis incremental dinámico para determinar curvas de fragilidad*, se expone un procedimiento para obtener las curvas de fragilidad, esenciales a la hora de establecer la vulnerabilidad sísmica de los edificios, con base en los resultados del análisis incremental dinámico que, actualmente, es considerado uno de los más completos y eficientes métodos de análisis en el rango no lineal.

Juan Carlos Vielma

Abstract

One of the main concerns of specialists related to the built environment is related to the ability of structures to withstand exceptional actions. Among these actions are the effects of environmental and natural phenomena that impose extraordinary loads that unexpectedly can affect buildings, causing them a response that can lead to the damage of structural and nonstructural components or even to the collapse of the whole structure. Among these extraordinary actions that can affect structures within their lifetime, are those produced by wind and earthquake. Partial damage or collapse of buildings can injure or even kill people, also causing huge economic losses. In this context, many researches have been developed aiming to evaluate the seismic vulnerability of buildings, in order to improve their performance against the hypothetical action of future earthquakes. In this monograph, different recent contributions to this field are presented into nine chapters.

In the first Chapter, entitled “*Methodologies for the assessment of the seismic vulnerability of buildings*”, a comprehensive state of the art review of the vulnerability assessment methods that have been developed and implemented worldwide is presented considering different structural typologies and seismic hazard levels.

In the next chapter, “*Vulnerability assessment using damage indices*”, a new, objective, damage index, independent of the structural typology and of the damage level considered in the design, has been formulated, to establish a relationship between the evolution of damage and the global drift of the structure under the action of lateral loads. This objective damage index has been applied to study the behavior of structures with limited ductility, many of which are used in seismic-prone areas. The results of this study are presented in Chapter 3, entitled “*Vulnerability of limited ductility buildings*”. The results for buildings with flat beams and for buildings with waffled slabs are compared with the results obtained for moment-resisting framed buildings. Nonlinear analysis has become a tool of particular importance when estimating the seismic behaviour of structures. Its results allow formulating expressions relating the structural response parameters with indices describing damage. This topic is discussed in Chapter 4, “*Damage thresholds for seismic limit states*”, in which the authors propose damage thresholds formulated based of the results of incremental nonlinear static analysis (pushover analysis).

Moment-resisting steel framed structures are widely used in areas of high seismic hazard, given the important structural advantages of structural steel. Nevertheless, they also have some disadvantages among which it can be mentioned the flexibility against lateral loads. To overcome this disadvantage, the framed structures are stiffened by means of eccentric and concentric braces. The concentric braces are perhaps the most popular; however, their use is limited by the lack of space within the structure. Additionally, the study of their effect on the different frames of the structure is necessary, because of the impossibility to locate these braces only within the inner frames. For this reason, this topic is developed in Chapter 5, “*Vulnerability steel building with concentric braces*”, in which results for both static and dynamic nonlinear analyses performed to buildings of different heights are presented.

In Chapter 6, entitled “*Vulnerability steel building with Chevron-type concentric braces*”, the response of buildings stiffened with concentric braces which have received less attention than the structures shown in the previous Chapter, are studied. The results of both static and dynamic nonlinear analysis are shown obtaining these characteristic values of the seismic response, such as ductility and overstrength, which are essential in the assessment of the seismic vulnerability of these structures.

The irregularity of buildings usually introduces significant changes in the seismic response. Seismic codes seek to establish limitations on plan and elevation irregularities, in order to control unwanted behaviors of structures. This topic is presented in Chapter 7, “*Vulnerability of buildings with plan-irregularity*”, which is based on recent studies on reinforced concrete buildings performed in Venezuela. In this chapter, in the vulnerability assessment process has been incorporated the effect of the amplification of the torsion moments in the columns located near the corners of the structures.

The occurrence of recent strong earthquakes has given the opportunity to evaluate not only the damages of the structures in the affected areas, but also to calibrate design procedures contained in the earthquake-resistant design codes. In 2009, the North-Western coast of Venezuela was hit by a major earthquake (Mw 6,4), which caused damage especially in mid-rise buildings; thus, it was interesting to study the response of a reinforced concrete building located at 15 km from the epicenter. The building showed slight damage to nonstructural components and this state of damage was captured efficiently by nonlinear analysis. In Chapter 8, entitled “*Numerical evaluation of the response of a building damaged by Tucacas earthquake*”, are shown the most important results of this study.

Finally, in Chapter 9 entitled “*Procedure based on the dynamic incremental analysis to determine fragility curves*”, a new method for obtaining fragility curves is disclosed, useful essentially in establishing the seismic vulnerability of buildings. It is based on the results of incremental dynamic analysis, IDA, that today is considered one of the most complete and efficient methods for analysis of nonlinear behaviour of the structures.

Capítulo 1

METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS: UN ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Reyes Indira Herrera¹ Juan Carlos Vielma¹ y Lluís G. Pujades²

¹Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jcvielma@ucla.edu.ve y jcvielma@espe.edu.ec)

²Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Barcelona, España (email alex_barbat@upc.edu lluis.pujades@upc.edu)

1 INTRODUCCIÓN

Los terremotos de los siglos XX y XXI han causado aproximadamente 1,8 trillones de dólares en daños globales Daniell [1]. La mayoría de las pérdidas debidas a terremotos tiene su origen en el deficiente comportamiento de los edificios que sufren daños o incluso el colapso [2]. Los daños en edificios ocasionados por terremotos evidencian la vulnerabilidad en las construcciones tradicionales de las poblaciones, tales como la construcción con mampostería, adobe y concreto armado de mala calidad. Dicha vulnerabilidad es un factor interno de riesgo de un edificio expuesto a terremotos que refleja su predisposición intrínseca de ser dañado [3, 4]. Es notable que un número considerable de los edificios dañados por terremotos fueran proyectados con normas y técnicas constructivas vigentes para la época. Este comportamiento deficiente es lo que ocasiona la mayor parte de las pérdidas de vidas humanas. A fin de acentuar lo expuesto anteriormente, en la Figura 1, se presentan los terremotos históricos ocurridos en los últimos 40 años en América y los daños globales ocasionados. El aumento poblacional, combinado con el desarrollo del país y las buenas prácticas constructivas, permite esperar una disminución de la vulnerabilidad y, por ende, la preservación de la vida y la protección de los activos financieros.

La ocurrencia de catástrofes por eventos naturales como los terremotos, han requerido la formulación de modelos conceptuales y de metodologías de estimación de pérdidas por terremoto en zonas urbanas. Sin embargo, la frecuencia de los eventos catastróficos es baja por lo que los datos históricos disponibles en cada zona sísmica son limitados y la evaluación del riesgo sísmico debe ser prospectiva, mediante modelos capaces de predecir

los futuros escenarios partiendo de la información limitada existente. Las bases para desarrollar tales modelos las deben sentar la sismología y la ingeniería sísmica, partiendo de la peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmicos. Las grandes incertidumbres involucradas en todos los pasos del proceso requieren un tratamiento probabilista del problema de evaluación del riesgo [5, 6- 7]. La aplicación de estos modelos de pérdidas a un entorno edificado o a líneas vitales es de importancia también para las autoridades nacionales en cuanto a la planificación de respuesta de emergencia y desastres [8]. Asimismo, permite reajustar los códigos sísmicos para el proyecto de nuevos edificios y para proyectar sistemas de refuerzo mediante la realización de estudios costo/beneficio para diferentes tipos de intervención estructural.

La ocurrencia de los fenómenos sísmicos es inevitable debido a su naturaleza, lo que requiere mejoras que optimicen el comportamiento sismo-resistente de las estructuras nuevas y el refuerzo de las existentes, de tal forma que se reduzcan las pérdidas producidas por los terremotos en el momento que ocurren. De aquí la necesidad apremiada de los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, a fin de realizar una gestión integral del riesgo [9]. Considerando lo expuesto, se presenta un estado del conocimiento, referido a aspectos relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, destacando las metodologías de evaluación y técnicas más relevantes aplicadas recientemente para evaluar la vulnerabilidad sísmica y el daño estructural [10, 11, 12, 13, 14, 15].

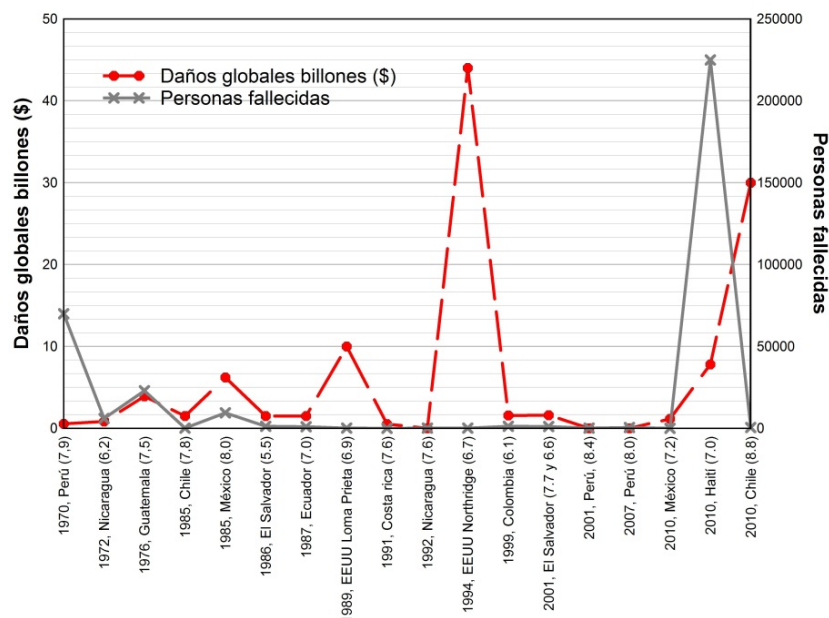


Figura 1. Pérdidas de vidas humanas y materiales por terremotos históricos ocurridos en América (1970-2010)

2 LA VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS

El concepto de vulnerabilidad puede utilizarse no solo para describir aspectos estructurales, sino también para describir aspectos no estructurales, funcionales, operativos, o sociales, entre otros [16]. En este sentido, es necesario aclarar el tipo de afectación o daño que se considera en la evaluación de vulnerabilidad.

La vulnerabilidad estructural, se produce cuando los edificios se construyen mediante proyectos y materiales que son insuficientes para resistir a las tensiones extremas (por ejemplo, fuertes vientos, presiones hidrostáticas, o sacudidas sísmicas) Lindell *et al.* [17] y, como los fenómenos sísmicos están aún fuera del alcance de la predicción, se requiere avances en el campo de la ingeniería sísmica incluso modificaciones en las normas de proyecto sismo-resistente.

El concepto de vulnerabilidad ha sido ampliamente desarrollado en diferentes investigaciones. De acuerdo con la definición más aceptada, la *vulnerabilidad física* es la propensión de un sistema a sufrir daños debido a su interacción con procesos externos e internos, potencialmente peligrosos. Es una propiedad relativa de los sistemas, lo que significa que el grado de vulnerabilidad depende del tipo de amenaza a la que esté expuesto el sistema. En este sentido, un sistema puede ser más vulnerable a un fenómeno que a otro. Por el contrario, la *vulnerabilidad social* es el grado de daños que pueden sufrir, debido a cierta amenaza, las comunidades humanas asentadas en un lugar específico, en función de un conjunto de factores socioeconómicos, psicológicos y culturales [18]. En la referencia [19] se muestra que la vulnerabilidad puede definirse como un factor de riesgo interno de un elemento expuesto a eventos de peligro, y corresponde a su predisposición intrínseca a ser afectado o ser susceptible de sufrir daños. En otras palabras, la vulnerabilidad física, económica, política o de sensibilidad social, es la predisposición de una comunidad a sufrir daños en el caso de que ocurra un evento de amenaza de origen natural o antropogénico. La vulnerabilidad socio-económica determina el carácter selectivo de los efectos asociados a un mismo evento sobre distintas comunidades.

Por otra parte, la *vulnerabilidad sísmica* puede definirse de manera cualitativa la predisposición de una categoría de elementos en riesgo de sufrir efectos adversos causados por terremotos potenciales [20]. Para que a partir de esta definición, que es sin duda genérica, se puedan plantear instrumentos operativos de evaluación útiles para para diversos fines, como el desarrollo de escenarios de riesgo sísmico del terremoto, o de estrategias de mitigación de riesgos, se necesitan precisar varios detalles como:

- La caracterización de los elementos en riesgo.
- La caracterización de la acción sísmica y la cuantificación de su intensidad. La peligrosidad o amenaza es un peligro latente o a un factor de riesgo externo de un elemento expuesto que puede ser expresado como la probabilidad de ocurrencia de un evento de cierta intensidad, en un sitio específico y para un período determinado de exposición [21].
- La caracterización de los posibles efectos del terremoto y la cuantificación del riesgo.
- La caracterización de la predisposición de que puedan aparecer efectos de diferentes niveles de riesgo en diferentes elementos expuesto dela misma zona, es decir, de la vulnerabilidad.

En la referencia [22] se muestra que un estudio de vulnerabilidad requiere que se defina su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras y los datos relacionados con los daños observados durante sismos que han afectado la zona de interés. Una vez definidos estos factores, el objetivo de

los estudios de vulnerabilidad es determinar el daño esperado en una estructura, en un grupo de estructuras o en toda una zona urbana, suponiendo que llegue a ocurrir un sismo de determinadas características [23]. Conocido el daño esperado, se buscan soluciones para reducirlo y lograr disminuir en gran medida las pérdidas que pudiese ocasionar un futuro terremoto. Estas soluciones repercutirán en un coste económico, el cual se podrá contrastar con los costes de las pérdidas esperadas. Sin embargo, la decisión de realizar inversiones de mejora y reforzamiento de dichas estructuras no se toma solo en función de un criterio de beneficio-coste sino también de criterios socio-económicos. Por este motivo, los estudios de vulnerabilidad sísmica constituyen, conjuntamente con los estudios de amenaza o peligrosidad, uno de los factores determinantes del *riesgo sísmico específico*, el cual representa la probabilidad total de que una estructura sufra varios niveles de daño durante un periodo específico de tiempo.

En relación a estos conceptos, Cardona y Barbat [24], presentan algunas definiciones relacionadas con el riesgo definido con la Ecuación (1), como una función de convolución (\otimes) entre la peligrosidad H_i y la vulnerabilidad V_e durante un período de exposición T

$$R_{ie|T} = f (H_i \otimes V_e)|_T \quad (1)$$

Las variables que involucradas en esta ecuación son:

El riesgo, $R_{ie|T}$, definido como probabilidad de pérdida (social, económica y ambiental) de un elemento expuesto e como consecuencia de la ocurrencia en un área determinada de un evento peligroso con intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición T .

La amenaza o peligrosidad, $H_{i|T}$, definida como la probabilidad de ocurrencia de un evento con intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición T .

La vulnerabilidad, V_e , es la predisposición intrínseca de un elemento expuesto e a ser afectado o ser susceptible de sufrir una pérdida como resultado de la ocurrencia de un evento de intensidad i .

3 CLASIFICACIÓN DE MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

En principio, la vulnerabilidad sísmica de edificios dentro de un área urbana puede evaluarse a partir del análisis mediante modelos numéricos del daño sísmico de estructuras, de la inspección de edificios existentes o de pruebas de laboratorio. Es aquí donde se hace necesario distinguir entre la *vulnerabilidad observada*, que significa la vulnerabilidad que ha sido obtenida de la inspección de los daños posteriormente a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo definido de estructura y la *vulnerabilidad calculada*, que es la vulnerabilidad que ha sido obtenida a partir de un análisis mediante un modelo estructural o mediante ensayos en el laboratorio de modelos reducidos y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilistas [23, 25]. Los modelos de evaluación que se presentan en las siguientes secciones se encuentran enmarcados dentro de algunos de estos enfoques.

En el área de Ingeniería Sísmica han sido propuestos diferentes esquemas de clasificación para sistematizar los métodos y técnicas de evaluación de la vulnerabilidad

sísmica, con el objetivo de predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre posible. Sin embargo, éstos difieren debido a las diferentes niveles de dependencia de los siguientes factores: naturaleza y objetivo de la evaluación, la calidad y disponibilidad de la información, las características de los edificios inspeccionados, la escala de evaluación, los criterios de la metodología, el grado de fiabilidad de los resultados esperados y el uso por el usuario final de la información producida [23, 26, 27, 28, 29], las cuales se presentarán brevemente.

3.1 Clasificación de acuerdo a Corsanego y Petrini

Una de las clasificaciones más reconocida y completa sobre la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se debe a Corsanego y Petrini [28] y se realiza en función del tipo de resultado que produce. *Técnicas directas*. Permiten predecir directamente, y en una sola etapa, el daño causado por un sismo a partir de dos métodos: i) *tipológicos*, que clasifican los edificios en clases dependiendo de los materiales, técnicas de construcción, características de construcción y otros factores que influyen en la respuesta sísmica del edificio. Definen la vulnerabilidad como la probabilidad de una estructura de sufrir un cierto nivel de daño para una intensidad sísmica definida. La evaluación de la probabilidad de daño se hace con base en los daños observados y registrados después de los terremotos anteriores, y también en el conocimiento experto. Los resultados obtenidos con este método deben ser considerados en términos de su precisión estadística, ya que se basan en investigación de campo sencilla. En efecto, los resultados son válidos sólo para el área evaluada, o para otras áreas de la tipología de construcción similar y el mismo nivel de riesgo sísmico. Ejemplos de este método son las funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daños (MPD) desarrollados por Whitman *et al.* [30]. ii) *mecánicos*, que predicen el efecto sísmico en la estructura mediante el uso de modelos mecánicos adecuados. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura, es decir, los basados en modelos simples y aquellos basados en un análisis más detallado. Respecto al primero, debe permitir analizar un gran número de edificios en un periodo de tiempo corto, y que sólo requiera unos pocos parámetros de entrada. Un ejemplo de este método fue desarrollado por Calvi [31] y aplicado a la ciudad de Catania. Los del segundo grupo son generalmente utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que requieren análisis detallados y modelos refinados; no son adecuados para la evaluación de escenarios sísmicos, donde es necesario disponer de la vulnerabilidad de un gran número de estructuras. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: 1) el análisis lineal (estático y dinámico) y 2) el análisis no lineal (estático y dinámico). Un ejemplo de los más conocidos que involucran procedimientos de análisis estático no lineal son el método del espectro de capacidad (MEC) desarrollado por Freeman *et al.* [32], el cual ha sido incorporado en el ATC-40, (ATC, 1996)[33]; el método del coeficiente de desplazamiento utilizado en el FEMA 273 y 356 (FEMA, 1996; FEMA, 2000)[34, 35]; y el método N2 desarrollado por Fajfar [36], el cual ha sido implementado en el Eurocódigo 8 [37].

Técnicas indirectas. Determinan, como primer paso un índice de vulnerabilidad, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica, mediante estudios post-terremoto y estudios estadísticos. Es muy útil para evaluaciones sísmicas de edificios a gran escala. Un ejemplo de esta técnica es el método del índice de vulnerabilidad (IVM) GNDT [38] y

propuesto por Benedetti y Petrini [39], con motivo de los estudios post-terremoto realizados en Italia. Con base en una asignación de puntajes se encuentra la técnica de selección rápida del ATC-21 [40], ampliamente utilizada en los EE.UU. para obtener una puntuación de la vulnerabilidad.

Técnicas convencionales. Son esencialmente heurísticas e introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones de una misma tipología, ubicadas en una determinada zona, de acuerdo con algunos factores cuya contribución a la resistencia sísmica es calibrada por expertos. Los índices dan una medida relativa de la vulnerabilidad, pero los resultados obtenidos son difíciles de comparar para diferentes tipos de construcciones, debido a las diferencias existentes entre los factores considerados. Existen básicamente dos grupos de métodos: los primeros califican empíricamente las diferentes características físicas de las estructuras; los segundos consideran los criterios utilizados en las normativas de proyecto sismo-resistente, evaluando la relación demanda/capacidad de los edificios de manera simplificada [41, 42, 43]. El método de ATC-13 [44], que se enmarca dentro de esta categoría, utiliza matrices de probabilidad de daño partiendo de la opinión de expertos; el grado de incertidumbre se asume como una limitación tratada a través del procesamiento probabilístico. Aunque este método no permite la introducción de nuevos datos o su aplicación a otros edificios y regiones, ha sido ampliamente utilizado en muchos estudios de vulnerabilidad sísmica en las últimas décadas. Otro ejemplo perteneciente a esta categoría es el método HAZUS FEMA [45, 46]. Este método utiliza los desplazamientos y aceleraciones espectrales como medida de la intensidad sísmica y emplea la subjetividad relativa de la opinión de expertos para la clasificación de daños para 36 tipos de modelos estructurales. Para cada tipo de construcción y nivel de diseño, utiliza parámetros que permiten definir la capacidad de la estructura, las derivas máximas de entrepiso y, finalmente, los desplazamientos espectrales en los umbrales de los diferentes estados de daño considerados.

Técnicas híbridas. Combinan las características de los métodos descritos anteriormente, tales como las funciones de vulnerabilidad sobre la base de la vulnerabilidad observada y juicios de expertos. Regularmente, la vulnerabilidad se define en clases según la escala macrosísmica EMS-98 [47]. Este es el caso del modelo macrosísmico y mecánico propuesto por Lagomarsino y Giovinazzi [48], que combina las características de los métodos tipológicos y técnicas indirectas. La vulnerabilidad de los edificios está definida mediante curvas de vulnerabilidad y capacidad por el método macrosísmico y mecánico, respectivamente, y, posteriormente, mediante un cruce validado de ambas.

Considerando las diferentes técnicas descritas anteriormente, Vicente *et al.* [27] mencionan que la definición y la naturaleza de los criterios de análisis (cualitativo y cuantitativo) condicionan naturalmente la formulación de las metodologías y su correspondiente nivel de evaluación, que puede variar de la evaluación rápida de los edificios basados en la observación visual a la elaboración de modelos numéricos más complejo de edificios individuales (véase la Figura 2).

3.2 Clasificación de acuerdo con Dolce *et al.*

Dolce *et al.* [29] han propuesto un criterio de clasificación que examina separadamente las etapas fundamentales que comprende un análisis de vulnerabilidad: los datos de

entrada, el método empleado y los resultados obtenidos; incluso es posible obtener diferentes combinaciones de estas etapas (ver Figura 3). Con respecto a los métodos, la clasificación considera tres tipos que se presentarán brevemente a continuación.

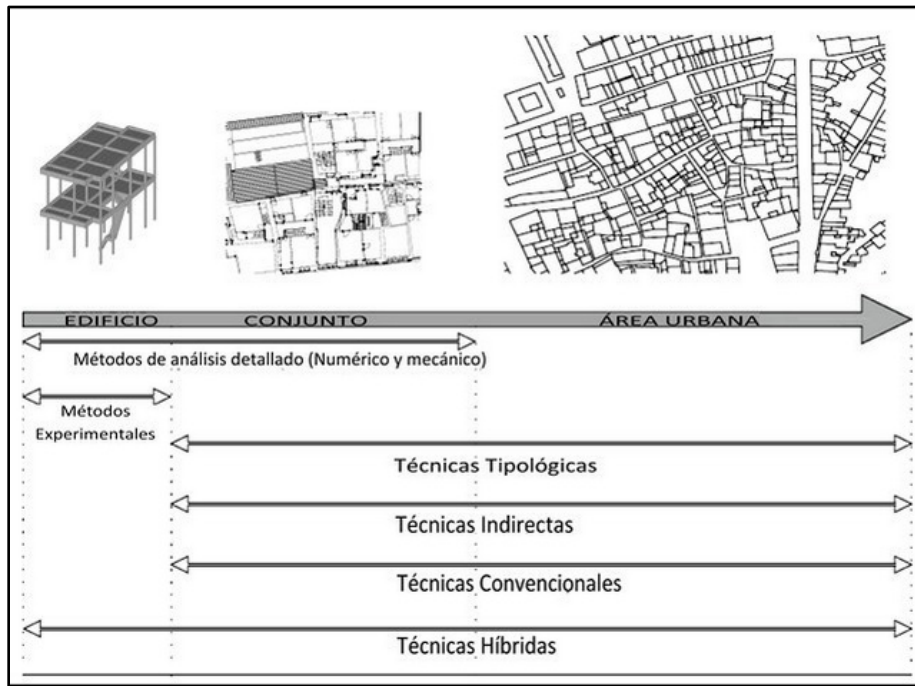


Figura 2. Técnicas de análisis de evaluación de la vulnerabilidad [27]



Figura 3. Clasificación de las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad, [29].

Métodos estadísticos. Con base en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los datos de entrada, la evaluación de la distribución del daño se realiza a partir de la observación y cuantificación estadística de los daños ocasionados por sismos pasados (vulnerabilidad observada).

Métodos mecánicos ó analíticos. Utilizan modelos mecánicos para predecir el daño de la estructura por medio de algún parámetro que describe el comportamiento de la edificación frente a un sismo, como puede ser la deriva máxima entrepiso, la ductilidad, o un índice de daño (vulnerabilidad calculada).

Métodos con base en juicio de expertos. Evalúan cualitativa y/o cuantitativamente los factores que gobiernan la respuesta sísmica de los edificios.

3.3 Clasificación de acuerdo a Calvi *et al.*

Otro enfoque sobre cómo caracterizar las metodologías de análisis de vulnerabilidad ha sido desarrollado por Calvi *et al.* [49]. Los autores resaltan que el objetivo de una evaluación de vulnerabilidad sísmica es obtener la probabilidad de que un determinado tipo de edificio sufra un determinado nivel de daño bajo un sismo de una determinada severidad. Los diferentes métodos que se han propuesto en el pasado para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras se pueden dividir en *métodos empíricos* y *métodos analíticos*; ambos pueden ser considerados *métodos híbridos*, tal como se muestra en la Figura 4, y se discuten brevemente más adelante.

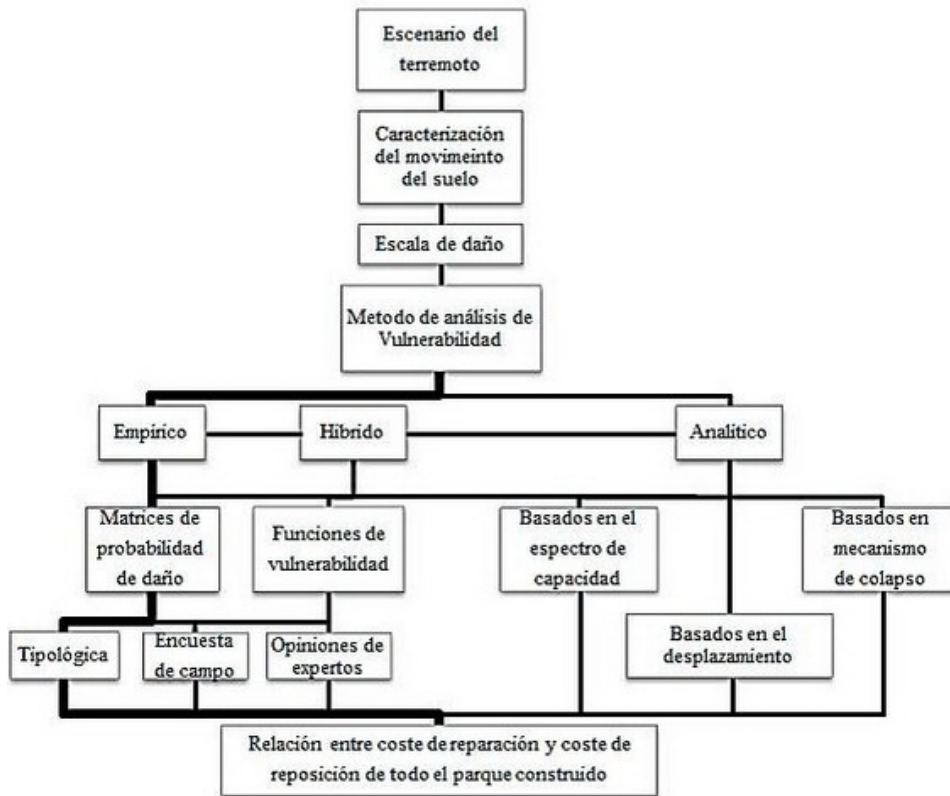


Figura 4. Componentes de una evaluación de riesgo sísmico y métodos para evaluar la vulnerabilidad (resaltado el método tradicional), [30]

De forma general, los métodos de análisis de la vulnerabilidad cuantifican el daño mediante una determinada escala, que suele adoptar valores discretos. Ejemplos de uso frecuentes incluyen la escala MMI (Wood y Neumann, 1931) [50], la escala MSK [51], y la escala EMS [47]. Cuando se emplean métodos empíricos para evaluar la vulnerabilidad, la escala de daño está basada en observaciones y consideraciones estadísticas. Cuando se

usan métodos analíticos, la escala de daño suele estar relacionada con propiedades mecánicas de la estructura asociadas a estados límite tales como la capacidad de desplazamiento lateral

3.4 Los métodos empíricos/estadísticos

Son métodos de evaluación de la vulnerabilidad sobre la base de datos de los daños observados. Estos métodos se han empleado para definir la vulnerabilidad de estructuras existentes desde la década de 1970. Muchos de ellos sólo utilizan la intensidad macrosísmica o PGA en lugar de las ordenadas espectrales, lo que ha creado una gran dispersión de los resultados; por lo tanto, son enfoques razonables y posibles que pueden ser inicialmente empleados en los análisis de riesgos sísmicos a gran escala [1, 49].

Por otro lado, estos métodos se caracterizan por un alto grado de subjetividad, con un enfoque menos exigente pero que son más económicos de implementar [26]. Entre los inconvenientes de estos enfoques se encuentra la falta de datos (terremotos de magnitud alta), así como su imposibilidad de evaluar las consecuencias físicas de las diversas características de los elementos expuestos de una manera precisa y directa.

Hay dos tipos principales de métodos empíricos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una determinada tipología de edificios (*vulnerability class*) que se basan en los daños observados después de los terremotos¹) Las matrices de probabilidad de daño (MPD) que expresan en una forma discreta la probabilidad condicional de que una estructura sufra un nivel un nivel de daño j , dado un sismo con un nivel de intensidad i

$$P[D = j|i] \quad (2)$$

2) Las funciones de vulnerabilidad, que son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el nivel de intensidad del sismo.

3.5 El método de Matrices de Probabilidad de Daño (MPD)

Una de las primeras aplicaciones de este tipo de métodos fue el trabajo realizado por Whitman *et al.* [30]. A partir de un levantamiento de daños causados por el sismo de San Fernando en 1971, cubriendo aproximadamente 1600 construcciones de 5 o más niveles, se generaron matrices de probabilidad de daño para cada tipo de construcción. La forma general de estas matrices se muestra en la Tabla 1. Cada número en la matriz expresa la probabilidad que una construcción de una determinada clase experimente un nivel de daño por causa de una intensidad sísmica dada. El daño se obtiene como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición. Este tipo de método se encuentra dentro de las técnicas directas presentada por Corsanego y Petrini [28], puesto que establece una relación directa entre la tipología de la construcción y el daño observado. Asimismo, una de las primeras versiones europeas de la matriz de probabilidad de daño que fue la introducida por Braga *et al.* [52] y, posteriormente, por Di Pasquale *et al.* [53] presentaron una propuesta para actualizar la versión original.

Las MPD basada en la opinión de expertos se introdujeron por primera vez en el ATC-13 [25], elaborado por FEMA para evaluar daños sísmicos causados por terremotos en California. En FEMA se incluye un total de 78 matrices de probabilidad de daño correspondientes a diferentes tipos de instalaciones y servicios, 40 de los cuales

corresponden a edificios.

Giovinazzi y Lagomarsino [45] desarrollaron el método macrosísmico a partir de la definición proporcionada por la escala EMS-98 y haciendo uso de una distribución de daños beta y la teoría de conjuntos difusos (es decir, la evaluación progresiva de la composición de los elementos en un conjunto). Propusieron un *Índice de Vulnerabilidad Empírico* que toma en cuenta la región, el patrimonio inmobiliario y las clases para la producción de MPD relacionados con el parque de viviendas. Recientemente, Eleftheriadou *et al.* [54] realizaron un estudio de evaluación empírica sobre la base de encuestas de 180.945 edificios dañados en el terremoto de Atenas en 1999, clasificándolos en tipos de especificaciones estructurales, de acuerdo con los materiales, normas sismo-resistente y técnicas de construcción en el sur de Europa, obteniendo las MPD y las curvas de fragilidad para tipos de edificaciones.

Tabla 1. Formato de la matriz de probabilidad de daño para una tipología dada.[14]

Estado Daño	Daño estructural	Daño no estructural	Relación de daño	Intensidad del sismo				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	Ninguno	Ninguno	0 - 0.05	-	-	-	-	-
1	Ninguno	Menor	0.05 - 0.3	-	-	-	-	-
2	Ninguno	Localizado	0.3 - 1.25	-	-	-	-	-
3	No notable	Generalizado	1.25 - 3.5	-	-	-	-	-
4	Menor	Sustancial	3.5 - 4.5	-	-	-	-	-
5	Substancial	Amplio	7.5 - 20	-	-	-	-	-
6	Mayor	Casi Total	20 - 65	-	-	-	-	-
7	Edificio inutilizable		100	-	-	-	-	-
8	Colapso		100	-	-	-	-	-

3.6 El método del índice de vulnerabilidad (IVM)

Es otro procedimiento relativamente simple basado en datos empíricos y clasificados como una técnica indirecta. El método ha sido desarrollado en Italia donde se dispone de una gran base de datos de información de los daños, obtenidos mediante encuestas de campo después de un terremoto [38, 39]. Estos investigadores utilizaron los datos obtenidos mediante inspección para realizar una calificación de la calidad del proyecto y construcción sismo-resistente de los edificios mediante un coeficiente denominado *índice de vulnerabilidad* (I_v) que incorpora parámetros que controlan el daño causado por la acción sísmica.

El método relaciona el índice de vulnerabilidad obtenido, con el grado de daño global d que sufre la estructura, a través de funciones de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto o para diferentes niveles de aceleración máxima (PGA), tal como se muestra en la Figura 5. Este factor de daño d varía entre 0 y 1 y se define como la relación entre el coste de reparación y el coste de reposición.

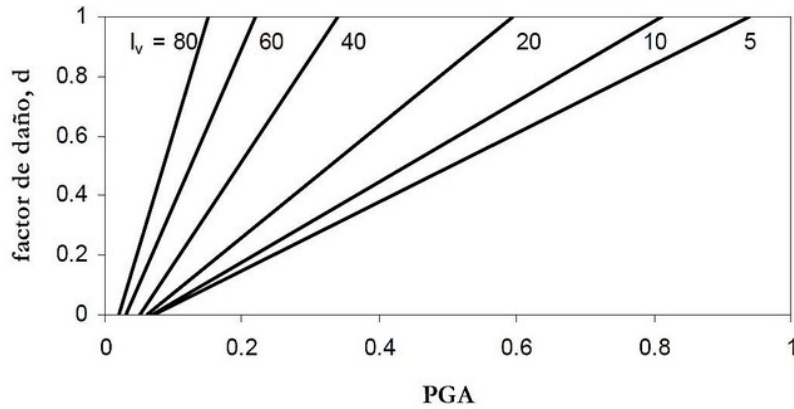


Figura 5. Funciones de vulnerabilidad para diferentes valores del índice de daño. [30].

Se utiliza un total de 11 parámetros a evaluar en la calificación de los edificios tanto de mampostería simple como concreto armado. Los valores de los coeficientes de calificación aplicados, K_i , varían según las condiciones de calidad desde A (óptimo) hasta D (desfavorable) que, a su vez, se ponderan mediante un factor W_i para dar cuenta de su importancia relativa [25]. El índice global de vulnerabilidad de cada edificio, se evalúa utilizando la siguiente formulación:

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (3)$$

Una diferencia y ventaja del método del índice de vulnerabilidad respecto al método de las matrices de probabilidad de daño es que permite caracterizar la vulnerabilidad de un edificio o grupo de edificios similares dentro una misma tipología (mediante I_v), en vez de utilizar una definición de vulnerabilidad general para toda la tipología.

El enfoque del índice de vulnerabilidad fue adaptado e incorporado como el método del nivel I de las dos metodologías aplicadas dentro del proyecto Europeo RISK-UE [55, 56], donde se evaluó la vulnerabilidad sísmica y se determinaron escenarios de riesgo sísmicos para 7 ciudades de Europa, caracterizadas por diferentes niveles de sismicidad: Barcelona (España), Bucarest (Rumania), Catania (Italia), Sofía (Bulgaria), Bitola (Yugoslavia), Tesalónica (Grecia) y Niza (Francia).

3.7 El método de las curvas continuas de vulnerabilidad

De naturaleza empírica, se desarrolló utilizando los daños observados en edificios sometidos a terremotos; se planteó poco después del método MPD; un obstáculo para la obtención de estas curvas es el hecho de que la intensidad macrosísmica no es una variable continua. Este problema fue resuelto por Spence *et al.* (1992) [57], a través del uso de una escala de parámetros de intensidad para obtener las funciones de vulnerabilidad basada en el daño observado en edificios utilizando la escala de daño MSK (véase la Figura 6).

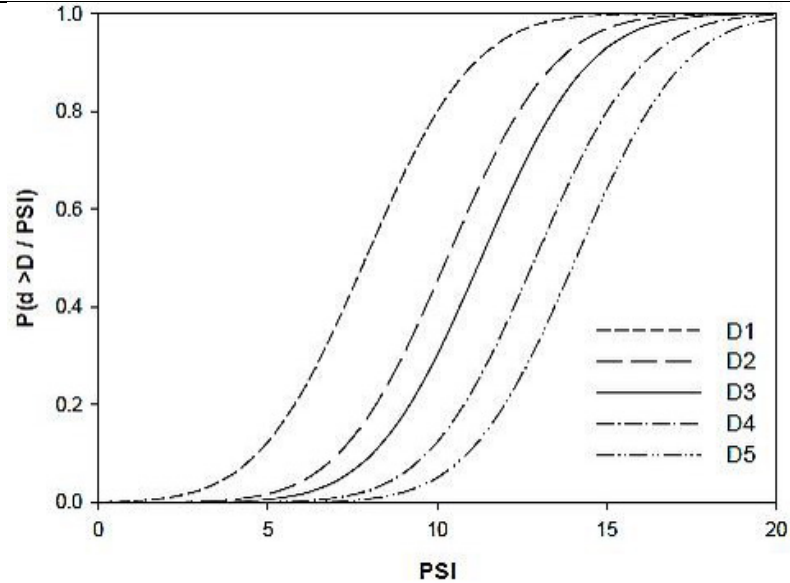


Figura 6. Curvas de vulnerabilidad de [38] para pórticos de concreto armado utilizando el PSI y MSK.

Otras alternativas de curvas de vulnerabilidad empíricas con base en la observación de daños post-terremoto han sido propuestas para superar inexactitudes o calibrar los resultados obtenidos con métodos analíticos y/o ensayos de laboratorio, en donde el movimiento del terreno se caracteriza con la velocidad máxima del terreno (PGV) [58].

3.8 Métodos de selección

Este método permite evaluar rápidamente el comportamiento sísmico de edificios sobre la base de los resultados correlacionados. El método del índice sísmico japonés (JSIM) propuesto por JBDPA [59], plantea tres niveles o procedimientos de selección que dependen de la complejidad y de fiabilidad, para estimar el comportamiento sísmico de un edificio. El comportamiento sísmico de una construcción se representa por un índice sísmico, I_S , que debe ser calculado para cada planta del pórtico y en cada dirección del edificio mediante la siguiente ecuación:

$$I_S = E_o * S_D * T \quad (4)$$

donde, E_o es un descriptor del comportamiento básico estructural, S_D es un parámetro relativo a la concepción estructural de la construcción y T es otro parámetro que está relacionado con la edad del edificio. Para estimar E_o es necesario encontrar el producto del índice de resistencia de los elementos verticales C con el índice de ductilidad F de los mismos elementos, teniendo en cuenta el modo de fallo del edificio, el número de plantas y la posición de la planta estudiada. El coeficiente S_D tiene en cuenta la influencia de la distribución de resistencia, rigidez y masas entre las plantas del edificio. Una vez obtenido el índice I_S , éste debe compararse con un índice de referencia I_{so} (índice de fallo sísmico) para determinar si el edificio puede considerarse seguro frente a un determinado nivel de terremoto.

Diversos son los procedimientos de evaluación rápida que se han planteado. El método de selección de seguridad sísmica (SSSM) propuesto por Ozdemir *et al.* [60] para evaluar la vulnerabilidad edificios en Turquía, es una adaptación del método (JSIM) con una

misma concepción de energía equivalente y, con base en levantamientos de edificios dañados por terremotos, plantea un índice de evaluación de la vulnerabilidad (I_s). Por otro lado, Hassan y Sozen [61] proponen la evaluación de edificios de baja altura de concreto armado definiendo un índice de prioridad, en función de la superficie de las paredes, los paneles de relleno, las columnas y el piso, mientras que Yakut [62] establece un índice de capacidad, a partir de considerar la configuración estructural y parámetros secundarios. Por otro lado, la propuesta de Bal *et al.* [63], como una técnica de puntuación rápida para identificar las estructuras vulnerables a colapso, llamado P25-Método de ponderación, evalúa parámetros estructurales importantes que afectan la respuesta sísmica de edificios y establece factores de ponderación. Bajo una misma concepción de evaluación rápida Thermou y Pantazopoulou [64] proponen índices de evaluación rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto armado en función del área de miembros verticales, la demanda y capacidad de desplazamiento de entrepiso, considerando relaciones entre la rigidez de la columna y la translación de la pared y el refuerzo transversal disponible y la carga axial de elementos verticales.

El procedimiento del ATC-21 [40] tiene un enfoque de diagnóstico rápido para obtenerla vulnerabilidad de los edificios en EEUU; posteriormente, con un sistema de puntuación más actualizado, se incluye en FEMA 154 [65]. Describe un procedimiento rápido para identificar aquellos edificios que puedan suponer un grave riesgo de pérdida de vidas y lesiones, o de los servicios comunitarios, en caso de un terremoto. Utiliza una metodología basada en una "encuesta de campo", enfoque que consiste en la identificación del sistema resistente estructural primario y su material de construcción, y la asignación de una puntuación básica de riesgos estructurales y los modificadores de rendimiento con base en las características de construcción observadas.

3.9 Los métodos mecánicos e híbridos

Estos métodos se basan en principios de la mecánica estructural, permiten caracterizar con algoritmos de evaluación de vulnerabilidad detallados y transparentes el significado físico directo y calibran directamente las características de los edificios existentes y la amenaza [49]. Utilizan principalmente el análisis no lineal consideran la degradación de rigidez de los edificios existentes [1] y se usan preferiblemente para estudios individuales de vulnerabilidad debido al considerable esfuerzo computacional involucrado. No obstante, pueden ser utilizados en estudios paramétricos para la planificación urbana, soluciones de reacondicionamiento sísmico y otras políticas o iniciativas similares.

Cualquiera que sea la complejidad de los modelos, una comparación con las observaciones de daños es importante para la validación. Esta comparación puede no ser fácil en la práctica, en particular debido a las incertidumbres relativas a los movimientos del terreno y debido a la falta de datos o de la subjetividad en los juicios de expertos. Los modelos híbridos se pueden encontrar en aquellos casos en los que métodos empíricos y analíticos se combinan con las observaciones (por ejemplo, Kappos *et al.* [66]) y los procedimientos específicos de calibración pueden ser utilizados para desarrollar los modelos estructurales evitando, al mismo tiempo, el esfuerzo computacional excesivo. Los modelos híbridos pueden ser especialmente ventajosos cuando hacen falta datos de daño para ciertos niveles de intensidad sísmica en la zona geográfica en consideración, y permiten también la calibración de los modelos analíticos que se emplean en las simulaciones numéricas.

3.10 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño (MPD) obtenidas analíticamente

Aunque las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño se han obtenido a partir de los daños observados después de los terremotos, en los últimos años se ha propuesto utilizar el análisis computacional y con ello optimizar algunos de los inconvenientes de los métodos empíricos. La Figura 7, adaptada de la referencia [67], resume las componentes básicas que se necesitan para obtener analíticamente las curvas de fragilidad o las matrices de probabilidad del daño.

Singhal y Kiremidjian [68] desarrollaron un enfoque sistemático para la estimación de las curvas de fragilidad o vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño (MPD) para diferentes sistemas estructurales, aplicando un método de análisis dinámico no lineal. El nivel de movimiento del terreno en el caso de las curvas de fragilidad se caracteriza por la aceleración espectral y por la intensidad de Mercalli modificada en el caso de las MPD. Determinaron las probabilidades asociadas a los diferentes estados de daño mediante la simulación por Monte Carlo y analizaron tres tipos diferentes de estructuras de concreto armado calculando el índice de daño de Park y Ang [69] para identificar los diferentes grados de daño. Luego desarrollaron curvas analíticas de fragilidad para estructuras de concreto armado utilizando procedimientos de simulación por Monte Carlo y actualizaron estas curvas de fragilidad utilizando la respuesta de edificios ante cargas sísmicas observadas en el terremoto de Northridge en 1994.

Masi [70] empleó un procedimiento para caracterizar la vulnerabilidad sísmica de diferentes tipos de edificios porticados de concreto armado construidos en Italia de acuerdo con las normas italianas y las prácticas de la época de construcción. Estimó la respuesta sísmica de los mismos sometidos a terremotos históricos y artificiales de diferente nivel de intensidad. La vulnerabilidad se caracterizó mediante el uso de la escala EMS-98. El estudio de Dumova-Jovanoska [67] generó curvas de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño para edificios de concreto armado construidos en la región de Skopje. Las relaciones entre el daño sísmico y la intensidad se obtuvieron modelando analíticamente edificios representativos de concreto armado y realizando cálculos dinámicos con 240 terremotos sintéticos. El daño en las estructuras se midió con el índice de daño Park y Ang [69]. Para la probabilidad de ocurrencia del daño se adoptó una distribución normal.

De acuerdo con el enfoque de Rossetto y Elnashai [71] se construyen curvas de capacidad a partir del empuje incremental adaptativo (*adaptive pushover*) de edificios europeos y utilizando la metodología del espectro de capacidad para obtener el punto de capacidad por demanda (*performance point*), el cual se correlaciona con un estado de daño a través de una escala calibrada con datos experimentales. Los autores repitieron este procedimiento utilizando espectros de aceleración-desplazamiento para varios registros de movimientos sísmicos y la variabilidad en las características estructurales de los edificios se modeló utilizando un método de superficie de respuesta, lo que condujo a la obtención de curvas analíticas de vulnerabilidad con base en desplazamientos.

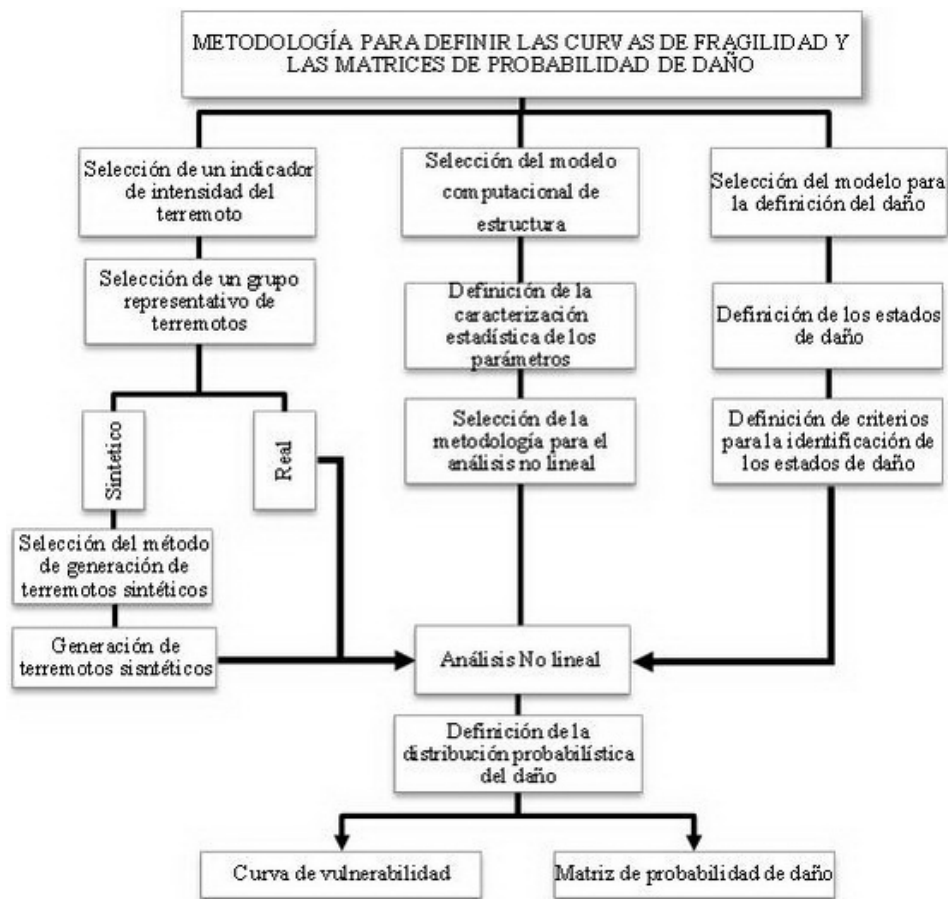


Figura 7. Componentes del cálculo de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño con métodos analíticos [48].

Ellingwood *et al.* [72] desarrollaron curvas de fragilidad para edificios de acero y concreto armado en el centro y este de los EEUU, donde los edificios están sujetos a los niveles de cargas sísmicas de bajos a moderados. Asumieron que la curva de fragilidad sigue una distribución log-normal y utilizaron para su estimación el enfoque FORM que considera tanto las fuentes aleatorias y de incertidumbre epistémica de la capacidad estructural. Por tanto, las fragilidades sísmicas de los pórticos se desarrolla usando modelos estocásticos simples de la demanda sísmica y la capacidad estructural. En el estudio de Vielma *et al.* [73] se aplicó un procedimiento de análisis no lineal de estructuras de concreto armado basado en el control de fuerzas que considera un índice de daño calculado mediante elementos finitos. La respuesta estática no lineal es obtenida para tres edificios proyectados para diferentes niveles de ductilidad, obteniéndose umbrales de daño mediante el análisis de la evolución de la deriva relativa de piso respecto al desplazamiento del nivel de techo. Dichos umbrales de daño se utilizan en la determinación de las curvas de fragilidad aplicando la distribución log-normal y las matrices de probabilidad de daño para cinco estados de daño.

Mediante un procedimiento híbrido, por su combinación de datos estadísticos de observación en campo con análisis no lineal, Kappos *et al.* [74] calcularon matrices de probabilidad de daño (MPD) para edificios en Grecia, mediante un modelo analítico relacionado con índices de daños estructurales y calibrados con datos estadísticos

disponibles. Obtuvieron curvas de capacidad y de vulnerabilidad en términos de aceleración máxima del suelo (PGA) así como del desplazamiento espectral, para edificios de concreto armado.

Michel *et al.* [75] proponen un modelo de evaluación de vulnerabilidad para daños leves con base en parámetros modales experimentales. Desarrollaron dos metodologías completas para la creación de curvas de fragilidad: utilizando un sistema MDOF que incluye los modos superiores de vibración y movimientos sísmicos y utilizando un sistema SDOF teniendo en cuenta el modo fundamental de vibración de la estructura y espectros de respuesta de desplazamiento. Estos dos métodos se aplicaron a la ciudad de Grenoble, donde estudiaron 60 edificios con tipologías que variaron entre mampostería y concreto. Consideraron un escenario sísmico específico del sitio según un terremoto con condiciones locales; el modelo es limitado para regiones de alta sismicidad. Otros aspectos de interés pueden verse en [76, 77].

3.11 Método basado en el espectro de capacidad

Es una técnica de análisis sísmico con base en comportamiento desarrollado inicialmente por Freeman *et al.* [16]; luego fue adoptado y modificado como un procedimiento de análisis no lineal estático por el ATC-40 y FEMA 440 [33, 78] e implementando en la metodología HAZUS. El MEC establece procedimientos simples para determinar el punto de capacidad por demanda (*performance point*) de una estructura cuando está sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido, lo que significa la superposición de los espectros de capacidad y de demanda en un sistema cartesiano de formato ADRS (espectro de respuesta en aceleraciones - espectro de respuesta en desplazamientos), tal como se muestra en la Figura 8.

El espectro de capacidad es obtenido a partir de un análisis estático no lineal con empuje incremental (*pushover*). Utilizando un enfoque mecánico simple, la estructura es sometida a una carga estática lateral que se representa por un modelo de un solo grado de libertad; además, se caracteriza la demanda sísmica inicial mediante un espectro de respuesta elástica $S_{ae}(T)$ que se convierte al sistema cartesiano de formato S_a-S_d . El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda es el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a que se ve sometida (punto de capacidad por demanda). El ATC-40 contiene tres técnicas específicas para su determinación.

La metodología HAZUS (Hazard US) fue desarrollada para estimar las pérdidas potenciales debidas a terremotos [27, 26]. Originalmente, incluye seis módulos diferentes como se muestra en la Figura 9: (1) estimación de la peligrosidad sísmica; (2) realización de un inventario de edificios y su clasificación; (3) evaluación de la vulnerabilidad, es decir, cálculo del daño físico directo para cada clase de edificio y para cada nivel de peligrosidad, (4) daño físico por inundaciones; (5) las pérdidas directas económicas/sociales; (6) pérdidas económicas indirectas evaluadas a largo plazo. La evaluación de la vulnerabilidad del módulo (3) se realiza mediante el MEC del ATC-40; las curvas de fragilidad están representadas por funciones de distribución log-normal y se definen para cuatro estados límite de daños.

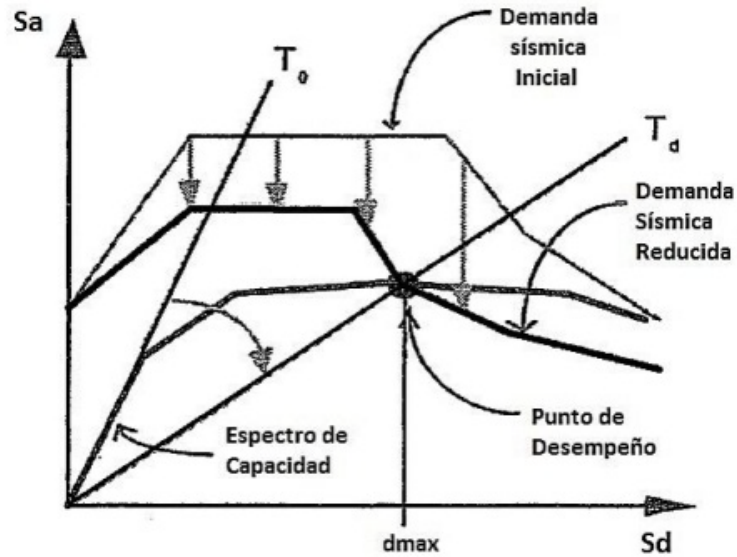


Figura 8. MEC para determinar el punto de capacidad por demanda

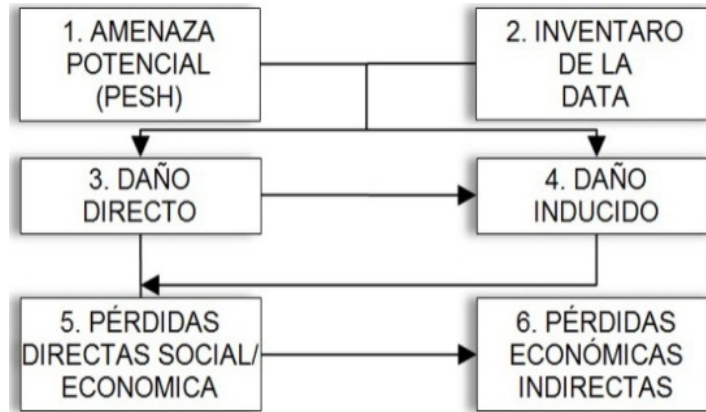


Figura 9. Módulos de HAZUS.

Giovinazzi [79] desarrolló un procedimiento mecánico basado en desplazamiento para evaluar pórticos de concreto armado y mampostería mediante una curva de capacidad que convirtió al formato S_a - S_d . Desarrolló espectros de capacidad para diferentes tipologías de edificios, utilizando el método del espectro de capacidad (MEC); sin embargo, los umbrales de desplazamiento los obtuvo con base en juicio de expertos. En el análisis de edificios prototipos utilizó las funciones de fragilidad del modelo de HAZUS. Además utilizó una distribución binomial para modelar la distribución de daños de acuerdo con Braga *et al.* [52], que simplifica el procedimiento [49].

3.12 Método basado en desplazamiento

Existe un método de evaluación de la vulnerabilidad con base en desplazamientos propuesto por Priestley [80] y desarrollado por Priestley *et al.* [81]; en este método se propone emplear el desplazamiento como indicador fundamental del daño y una representación espectral de la demanda sísmica. Es conocido también como método directo

de diseño basado en desplazamiento (*Direct Displacement Based Design DDBD*), donde la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad se representa mediante un sistema de un grado de libertad equivalente a un oscilador con una masa efectiva (m_e). La curva fuerza-desplazamiento bilineal de la estructura se caracteriza en términos de rigidez efectiva o secante (K_e) en del desplazamiento máximo (Δ_d).

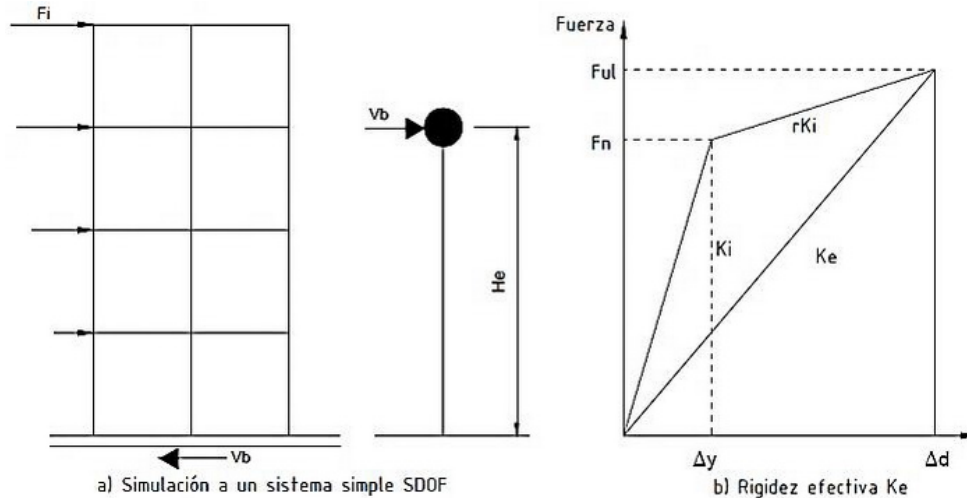


Figura 10. Fundamentos del DDBD, simulación de la estructura en SDOF y rigidez efectiva K_e . [60]

El método contempla que para un nivel de ductilidad de demanda se calcule un amortiguamiento viscoso equivalente, representativo de la combinación del amortiguamiento elástico e histéretico de la energía absorbida durante la respuesta elástica. Con el desplazamiento de diseño determinado para la respuesta máxima y el correspondiente amortiguamiento estimado a partir de la ductilidad de demanda esperada, se obtiene el periodo efectivo (T_e) de un grupo de espectros de proyectos expresados en desplazamiento. Esta fuerza de proyecto de la estructura equivalente se distribuye en la estructura real y se dimensiona la estructura; a partir de aquí, se realiza un análisis estático no lineal para verificar que el amortiguamiento de partida se satisface dentro de una tolerancia aceptable (véase la Figura 10). Una versión refinada del enfoque DDBD propuesta por Calvi [31], para edificios de concreto armado en Europa, denominado DBELA, se ha propuesto recientemente [82].

En otro contexto, considerando la importancia de algunas técnicas de evaluación expuesta con anterioridad, se han aplicado 7 técnicas de evaluación de daño en Ugel *et al.* [83], en donde se expone la aplicación de las técnicas, se realiza un análisis comparativo y se dan conclusiones sobre la implementación las mismas.

4 CONCLUSIONES

La revisión hecha de algunas de las más importantes contribuciones en el campo de la evaluación de la vulnerabilidad de las últimas décadas, no ha incluido todas las técnicas y procedimientos de estimación de pérdidas, ya que son muy variados y no se clasifican fácilmente en cualquiera de las categorías consideradas en este capítulo.

Los métodos de evaluación de la vulnerabilidad clasificados como estadísticos y la observación de los daños son adecuados para el análisis a gran escala, fundamentalmente por dos razones: requieren menos información y menos recursos. Los métodos disponibles

en la actualidad y la simplificación de los modelos analíticos todavía requieren la validación mediante ensayos experimentales. Sin embargo, las incertidumbres asociadas con las curvas de vulnerabilidad empírica y la calidad de los datos de clasificación de vulnerabilidad siguen siendo temas que deben ser estudiados con mayor profundidad, más aún en lo que respecta a la recolección de datos sísmicos.

En su revisión sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad Calvi *et al.* [49] concluyen que una metodología de evaluación de vulnerabilidad óptima o ideal debería tener las siguientes características principales: i) incorporar los eventos más recientes a la evaluación del riesgo sísmico; ii) calcular de forma explícita todas las fuentes de incertidumbre; iii) el modelo debe ser fácilmente adaptable a las prácticas de construcción de cualquier país y permitir incluir nuevos tipos de edificios; iv) debe lograrse un equilibrio entre el esfuerzo computacional y la cantidad de datos detallados que se requiere. Sin embargo, es improbable que se pueda desarrollar una metodología única capaz de cumplir con todos estos requisitos.

No obstante, la mitigación de los efectos adversos debido a terremotos y la reducción de la vulnerabilidad de las edificaciones es una prioridad. Por lo tanto, el desarrollo de modelos más fiables de evaluación de vulnerabilidad que combinen los métodos de analíticos y estadísticos debería conducir a mejores resultados.

AGRADECIMIENTOS

Los autores están especialmente agradecidos con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. El segundo autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este Capítulo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía. También queremos expresar nuestro agradecimiento al Mid-American Earthquake Center y la National Science Foundation (premio número CEE-9701785), los desarrolladores del software Zeus NL utilizados en esta investigación.

REFERENCIAS

- [1] Daniell James. (2009). *Comparison and Production of Open Source Earthquake Loss Assessment Packages*, European School For Advanced Studies In Reduction Of Seismic Risk, Tesis de Magister, Italia.
- [2] Barbat A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [3] Barbat A.H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). Vulnerability assessment of dwelling buildings, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [4] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda M.C. (2011). Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.

- [5] Cardona O.D., Ordaz M.G., Marulanda M.C. y Barbat A.H. (2008a). Estimation of probabilistic seismic losses and the public economic resilience-An approach for macroeconomic impact evaluation, *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S2), 60-70.
- [6] Carreño M.L., Cardona O.D. y Barbat A.H. (2012). New methodology for urban seismic risk assessment from a holistic perspective, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 547-565.
- [7] Birkmann J., Cardona O.D., Carreño M.L., Barbat A.H., Pelling M., Schneiderbauer S., Kienberger S., Keiler M., Zeil P. y Welle T. (2013). Framing vulnerability, risk and societal responses: the MOVE framework, *Natural Hazards*, 67(2), 193-211.
- [8] Carreño M. L., Cardona O.D. y Barbat A.H. (2011). Evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(4), 278-293.
- [9] Cardona O.D., Ordaz M.G. Yamín L.E., Marulanda M.C. y Barbat A.H. (2008b). Earthquake loss assessment for integrated disaster risk management, *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S2), 48-59.
- [10] Oller S., Luccioni B. y Barbat A.H. (1996). Un método de evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 12(2), 215-238.
- [11] Barbat A.H. y Bozzo, L.M. (1997). Seismic analysis of base isolated buildings, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 4(2), 153-192.
- [12] Oller S. y Barbat A.H. (2006). Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195, 4490-4511.
- [13] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2008). Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames, *Computers and Structures*, 86(7-8), 581-597.
- [14] Mata P., Barbat A.H., Oller S. y Boroschek R. (2008). Constitutive and geometric nonlinear models for the seismic analysis of RC structures with energy dissipators, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 15, 489-539.
- [15] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [16] Marulanda M.C., Cardona O.D. y Barbat A.H. (2010). Revealing the socioeconomic impact of small disasters in Colombia using the DesInventar database, *Disasters*, 34(2), 552-570.
- [17] Lindell M., Prater C. y Perry R. (2007). *Introduction to Emergency Management*, 1ra Edition.
- [18] CEPAL. (2005). *El impacto de los desastres naturales en el desarrollo: Documento metodológico básico para estudios Nacionales de caso*, Informe L-64, México.
- [19] Barbat A., Carreño M., Pujades L., Lantada N., Cardona O. y Marulanda M. (2010).

- Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6 (1-2), 17-38.
- [20] Sandi H., Pomonis A., Francis S., Georgescu E., Mohindra R. y Borcia I. (2008). Development of a nationwide seismic vulnerability estimation system, *Constructii*, 1, 28-47.
- [21] Egozcue, J. J., Barbat A.H., Canas, J. A., Miquel J. y Banda, E. (1991). A method to estimate occurrence probabilities in low seismic activity regions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20(1), 43-60.
- [22] Lantada N., Irrizari J., Barbat A.H., Goula, X., Roca A., Susagna T. y Pujades L.G. (2010). Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 201-229.
- [23] Yépez F., Barbat A.H. y Canas J. (1996). Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño de la Ingeniería*, 12(3), 331-358.
- [24] Cardona O. y Barbat A. (2000). *El riesgo sísmico y su prevención*. Cuadernos técnicos, Ed. C.S. S.R.L. 5, 190 p. Madrid.
- [25] Barbat A.H., Mena U. y Yépez F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 14 (2), 247-268
- [26] Safina S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*, Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica, Tesis doctoral. Barcelona, España.
- [27] Vicente R., Parodi S., Lagomarsino S., Varum H. y Mendes J. (2011). Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal, *Bull Earthquake Engineering*, 9, 1067-1096
- [28] Corsanego A. y Petrini V. (1990) *Seismic vulnerability of buildings*. In: *Proceedings of the SEISMED 3*. Trieste, Italia.
- [29] Dolce M., Kappos A., Zuccaro G. y Coburn A. (1994). Report of the EAEE working group 3: vulnerability and risk analysis, *Technical Report 10th european conference on Earthquake Engineering*. Vienna, 4, 3049–3077
- [30] Whitman R., Reed J. y Hong S. (1973). Earthquake Damage Probability Matrices, *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia, 2, 2531-2540
- [31] Calvi G. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 3(3), 411 - 438
- [32] Freeman S., Nicoletti J. y Tyrell J. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk—A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, *Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Berkeley, U.S.A, 113-122.
- [33] ATC (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, ATC-40, Seismic

- Safety Commission, SSC Rep. 96-01, 1-2, California, U.S.A.
- [34] FEMA (1996). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273)*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, U.S.A.
- [35] FEMA (2000). *Prestandard and commentary for the Seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, U.S.A.
- [36] Fajfar P. (2000). Nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, EERI, United States of America, 16(3), 573-591.
- [37] CEN (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004*, Brussels, Belgium.
- [38] GNDT (1993). *Rischio Sismico di edifici Pubblici-Parte I Aspetti Metodologici*. CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma, Italia.
- [39] Benedetti D. y Petrini V. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, 149, 66-74.
- [40] ATC (1988). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*, ATC-21, Applied Technology Council, California, U.S.A.
- [41] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [42] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [43] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté S.A., Barcelona.
- [44] ATC (1985). *Earthquake Damage Evaluation Data for California*, ATC-13, Applied Technology Council, California, U.S.A.
- [45] NIBS (1999). *HAZUS 99 Technical Manuals*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, U.S.A.
- [46] FEMA (2003). *HAZUS-MH Technical Manual*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, U.S.A.
- [47] Grünthal G. (1998). *European Macroseismic Scale 1998 - EMS-98*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. 15, Luxemburgo.
- [48] Lagomarsino S. y Giovinazzi S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings, *Bull Earthquake Engineering*, 4, 415-443
- [49] Calvi G., Pinho R., Magenes G., Bommer J., Restrepo L. y Crowley, H. (2006). Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 472, 43(3), 75-104.
- [50] Wood H. y Neumann F. (1931). Modified Mercalli intensity scale of 1931, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 21(4), 277-283.

- [51] Medvedev S., Sponheuer W. y Karnik, V. (1965). *Seismic intensity scale version MSK 1964*, UNESCO, Report WS/0565.43 AVS, Paris, 1-7
- [52] Braga F., M. Dolce y D. Liberatore (1982). A statistical study on damaged buildings and ensuing review of the MSK-76 scale. *Proceedings of Seventh European Conference on Earthquake Engineering*, Athens.
- [53] Di Pasquale G., Orsini G. Romeo R.W. (2005). New Developments in Seismic Risk Assessment in Italy, *Bull Earthquake Engineering*, 3(1), 101–128.
- [54] Eleftheriadou A. y Karabinis A. (2011). Development of damage probability matrices based on Greek earthquake damage data, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 10(1), 129-141.
- [55] Milutinovic Z. y Trendafiloski G. (2003). *RISK-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings*. RISK-UE – EVK4-CT-2000-00014
- [56] Mouroux P., Bertrand E., Bour M., Le Brun B., Depinois S. y Masure Philippe, (2004). The European RISK-UE Project: An Advanced Approach To Earthquake Risk Scenarios, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 3329.
- [57] Spence R., Coburn A. y Pomonis A. (1992). Correlation of Ground Motion with Building Damage: The Definition of a New Damage-Based Seismic Intensity Scale, *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, 1, 551-556.
- [58] Yamaguchi N. y Yamazaki F. (2000). Fragility Curves For Buildings In Japan Based On Damage Surveys After The 1995 Kobe Earthquake, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, paper. 2451.
- [59] JBDPA. (1977). *Standard for Seismic Capacity Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings*, Japanese Building Disaster Prevention Association, Ministry of Construction, Tokyo, Japan.
- [60] Ozdemir P., Boduroglu M. e Ilki A. (2005). Seismic Safety Screening Method, *Proceedings of the International Workshop on Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings (SPEAR)*, Ispra, Italy, Paper No. 23.
- [61] Hassan A. y Sozen M.A. (1997). Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes, *ACI Structural Journal*, 94(1), 31-39.
- [62] Yakut A. (2004). Preliminary Seismic Performance Assessment Procedure for Existing RC Buildings, *Engineering Structures*, 26(10), 1447-1461.
- [63] Bal I., Tezcan S. y Gulay F. (2006). Advanced applications of the P25 scoring method for the rapid assessment of R/C buildings, *Proceedings of 1st ECEES*, 3–8, Genova, Switzerland, Paper: 67.
- [64] Thermou G. y Pantazopoulou S. (2011). Assessment Indices For The Seismic Vulnerability Of Existing R.C. Buildings, *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*. 40, 293–313.

- [65] ATC. (2002). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*, Federal Emergency Management Agency, FEMA 154, 2da Edición, Washington, D.C.
- [66] Kappos A. y Panagopoulos G. (2010). Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece, *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance*, 6(1-2), 39-53
- [67] Dumova-Jovanoska, E. (2004). Fragility Curves for RC Structures in Skopje Region, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 3.
- [68] Singhal A. y Kiremidjian A. (1998). Bayesian updating of fragilities with application to RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 124(8), 922–929.
- [69] Park Y., Ang A. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-739.
- [70] Masi A. (2003). Seismic Vulnerability Assessment of Gravity Load Designed R/C Frames, *Bull Earthquake Engineering*, 1(3), 371-395.
- [71] Rossetto T. y Elnashai A. (2005). A New Analytical Procedure for the Derivation of Displacement-Based Vulnerability Curves for Populations of RC Structures, *Engineering Structures*, 7(3), 397-409.
- [72] Ellingwood B., Celik O. y Kinali K. (2007). Fragility assessment of building structural systems in mid-America. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 36, 1935–1952.
- [73] Vielma J.C., Barbat A. y Oller S. (2007). Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada, *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 7(2), 273-286.
- [74] Kappos A.J., Stylianidis K.C. y Ptilakis K. (1998). Development of Seismic Risk Scenarios Based on a Hybrid Method of Vulnerability Assessment, *Natural Hazards*. 17(2), 177-192.
- [75] Michel C., Guéguen P., Causse, M. (2012). Seismic vulnerability assessment to slight damage based on experimental modal parameters, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, 81–98.
- [76] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013a). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [77] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado, J. E. (2013b). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032.
- [78] ATC. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA 440, California, U.S.A.

- [79] Giovinazzi S. (2005). *The Vulnerability Assessment and the Damage Scenario in Seismic Risk Analysis*, PhD Thesis, Technical University Carolo-Wilhelmina at Braunschweig, Germany and University of Florence, Florence, Italia.
- [80] Priestley M. (1997). Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), 157-192.
- [81] Priestley M., Calvi G., Kowalski M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press. Pavia. Italia.
- [82] Crowley H., Borzi B., Pinho R., Colombi M. y Onida M. (2008). Comparison of two mechanics-based methods for simplified structural analysis in vulnerability assessment, *Advances in Civil Engineering*. ume 2008, Article ID 438379.
- [83] Ugel R., Herrera I., Vielma J.C. y Pujades L. (2012). Análisis de escenarios de riesgo sísmico para toma de decisiones. Aplicación a edificio aporricado de concreto armado en el municipio Valencia, *Ingeniería y Sociedad UC*, 7(1), 20-34.

Capítulo 2

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS A TRAVÉS DE UN ÍNDICE DE DAÑO

Juan Carlos Vielma¹, Alex H. Barbat² y Sergio Oller²

¹ Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jcvielma@ucla.edu.ve y jcvielma@espe.edu.ec)

² Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Barcelona, España (email alex_barbat@upc.edu, oller@cimne.upc.edu)

1 INTRODUCCIÓN

En el proyecto sismorresistente de edificios se aplican procedimientos de análisis con base en la respuesta elástica que, mediante factores de reducción permiten obtener su respuesta elasto-plástica equivalente. Este enfoque implica aceptar que dichos edificios tienen una determinada ductilidad que condiciona su respuesta, por lo que implícitamente las normas de proyecto sismorresistente admiten que alcancen determinados niveles de daño al ser sometidas a acciones sísmicas. Esto significa que, de acuerdo con este mismo enfoque, los edificios tienen una predisposición intrínseca de ser afectados o de ser susceptibles al daño, es decir, tienen un cierto grado vulnerabilidad sísmica [1, 2, 3]. Para el proyectista es de mucho interés poder estimar cual es el daño global esperado en la estructura y relacionarlo tanto con la ductilidad de proyecto como con la demanda de ductilidad [4].

Los índices de daño han cobrado especial importancia durante las dos décadas pasadas, dado que pueden correlacionarse con los Estados Límites aplicados en el diseño con base en prestaciones, permitiendo de esta manera que el proyectista pueda evaluar si la estructura tiene una capacidad adecuada frente a una demanda específica, generalmente tipificada mediante el espectro sísmico de proyecto aplicado [5]. Para Kunnath [6], en el proceso de diseño con base en prestaciones, la transformación de las demandas calculadas en cantidades que cuantifiquen adecuadamente la respuesta de los edificios es una de las fases más cuestionables, de allí que sea necesario contar con índices que reflejen de forma objetiva el daño sísmico en los edificios [7].

Los índices de daño sísmico global son una medida del estado de deterioro de la estructura

y se obtienen mediante la simulación numérica de las estructuras sometidas a cargas horizontales, representativas de la acción sísmica, que pueden ser pseudo-estáticas o dinámicas [8, 9, 10]. Dependiendo del tipo de carga, se han formulado diversos índices de daño que incorporan las características de la respuesta no lineal (estática o dinámica) de la estructura. En el caso de las estructuras de hormigón armado, los índices de daño se pueden clasificar según los parámetros utilizados en su determinación. En este sentido existen los índices relacionados con a) los desplomes máximos, b) la energía plástica disipada y c) la combinación del efecto de ambos.

Algunos índices cuantifican el daño sísmico global de una estructura a partir de su daño local, esto es, como la contribución del daño acumulado en los elementos estructurales en un instante dado al ser sometida la estructura a una determinada demanda sísmica. Entre los índices que han servido de referencia para numerosas investigaciones se puede citar el de Park y Ang [11] que permite determinar el daño en un elemento, DI_e , a partir de la respuesta dinámica no lineal mediante la expresión siguiente:

$$DI_e = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (1)$$

donde, δ_m es el desplazamiento máximo del elemento, δ_u es el desplazamiento último, β es un parámetro que se ajusta dependiendo de los materiales y de la tipología estructural, P_y es la fuerza de plastificación y $\int dE_h$ es la energía histerética absorbida. Este índice de daño es de carácter local, en un elemento; sin embargo, mediante medias ponderadas de los valores locales, es posible lograr aplicarlo también a la determinación de los valores de daño en un cierto nivel de un edificio, o en el edificio entero.

En el caso en que el análisis realizado sea no lineal a cargas estáticas horizontales, es frecuente encontrar índices que cuantifican el daño a partir de la degradación de rigidez. En este sentido, Skjærbæk *et al.* [12] proponen el siguiente índice de daño:

$$DI_e = 1 - \sqrt{\frac{K_i}{K_{i,0}}} \quad (2)$$

donde DI_e es el índice de daño en viga o pilar, K_i es la rigidez tangente actual y $K_{i,0}$ es la rigidez tangente inicial. Como es sabido, los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura. Además es posible calcular el daño estructural considerando la ductilidad de proyecto en la determinación de la rigidez correspondiente al desplome último. Por esta razón ha sido desarrollado por Hori e Inoue [13] un índice que considera la degradación del período de la siguiente manera:

$$T_\mu = 2\pi \sqrt{\frac{\mu}{\alpha_y}} T_0 \quad (3)$$

siendo T_μ el período cuando se alcanza el colapso, μ la ductilidad de proyecto, α_y un coeficiente que depende de la degradación de la rigidez y T_0 el período propio fundamental

elástico de la estructura. Es sabido que los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura y por tanto del daño que ésta sufre, por lo que es necesario considerar la ductilidad de proyecto en la determinación objetiva de la rigidez correspondiente al desplome último.

Gupta *et al.* [14] propusieron un índice de daño que incorpora los desplazamientos de plastificación y último (cuya relación equivale a la relación de rigideces para un comportamiento elasto-plástico perfecto) y la ductilidad

$$DI = \frac{x_{max}/z_{00} - 1}{\mu - 1} \quad (4)$$

siendo x_{max} el desplome máximo y z_{00} el desplome de plastificación. Entre las características deseables que debe tener un índice de daño, Catbas y Aktan [15] citan, entre otras:

- Debe ser sensible a la acumulación del deterioro.
- No debe ser sensible ante los cambios de las propiedades de las estructuras o de los acelerogramas aplicados.
- Debe mantenerse válido y con significado para los estados límites de servicio y de colapso.
- Debe permitir la localización y cuantificación del daño al correlacionarse el índice con la integridad de la estructura.

Estos índices de daño, especialmente el que se calcula mediante la relación de las rigideces, tiene como inconveniente que producen resultados consistentes en el caso de las estructuras con comportamiento dúctil, mientras que para estructuras proyectadas para ductilidades bajas, entre las que se encuentran las de edificios porticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares, conducen a valores muy bajos que no describen objetivamente el estado global de daño cuando la respuesta se aproxima al umbral de colapso. Para superar este inconveniente, en este capítulo se desarrolla un índice de daño objetivo, independiente de la tipología estructural analizada, como una función dependiente de la relación de rigideces y la ductilidad máxima, valores que se obtienen directamente de la curva de capacidad de los edificios. Dicho índice se aplica a tres casos de edificios que se han proyectado para diferentes valores de ductilidad, a los que se les ha determinado el daño alcanzado en el punto de capacidad por demanda correspondiente a la demanda tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02 [16] mediante la aplicación del método N2 [17].

2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Se calcula la respuesta estática no lineal de tres edificios de hormigón armado proyectados conforme a la la norma NCSE-02. La respuesta no lineal se obtiene mediante control de fuerzas, aplicando un patrón de distribución de fuerzas variable con la altura que corresponde al primer modo de vibración, que es el predominante en el caso en que se cumplen ciertos requisitos de regularidad, tanto en planta como en alzado (ver Figura 1). Este método tiene como ventaja que el patrón de fuerzas reproduce adecuadamente la

acción de las fuerzas sísmicas, lo que permite calcular el cortante en la base y además permite que la distribución del daño en la estructura sea semejante a la inducida por el terremoto. Su inconveniente es que el proceso incremental es estable solo hasta que se alcanza un punto singular, para el cual no se producen incrementos en el cortante en la base capaces de conducir a un incremento del desplome; esto ocurre cuando la estructura está a punto de alcanzar el desplome de colapso, también conocido como desplome último. Para evitar este inconveniente, en los análisis se ha utilizado un procedimiento de control de fuerzas, en el que el índice de daño permite fijar un criterio de convergencia, iterando hasta que se alcanza un valor mínimo aceptable de éste [18].

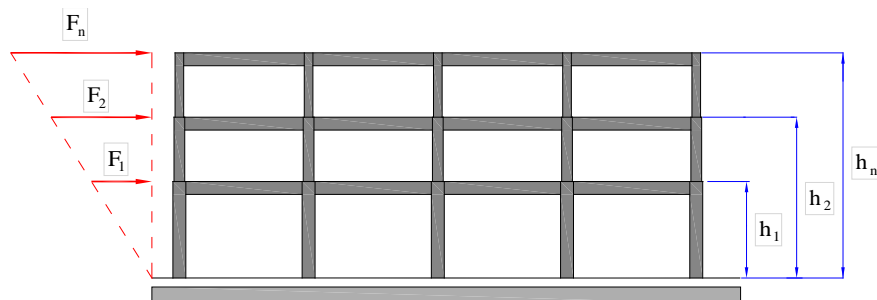


Figura 1. Distribución de fuerzas aplicada en el análisis con empuje incremental (push-over).

Para calcular las fuerzas de piso equivalentes a las fuerzas sísmicas aplicadas, se aplica un procedimiento con base en la distribución creciente de las fuerzas con la altura y el control de estas fuerzas [19, 20, 21]. Para ello, se parte de un valor prefijado del cortante en la base, para el cual un buen inicio suele ser el cortante de proyecto, que se supone inferior al cortante máximo del pórtico. Con este valor inicial se calcula primero la fuerza aplicada al nivel de cubierta utilizando una simple relación de triángulos; posteriormente, el resto de las fuerzas se calculan de forma proporcional a la fuerza del nivel de cubierta. Una vez determinadas las fuerzas sísmicas de cada nivel, se calculan los pórticos, que han sido previamente sometidos a las cargas de gravedad concentradas en los nudos. En cada iteración se verifica el valor del índice de daño; si éste es menor que el valor mínimo de daño D_{min} , se incrementa el cortante y se efectúa un nuevo análisis no lineal con las fuerzas correspondientes al cortante incrementado. Se continúa iterando hasta alcanzar el valor mínimo de daño D_{min} (véase la Figura 2).

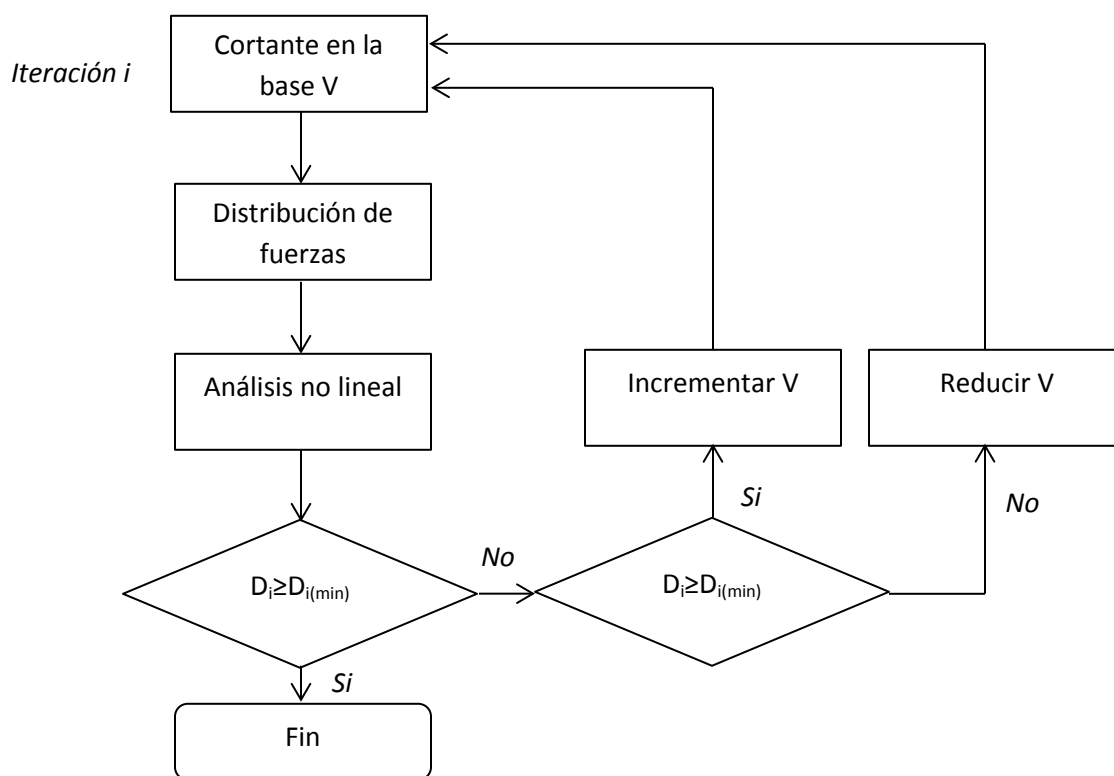


Figura 2. Diagrama de flujo del procedimiento de análisis con empuje incremental (push-over) con control de fuerzas y comprobación del índice de daño.

En la Figura 3 se muestra la curva de capacidad obtenida al aplicar el análisis no lineal, además de la curva de evolución del daño. Se han identificado tres puntos de la curva de capacidad en los que ocurren cambios significativos en la respuesta, como son el punto A, a partir del cual se forman las primeras rótulas plásticas en los extremos de las vigas, el punto a partir del cual aparecen las primeras rótulas plásticas en los extremos de los pilares (punto B) y el punto C previo al colapso de la estructura, en el que se puede observar una distribución generalizada de rótulas plásticas en los extremos de pilares y vigas [22].

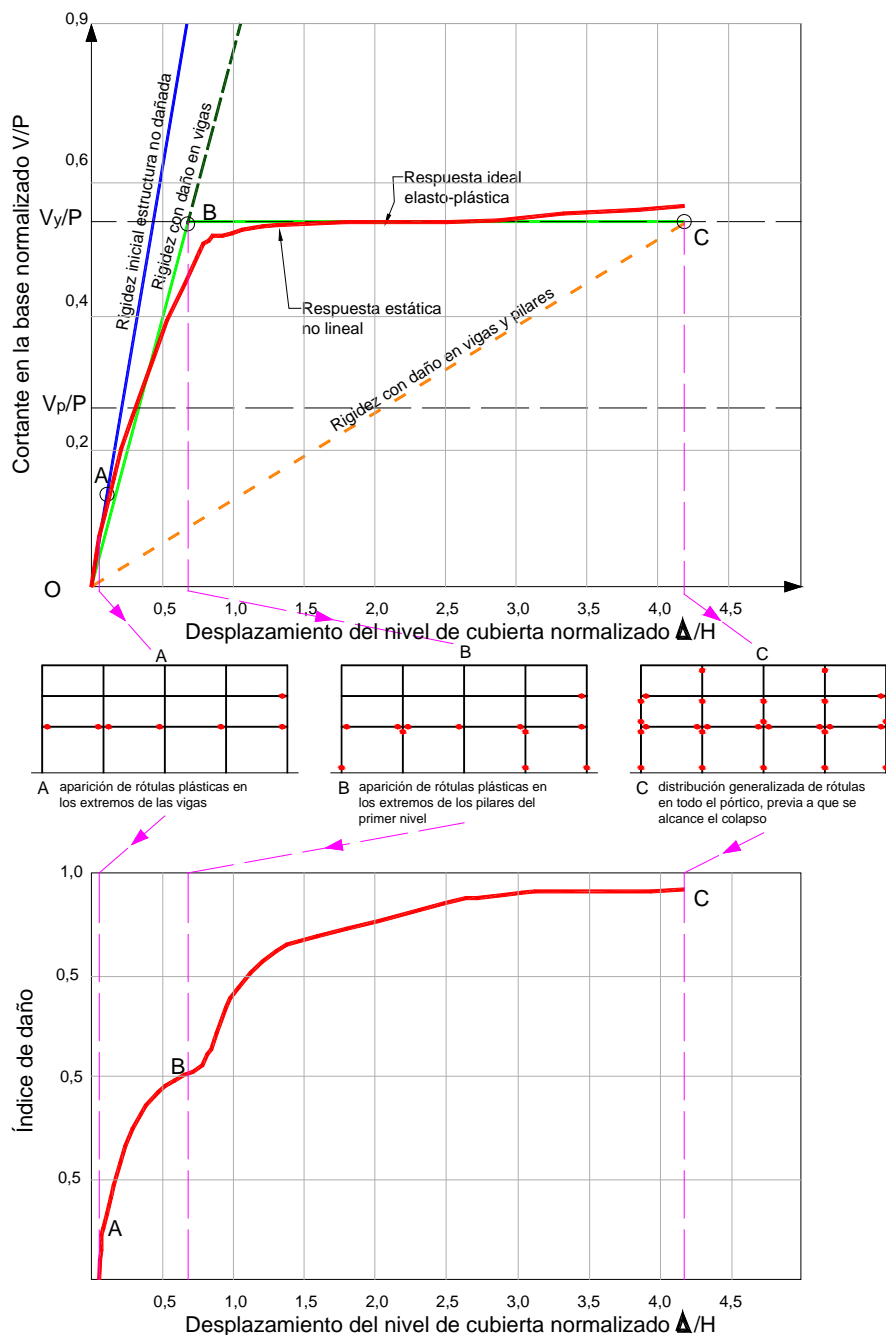


Figura 3. Curva de capacidad y de evolución de daño con la secuencia de formación de rótulas plásticas para: A) aparición de rótulas en los extremos de las vigas, B) aparición de rótulas en pilares de primer nivel y C) aparición generalizada de rótulas en vigas y pilares.

3 ÍNDICE DE DAÑO OBJETIVO

Los índices descritos en el apartado 1 han sido desarrollados para cuantificar el daño global en estructuras dúctiles. Sin embargo, al estudiar la respuesta no lineal de estructuras que se proyectan conforme a normas sismorresistentes que prevén valores bajos de ductilidad, se observa que los valores de los índices de daño calculados para un estado previo al colapso son muy bajos en comparación con los valores calculados para edificios

proyectados para tener una respuesta dúctil, por lo que no se les puede considerar como índices para la evaluación objetiva del daño a aplicar en el diseño con base en prestaciones.

El análisis que se presenta a continuación parte de la suposición de que el comportamiento de la estructura no lineal sigue los fundamentos de la teoría de la mecánica de medios continuos y que cumple con los principios fundamentales de la termodinámica [23]. No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación/pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irreversibles) y otros tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irreversibles), tal como puede verse en la Figura 4.

Examinando una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, mientras que en la plasticidad se conserva la rigidez pero se acumulan deformaciones irreversibles. Obsérvese que en carga, la forma de la curva es idéntica para modelos de daño y plasticidad

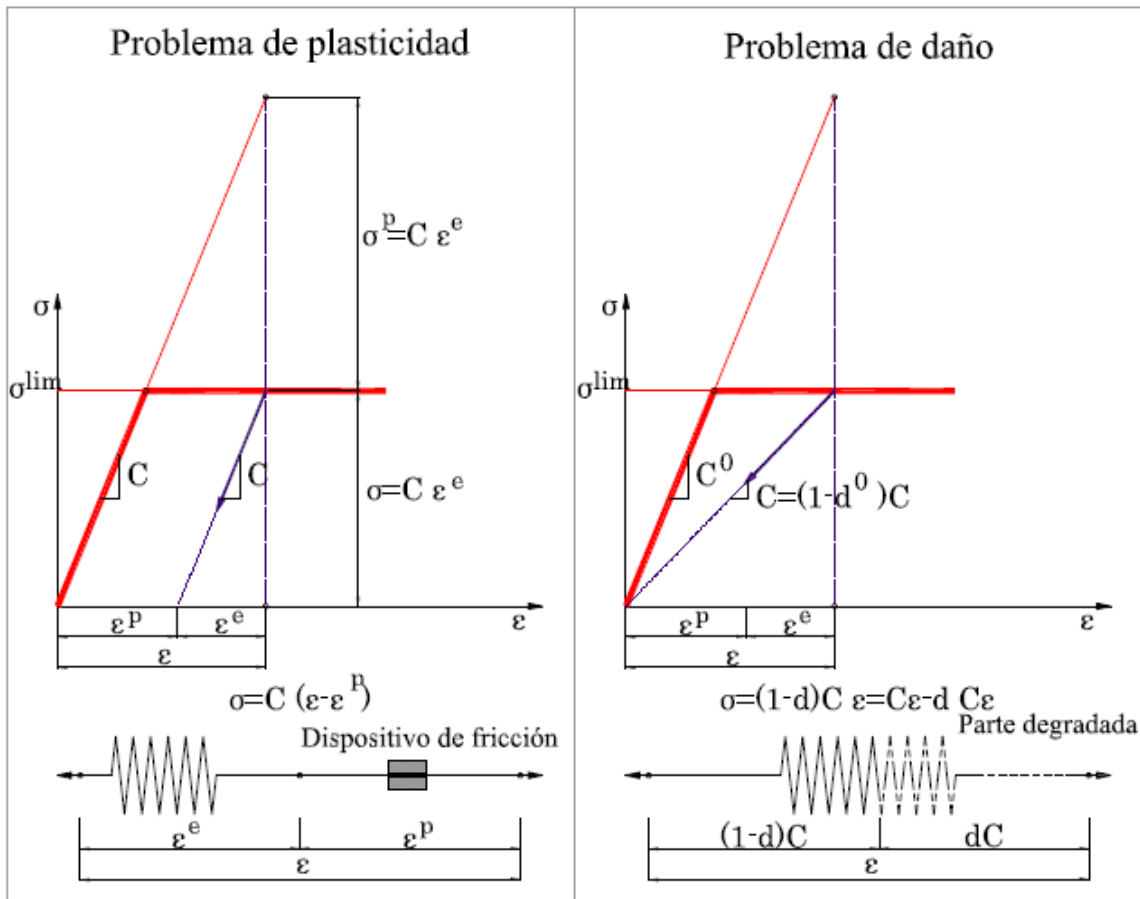


Figura 4. Formas simplificadas de entender el comportamiento elastoplástico y el daño.

El hormigón armado tiene un comportamiento mixto (daño y plasticidad) pero con preponderancia del efecto de degradación [24, 25, 26]. Esta afirmación puede ser corroborada con ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada utilizando la teoría de mezclas de sustancias simples [27, 28, 29].

El procedimiento que a continuación se describe ha sido planteado con el objetivo de describir el deterioro estructural frente a acciones sísmicas a partir de muy pocos datos sobre la respuesta no lineal. Esto hace que el procedimiento sea sencillo, de utilización rápida y eficaz. Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, se hace un análisis tipo empuje incremental “pushover” que permite obtener la rigidez estructural inicial K_0 que se muestra en la Figura 5.

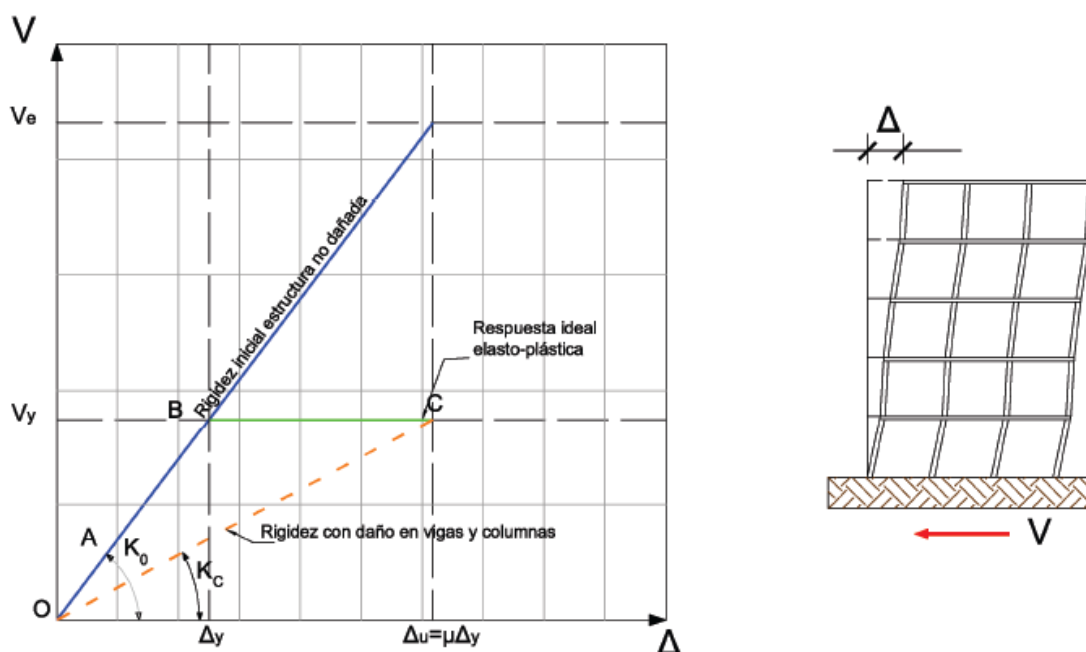


Figura 5. Cálculo de la rigidez estructural bajo cargas de push-over.

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura en el momento en que se inicia su plastificación V_y y adoptando una ductilidad de proyecto μ proporcionada por las normativas, se obtiene la siguiente expresión para el daño estructural máximo:

$$D_c \stackrel{\text{def}}{=} 1 - \frac{K_c}{K_0} = 1 - \frac{V_y / \Delta_u}{V_y / \Delta_y} = 1 - \frac{V_y / \mu \Delta_y}{V_y / \Delta_y} = 1 - \frac{1}{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (5)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, correspondiente al punto C en el que la estructura desarrolla toda su ductilidad, es función sólo de la ductilidad de proyecto adoptada, con lo cual

$$\begin{cases} \text{Estructura dúctil: } \mu = 4 \Rightarrow D_C = 0.75 \\ \text{Estructura frágil: } \mu = 2 \Rightarrow D_C = 0.50 \end{cases}$$

Es decir, para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de medir el daño puede llevar a equívocos, pues podría también interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. De esta forma, el daño objetivo $0 \leq D_p^{obj} \leq 1$ alcanzado por una estructura en un punto cualquiera P se define como

$$D_p^{obj} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{D_P}{D_C} = \frac{D_P \mu}{(\mu - 1)} = \frac{\left(1 - K_P/K_0\right) \mu}{(\mu - 1)}; \text{ con: } 0 \leq D_p^{obj} \leq 1 \quad (6)$$

Por ejemplo, P podría ser el punto de capacidad por demanda, resultante de la intersección entre la curva de demanda inelástica y la curva de capacidad estructural (obtenida mediante una simulación numérica del tipo “push-over”). En estas condiciones, la ecuación (6) proporciona el máximo daño que alcanzaría la estructura sometida al terremoto prescrito por la norma.

4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA

Para calcular el punto de capacidad por demanda es necesario superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda. El espectro de capacidad se calcula a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis con empuje incremental (push-over) de un sistema de múltiples grados de libertad, mientras que los espectros elásticos son la idealización de los promedios de los espectros de respuesta, por lo que es necesario convertir la curva de capacidad a su equivalente a un sistema de un grado de libertad. Al cumplir los edificios objeto de este capítulo con los requisitos de altura (edificios bajos) y de regularidad en planta y alzado, es posible calcular los pseudo-desplazamientos del sistema de un grado de libertad de acuerdo con:

$$S_d = \frac{\delta_c}{FPM} \quad (7)$$

donde S_d el pseudo-desplazamiento, δ_c representa los desplomes del sistema de múltiples grados de libertad a nivel de cubierta y FPM es el factor de participación modal

$$FPM = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (8)$$

aquí, n es el número de niveles del edificio, m_i es la masa del nivel i , $\phi_{1,i}$ es la amplitud normalizada del primer modo correspondiente al nivel i . Para transformar los valores del cortante en la base, se aplica

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha} \quad (9)$$

siendo S_a la pseudo-aceleración, V el cortante en la base, W el peso del edificio y α un parámetro adimensional que se calcula mediante

$$FPM = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (10)$$

Como es sabido, los espectros representan la pseudo-aceleración en función del período por lo que es necesario transformarlos a un formato de pseudo-desplazamientos y pseudo-aceleraciones

$$S_d = \frac{S_a g T}{4 \pi^2} \quad (11)$$

en esta ecuación, g es la aceleración de la gravedad y T es el período de la estructura. Una vez efectuadas las transformaciones se superpone el espectro de capacidad con los espectros de demanda elástico e inelástico.

El punto de capacidad por demanda representa el punto de máximo desplome lateral del sistema de un grado de libertad inducido por la demanda sísmica. Dichos puntos se determinan mediante el procedimiento N2 que consiste en obtener una forma idealizada bilineal del espectro de capacidad, de la siguiente manera:

- La rama plástica debe ser horizontal, procurando que las áreas por encima y por debajo de ésta se compensen.
- Se determina la rama plástica haciendo que pase por el espectro de capacidad en el punto que corresponde al 60% de la resistencia de plastificación.

La intersección de la recta que define la rama elástica de la forma bilineal idealizada con el espectro elástico de demanda fija la ordenada que corresponde al desplome del punto de capacidad por demanda. De forma alternativa, el desplome del punto de capacidad por demanda se puede calcular mediante la intersección de la forma bilineal idealizada con el espectro inelástico de demanda, que es el espectro elástico de demanda reducido mediante un factor R_μ , definido como:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T \leq T_c \quad (12)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c$$

en esta ecuación T y μ son el período y la ductilidad, respectivamente y T_c es el período esquina del espectro elástico de proyecto, que delimita las ramas de aceleración constante y la rama decreciente. El desplome mencionado se transforma en desplome al nivel de

cubierta del sistema con múltiples grados de libertad aplicando la ecuación (8).

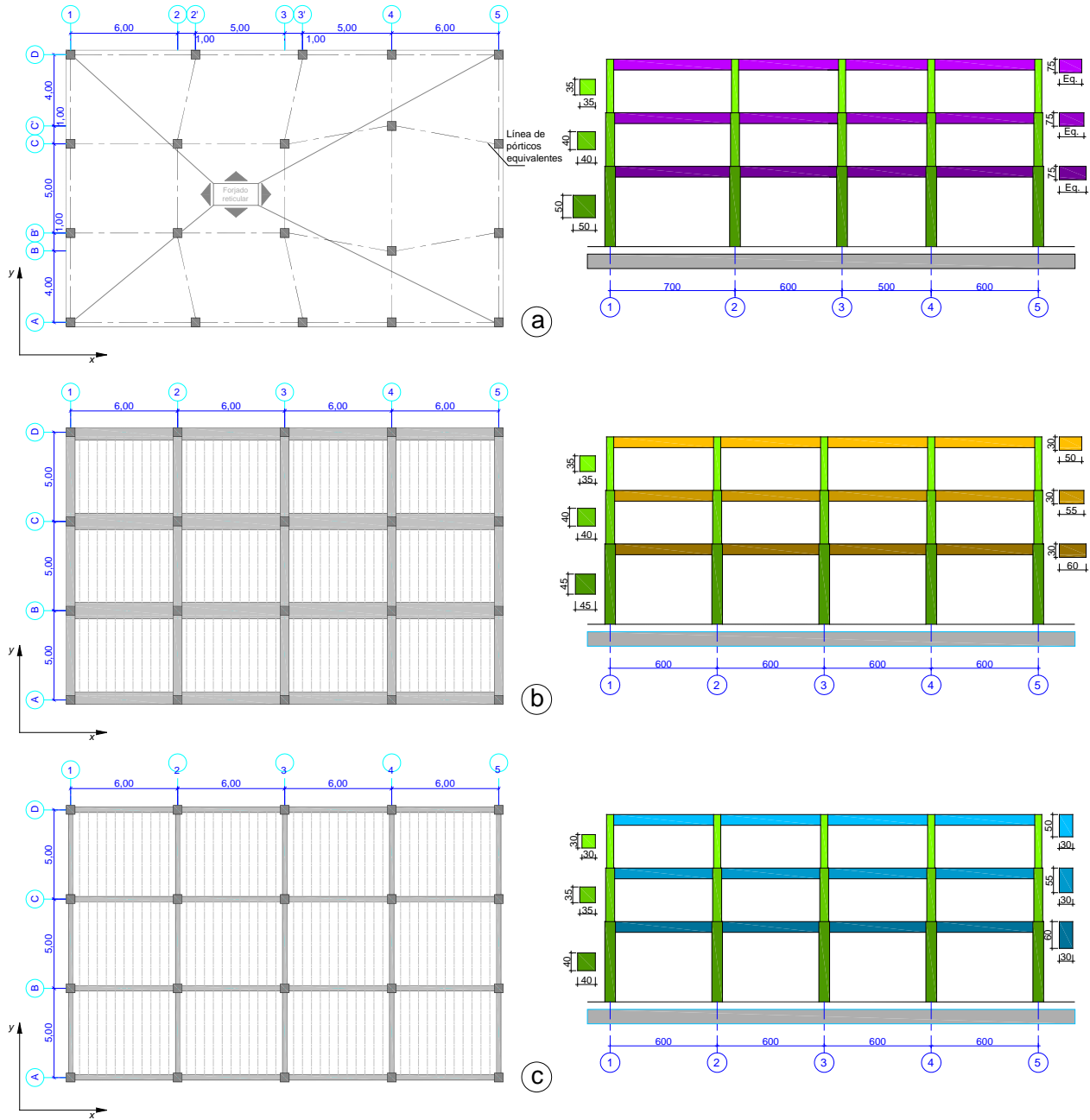


Figura 6. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

5 CASOS DE ESTUDIO

A continuación se consideran tres edificios de hormigón armado proyectados para distintos niveles de ductilidad, conforme a la norma NCSE-02. El primer edificio es de forjados reticulares de 30 cm de canto, cuyos nervios se encuentran orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Los pilares de este edificio no se encuentran alineados, como puede observarse en la Figura 6a. El

segundo edificio, proyectado para ductilidad de 2, es porticado con vigas planas y forjados unidireccionales orientados según el eje y se muestra en la Figura 6b. El tercer edificio es porticado con vigas de canto, proyectado para ductilidad de 4, con forjados unidireccionales orientados según el eje y, tal como puede verse en la Figura 6c.

Los edificios descritos se han calculado mediante modelos 2D, definiéndose pórticos representativos para cada uno de ellos. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha modelado uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelar como plano en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis con empuje incremental, se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCDYN (PLCd, 1991)[30] que permite modelar el hormigón armado como un material compuesto y se ha aplicado la teoría de mezclas. En la Figura 7 se muestra una discretización típica genérica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de pilares y de vigas con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectan de acuerdo con las dimensiones generales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas de los pisos.

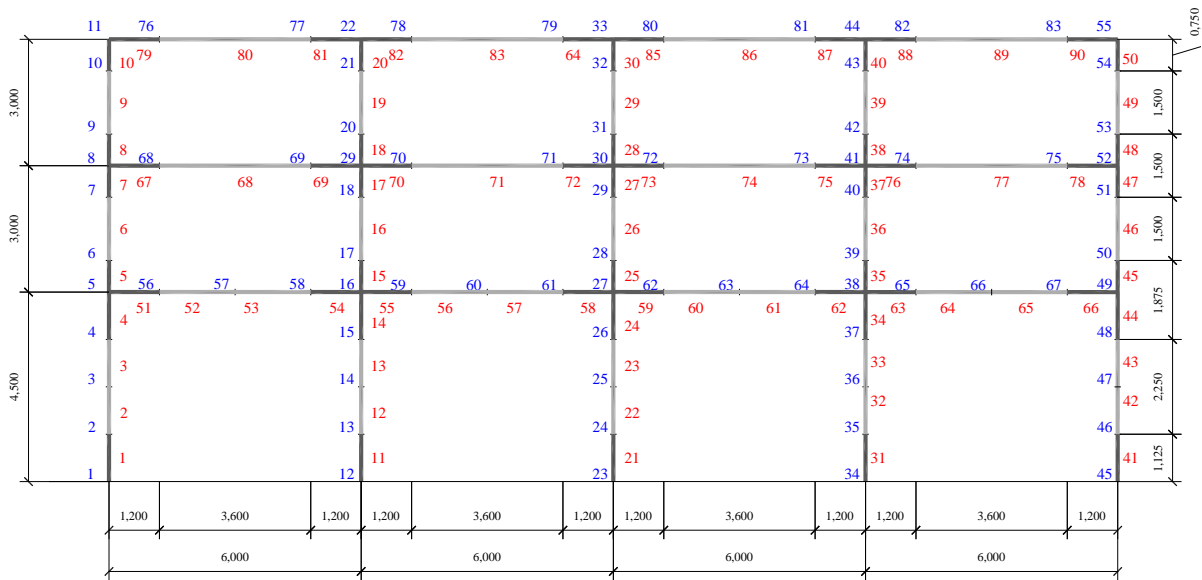


Figura 7. Discretización típica de los pórticos analizados.

En las Figuras 8, 9 y 10 se muestran los espectros de capacidad superpuestos con los espectros elásticos, para los edificios con forjados reticulares, porticado con vigas planas y porticado con vigas de canto. Nótese que los espectros de capacidad se encuentran graficados mediante la curva de capacidad correspondiente a un sistema con un grado de libertad equivalente y que también se incluyen en su forma bilineal idealizada.

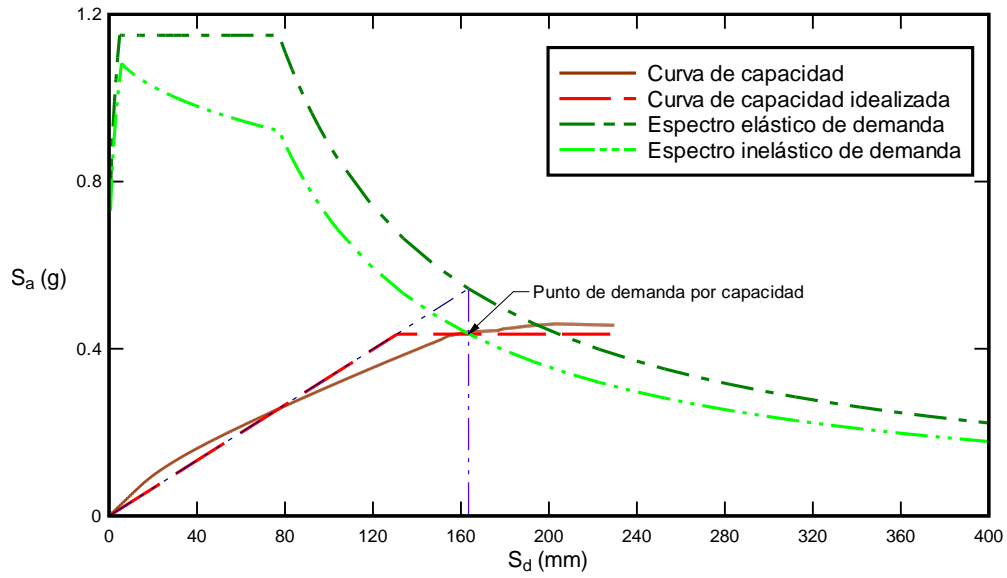


Figura 8. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio con forjados reticulares.

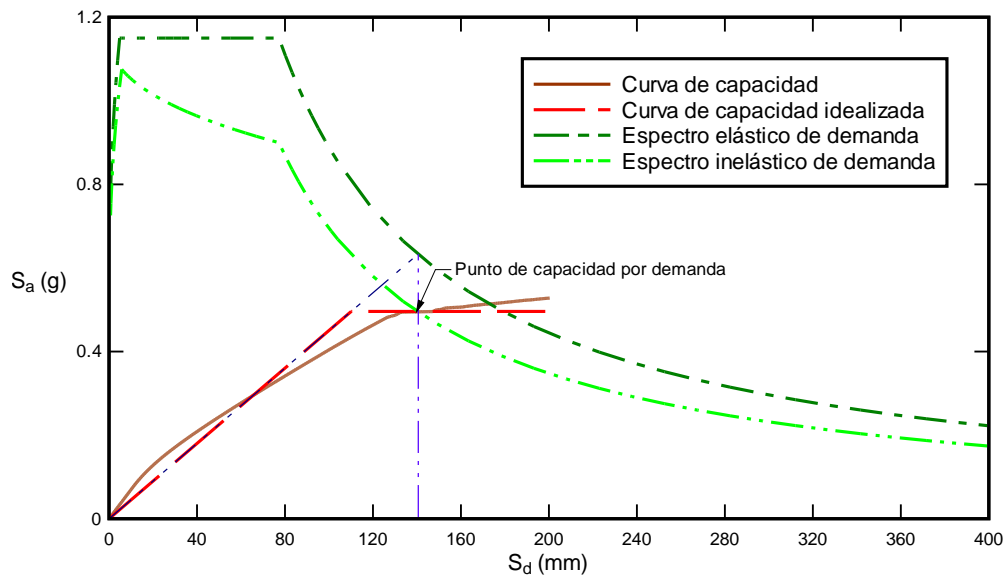


Figura 9. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas planas.

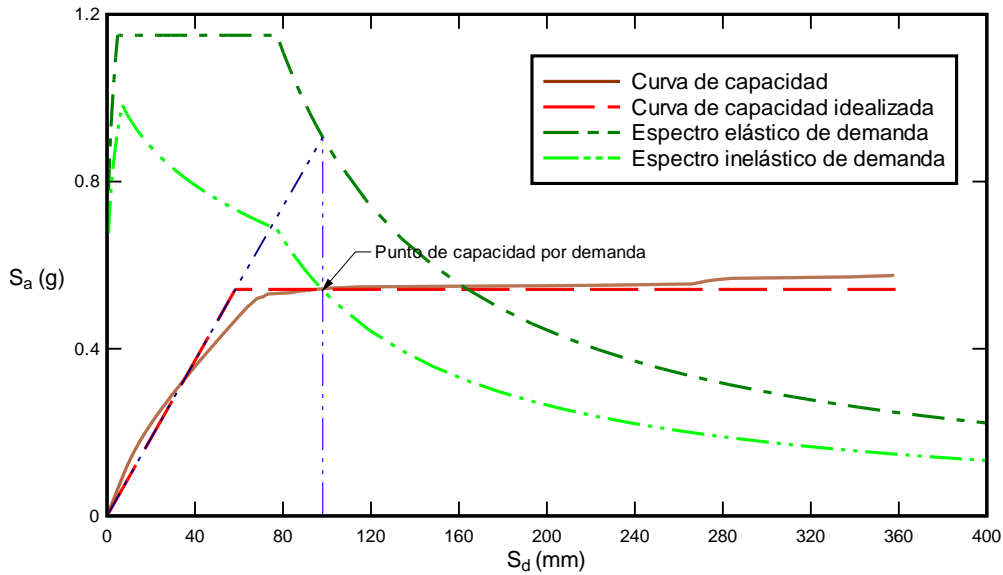


Figura 10. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas de canto.

Los valores de los desplomes del punto de capacidad por demanda calculados para los tres edificios analizados se indican en la Tabla 1. Es de hacer notar que estos desplomes han sido calculados aplicando la Ecuación (8) para convertirlos del formato de un sistema de un grado de libertad equivalente, al formato de sistema de múltiples grados de libertad.

Tabla 1 Desplomes alcanzados en el punto de comportamiento de los diferentes tipos de edificios.

Edificio	Desplome en el punto de capacidad por demanda (mm)
Con forjados reticulares	222,07
Porticado con vigas planas	170,22
Porticado con vigas de canto	120,18

En las Figuras 11, 12 y 13 se aprecian las curvas de capacidad de cada edificio, con los cortantes en la base V normalizados respecto al peso total de la estructura P sobre las que se han graficado las rigideces correspondientes al estado elástico, al punto de capacidad por demanda y al punto de desplome último. Nótese la evidente proximidad entre el punto de capacidad por demanda y el de desplome último correspondiente a los edificios con forjados reticulares y el porticado con vigas planas.

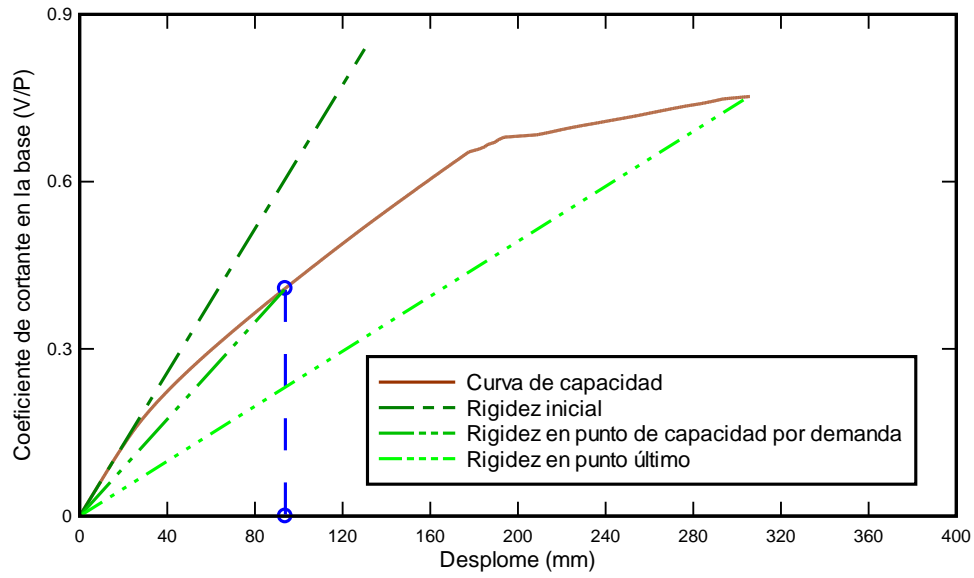


Figura 11. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio con forjados reticulares.

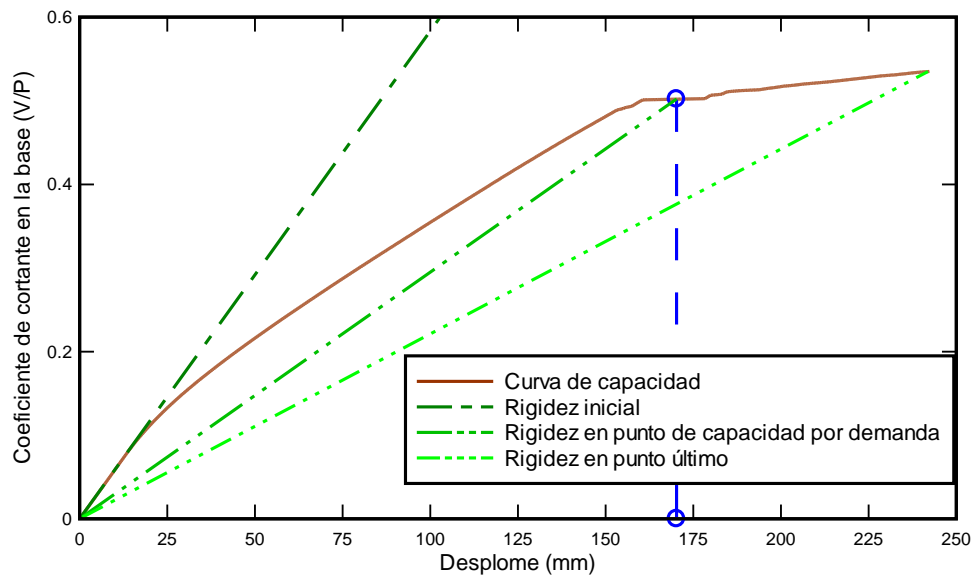


Figura 12. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas planas.

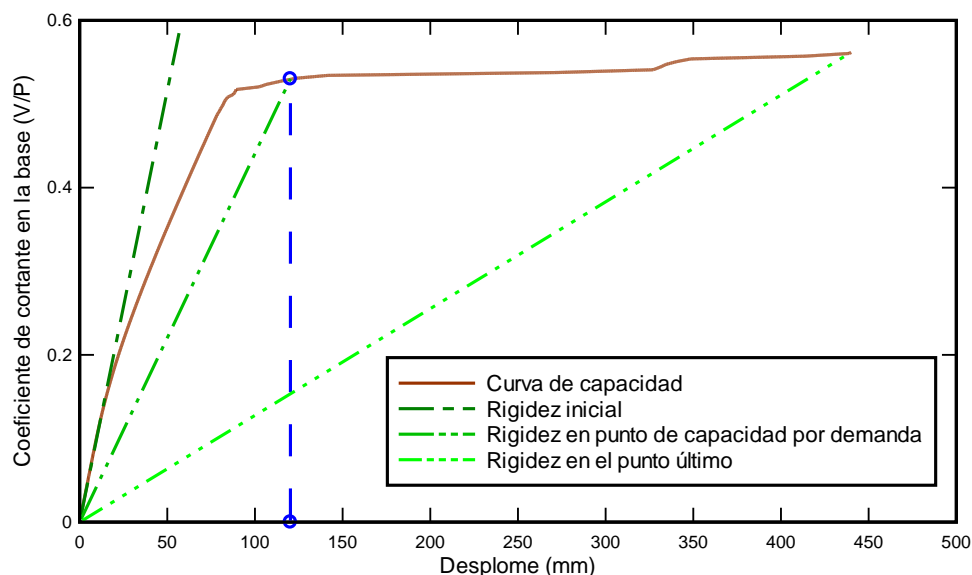


Figura 13. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas de canto.

Con los valores de los desplomes en los puntos de capacidad por demanda es posible calcular las rigideces secantes que, a su vez, se utilizan para calcular los valores de los índices objetivos de daño, correspondientes a la demanda impuesta por los espectros de la normativa. En la Figura 14 se han graficado la evolución de los índices objetivos de daño calculados mediante la ecuación (7) en función del desplome de la cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio. Sobre estas curvas se señalan los valores calculados de los desplomes correspondientes a los puntos de capacidad por demanda de los tres casos estudiados. Resalta la forma característica de la curva que describe el índice de daño del edificio con vigas de canto, la cual se acerca suavemente al valor del daño en el instante del colapso. En el caso de los índices de daño de los edificios de ductilidad limitada, las pendientes en la proximidad del colapso son más pronunciadas, lo que indica que con el incremento del desplome se produce un aumento considerable del índice de daño objetivo.

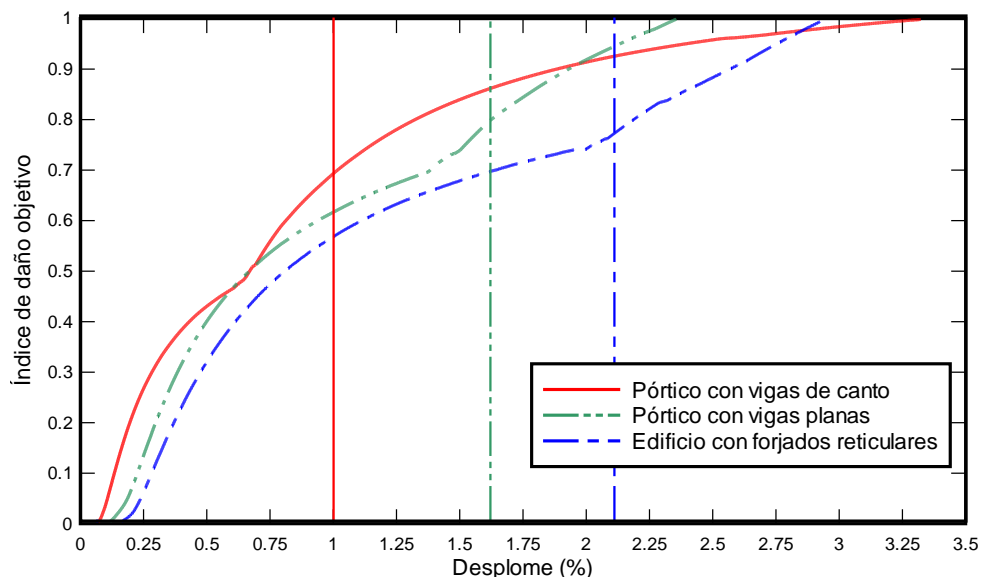


Figura 14. Gráfico de los índices de daño objetivo, calculados para los tres edificios analizados, con los valores de los desplomes relativos correspondientes a los puntos de capacidad por demanda.

La intersección de los valores de los desplomes normalizados correspondientes a los puntos de capacidad por demanda con las curvas, proporcionan gráficamente los valores correspondientes a los índices de daño de los tres edificios que se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2 Valores del índice de daño objetivo calculados para el punto de capacidad por demanda.

Edificio	D_{obj}
Con forjados reticulares	0,79
Porticado con vigas planas	0,80
Porticado con vigas de canto	0,69

De acuerdo con estos resultados, queda claro que el edificio porticado con vigas planas tiene un punto de capacidad por demanda para el cual el índice de daño es de 0,80 lo que, aunado con su baja ductilidad, hace que su respuesta para la demanda impuesta por el espectro de proyecto pudiera considerarse poco segura. Igual conclusión puede obtenerse del índice de daño del edificio con forjados reticulares, para el que el índice de daño objetivo es de 0,79. El edificio con vigas de canto muestra un índice de daño menor (0,69), además de que tiene una capacidad de ductilidad superior a la correspondiente al punto de capacidad por demanda. El procedimiento de evaluación de estructuras con diversas tipologías ha sido aplicado en varios trabajos [31, 32, 33, 34, 35, 36, 37] obteniendo resultados adecuados al daño esperado en tales tipologías.

6 CONCLUSIONES

Se utiliza un método de cálculo de la respuesta no lineal estática con control de fuerzas. Se resuelve el problema de la singularidad en el umbral de colapso mediante la aplicación de un proceso iterativo de cálculo que considera la obtención de un determinado índice de

daño como criterio de convergencia. El método propuesto permite la valoración objetiva del daño estructural en forma sencilla. Los valores de daño que se obtienen son muy cercanos a aquellos calculados a partir de procedimientos de cálculo más costosos computacionalmente, como es el método de elementos finitos. El índice de daño objetivo, que incorpora la degradación de la rigidez y el valor máximo de la ductilidad estructural, permite obtener valores adecuados del daño, independientemente de la tipología estructural adoptada.

Los resultados obtenidos al aplicar los índices de daño convencionales en la respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado dependen de la tipología estructural. Los edificios porticados con vigas de canto tienen un valor de daño aceptable en el punto de capacidad por demanda y disponen aún de capacidad dúctil, lo que permite que su respuesta no lineal supere las expectativas de proyecto. Tanto el edificio porticado con vigas planas como en el del edificio con forjados reticulares tienen una ductilidad estructural insuficiente en comparación con los requisitos normativos. En el caso de los edificios de hormigón armado de ductilidad limitada, los índices de daño convencionales no suministran resultados comparables con los obtenidos mediante la aplicación del método de elementos finitos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por la Comisión Europea (proyecto DESURBS-FP7-2011-261652) y por el Ministerio de Educación y Ciencia de España (proyecto “Enfoque integral y probabilista para la evaluación del riesgo sísmico en España, CoPASRE” (CGL2011-29063). El primer autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

REFERENCIAS

- [1] Aguiar R., Bozzo L., Barbat A.H. y Canas J.A. (1996). *Modelos constitutivos y su efecto sobre los índices de daño sísmico de pórticos de hormigón armado*, Hormigón y acero, 201, 63-80.
- [2] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [3] Barbat A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [4] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [5] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*,

- segunda edición*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [6] Barbat A.H., Mena U. y Yépez F. (1998). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas*, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 14(2), 247-268.
- [7] Barbat A.H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). *Vulnerability assessment of dwelling buildings*, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [8] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda M.C. (2011). *Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas*, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 27(1), 3-27.
- [9] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [10] Car E., Oller S. y Oñate E. (2000). An Anisotropic Elasto-Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.
- [11] Car E., Oller S. y Oñate E. (2001). *A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application*. International Journal of Plasticity. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.
- [12] Catbas N. y Aktan E. (2002). *Condition and damage assessment: issues and some promising indices*. Journal of Structural Engineering. Vol 128, N° 8, 1026-1036.
- [13] Earthquake Spectra, vol 16, N° 3, pp 573 - 591.
- [14] Fajfar P. (2000). *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*. Earthquake Spectra, vol 16, N° 3, pp 573 - 591.
- [15] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2008). *Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames*, Computers and Structures, 86(7-8), 581-597.
- [16] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, Engineering Computations, 27(1), 57-83.
- [17] Gupta V., Nielsen S.R.K., Kirkegaard P.H. (2001). *A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in RC structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 30: 981-993.
- [18] Hori N. y Inoue N. (2002). *Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy response*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31: 1657-1679.
- [19] Kunnath S. (2006). *Performance-based seismic design and evaluation of building structures*. Earthquake engineering for structural design. CRC Press. Boca Raton.
- [20] Martinez X., Oller S., Rastellini F y Barbat A.H. (2008). *A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory*, Computers & Structures, 86, 1604-1618.

- [21] NCSE-2002 (2002). Norma de construcción sismorresistente. BOE N° 244. 2002. Madrid.
- [22] Oliver X., Cervera M., Oller S. y Lubliner J. (1990). *Isotropic damage models and smeared cracks analysis of concrete*. On computer aided analysis and design of concrete structures. Vol. 2, 945-958,
- [23] Oller S. (1991). *Modelización numérica de materiales friccionales*. Monografía N° 3. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Vol. 12, 2, 215-238.
- [24] Oller S. y Barbat A.H. (2006). *Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195, 4490-4511.
- [25] Oller S., Luccioni B. y Barbat A.H. (1996). *Un método de evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado*, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 12(2), 215-238.
- [26] Park Y.J. y Ang A.H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering. Vol. 111, N° 4, 722-739.
- [27] PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.
- [28] Skjærbaek P.S., Nielsen S.R.K., Kirkegaard P.H. y Çakmak, A.S (1998). *Damage localization and quantification earthquake excited RC-frames*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 27: 903-916.
- [29] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H., Hurtado J.E. (2013a). *Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado*, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 29(2), 63-78.
- [30] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013b). *Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach*, Bulletin of Earthquake Engineering, 11(6), 2007-2032.
- [31] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2007a). *Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo*, Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, 4(3), 7-32.
- [32] Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller, S. (2007b). *Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada*, Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil, 7(2), 273-286.
- [33] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2008a). *An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings*. 14 World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- [34] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2008b). *Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de ductilidad limitada*, Hormigón y Acero, 248, 87-101.
- [35] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009) *Seismic performance of waffled-slab floor buildings*, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil

- Engineering), 162: 169-182.
- [36] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes*. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering. Springer. Heidelberg. Germany.
- [37] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). *Seismic safety of limited ductility buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [38] Vielma J.C.; Barbat A.H. y Oller S. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografías CIMNE de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [39] Vielma J.C., Barbat A.H. y Martínez, Y. (2012). *The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings*. 15 World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.

Capítulo 3

VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Juan Carlos Vielma¹, Alex H. Barbat² y Sergio Oller²

¹ Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jvielma@ucla.edu.ve y jvielma@espe.edu.ec)

² Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Barcelona, España (email alex_barbat@upc.edu, oller@cimne.upc.edu)

1 INTRODUCCIÓN

La aparición de procedimientos claros con base en el desempeño [1, 2] aplicables a la adecuación y diseño sismorresistente de edificios, ha incrementado el interés de los investigadores sobre la respuesta estática no lineal de los edificios [3]. Entre las tipologías más estudiadas se encuentra la de los edificios aporticados con vigas de canto [4, 5], sin embargo, los edificios que se proyectan para presentar una respuesta poco dúctil, denominados edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios con forjados reticulares y los edificios aporticados con vigas planas, han sido menos estudiados [6, 7, 8, 9].

Existen dos cantidades de la respuesta no lineal que permiten caracterizar si la respuesta obtenida es adecuada para una determinada amenaza sísmica: la ductilidad estructural y la sobrerresistencia. Las normas de diseño sismorresistente en general y la norma española NCSE-02 [10], en particular, contemplan valores de ductilidad muy bajos para los edificios de ductilidad limitada, los cuales han sido formulados considerando que estas estructuras disponen de una baja capacidad de disipación de energía. Por otro lado, a excepción del Uniform Building Code (UBC-97) [11] y el International Building Code (IBC-2003) [12], no existe en las normas de diseño sismorresistente de edificios, referencia directa a los valores de la sobrerresistencia, importantes en la determinación de los factores de reducción de respuesta [13, 14, 15]. En este trabajo el principal objetivo es calcular los valores de la ductilidad y la sobrerresistencia de los edificios de ductilidad limitada, aplicando el análisis estático no lineal con control de fuerzas, para lo que se utiliza el concepto del índice de daño con el fin de obtener los valores de los desplazamientos últimos de los edificios. Los desplazamientos que permiten calcular la ductilidad (desplazamiento de plastificación) se obtienen aplicando la forma bilineal idealizada de la

curva de capacidad [16]. Conocida la respuesta no lineal, se estudia el efecto beneficioso que sobre ésta tendría la mejora de las características de ductilidad del acero de refuerzo, del confinamiento longitudinal y transversal y la aplicación de tipologías estructurales que logran combinar las características de los edificios de ductilidad limitada con las de los edificios aporticados resistentes a momentos. Finalmente, se realiza una comparación entre respuesta no lineal de los edificios con ductilidad limitada y la respuesta de dos edificios aporticados resistentes a momentos, uno con ductilidad intermedia, proyectado según la instrucción española EHE [17] y el otro con ductilidad alta, proyectado según la norma ACI-318[18]. Se verá que en el caso de los edificios de ductilidad limitada no se satisfacen algunas de las premisas asumidas en la etapa de diseño sismorresistente.

2 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Para explicar mejor las implicaciones que tienen la tipología y el diseño de las estructuras en la respuesta global de las mismas, se estudian tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural reducido. El tercero es porticado y con vigas de canto y sus valores de ductilidad se ubican entre intermedios y altos. A continuación se describen las formas estructurales de los tres edificios.

2.1 Edificio con forjados reticulares

El edificio de concreto armado con forjados reticulares tiene nervios orientados según las líneas que unen los extremos de las columnas. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja. Tiene cuatro vanos en la dirección paralela al eje x y tres en la dirección paralela al eje y . Algunas columnas están desviadas 1,0 m en dirección x e y , tal como puede verse en la Figura 1a. Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de las columnas que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como unidad estructural básica los pórticos. En la Figura 1a se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

El pre-dimensionado de las columnas y forjados se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre los forjados, considerando la simplificación de áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se distribuyen a las columnas, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30% de la resistencia del área bruta del concreto.

2.2 Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio porticado formado por columnas y vigas planas, con un sistemas de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase la Figura 1b). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección de arriostramiento.

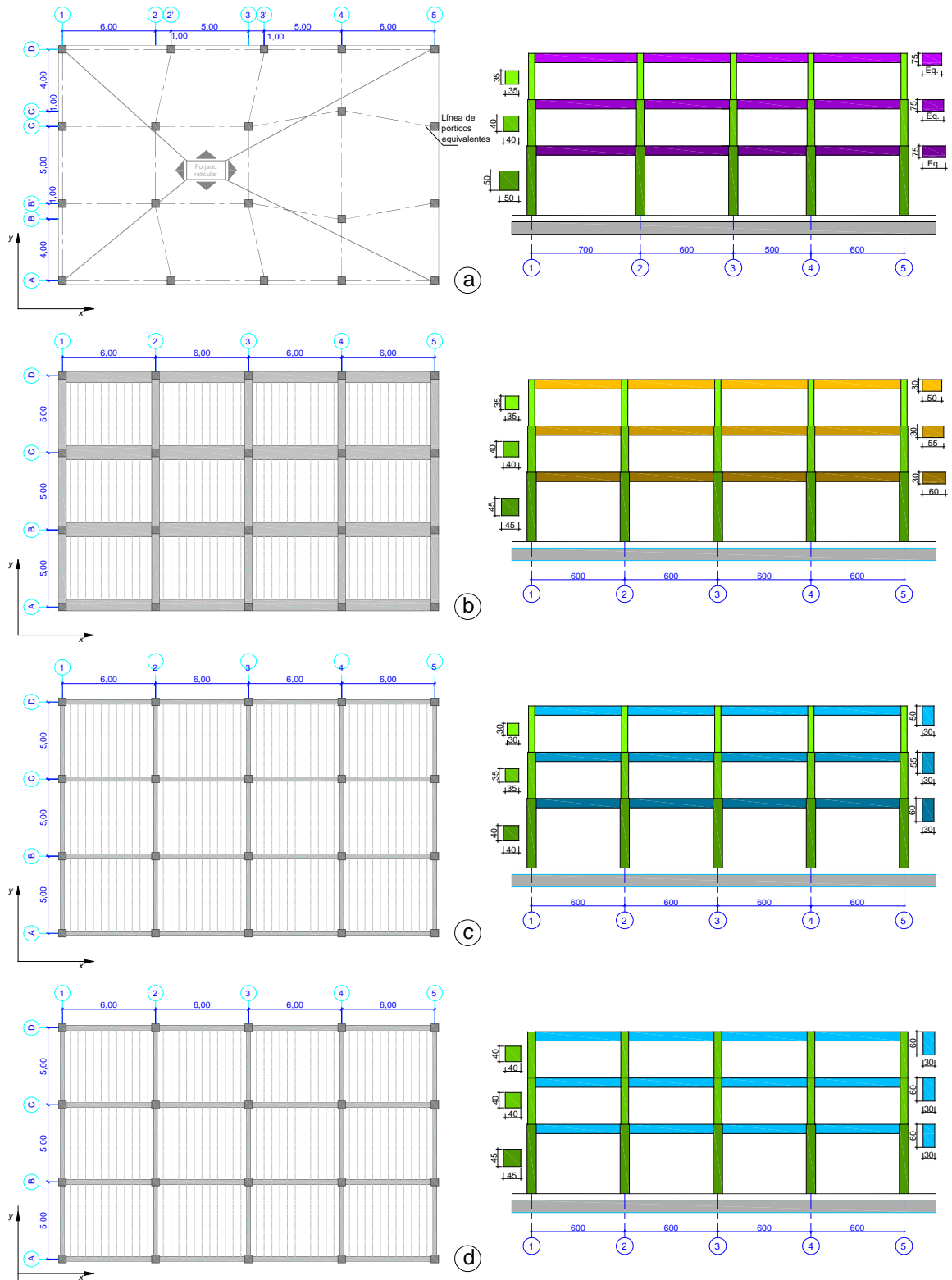


Figura 1. Plantas típicas de los cuatro edificios analizados (igual en todos los niveles) y alzados con dimensiones de las secciones transversales

El edificio tiene dimensiones en planta similares a las del edificio con forjados reticulares, pero las columnas se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de

pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la Figura 1b. Se mantienen las consideraciones de planta baja flexible por su mayor altura, con el resto de los niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la Figura 1b se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio.

2.3 Edificio de pórticos resistentes a momentos

El edificio tiene características geométricas similares a las del edificio de vigas planas cuya planta se muestra en la Figura 1c, para el caso en el que el edificio ha sido proyectado conforme a la instrucción española EHE. La diferencia entre el edificio con pórticos resistentes a momentos y los edificios con vigas planas se encuentra en que las vigas están posicionadas de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente [19].

El sistema de forjado es del tipo unidireccional. Los criterios de pre-dimensionado se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del pre-dimensionado sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de las columnas para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de columna fuerte y viga débil. La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones x e y , tal como se muestra en la Figura 1c. En esta misma figura, se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio. Finalmente en la Figura 1d se muestran la planta y el alzado del edificio porticado, proyectado según el ACI-318.

Efectuando el análisis modal previsto en la norma NCSE-02, se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro inelástico de diseño que puede verse en la Figura 2, con una aceleración básica de diseño de 0,25g, que se calcula de manera simplificada reduciendo el espectro de diseño elástico por un factor correspondiente a la ductilidad y al amortiguamiento [20]. Dicho espectro inelástico es el mismo que se utiliza en el cálculo de las fuerzas sísmicas del edificio con forjados reticulares. Posteriormente, se calculan las fuerzas sísmicas máximas probables mediante la aplicación del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

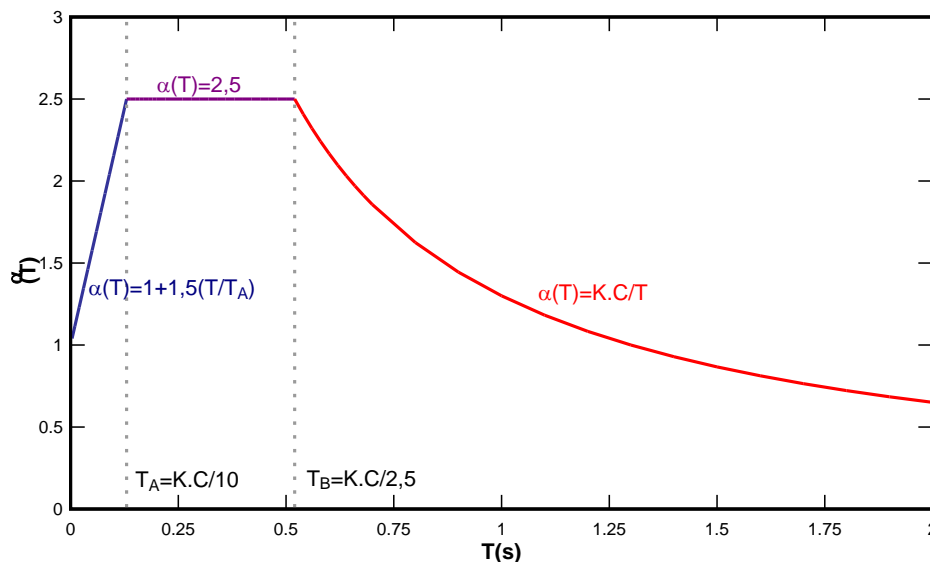


Figura 2. Espectro elástico según la norma NCSE-02.

Para los casos analizados, el amortiguamiento considerado es de 5% del amortiguamiento crítico mientras que los valores de la ductilidad de diseño μ se muestran en la Tabla 1. Conforme con estos valores, la norma sismorresistente NCSE-02 [21] requiere que los valores de los factores de reducción aplicados al espectro elástico de diseño sean iguales al valor de la ductilidad de diseño.

Una vez calculadas las fuerzas sísmicas de diseño, se procede con el diseño de las secciones, aplicando las prescripciones contenidas en la Norma NCSE-02 y la instrucción EHE. Los detalles del armado de los elementos de los edificios no se muestran en este artículo, sin embargo se encuentran publicados [22].

Tabla 1. Ductilidades de diseño aplicadas a los edificios analizados

Edificio	Ductilidad (μ)
Forjados reticulares	2
Porticado con vigas planas	2
Porticado con vigas de canto	4

3 ANÁLISIS NO LINEAL

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02 [23, 24, 25]. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el diseño sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras.

Los resultados se han calculado mediante los modelos 2D de los edificios descritos anteriormente, definiéndose pórticos representativos para cada uno de los modelos estructurales analizados. Dada la presencia de columnas no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha decidido modelar uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelar como plana en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis no lineal, se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCDYN (PLCd, 1991) [26], en el que se modela el concreto armado como un material compuesto aplicando la teoría de mezclas [27, 28, 29, 30, 31]. Mediante esta teoría es posible considerar a un material compuesto como si este fuese homogéneo, aplicando las siguientes hipótesis básicas:

- Las propiedades mecánicas de los compuestos se determinan de acuerdo a la proporción volumétrica de los materiales componentes.
- En un volumen infinitesimal, participa una cantidad finita de componentes.
- Cada componente participa en la misma proporción a escala microscópica como a escala macroscópica. La deformación es la misma para cada componente.

En la Figura 3 se muestra una discretización típica genérica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de columnas y de vigas

con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectado de acuerdo con las dimensiones generales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas de los pisos. En esta figura los elementos verticales aparecen numerados a la izquierda, mientras que los elementos horizontales se numeran en la parte inferior. Los nudos se numeran a la izquierda (nudos de los elementos verticales) y en la parte superior (nudos de los elementos horizontales).

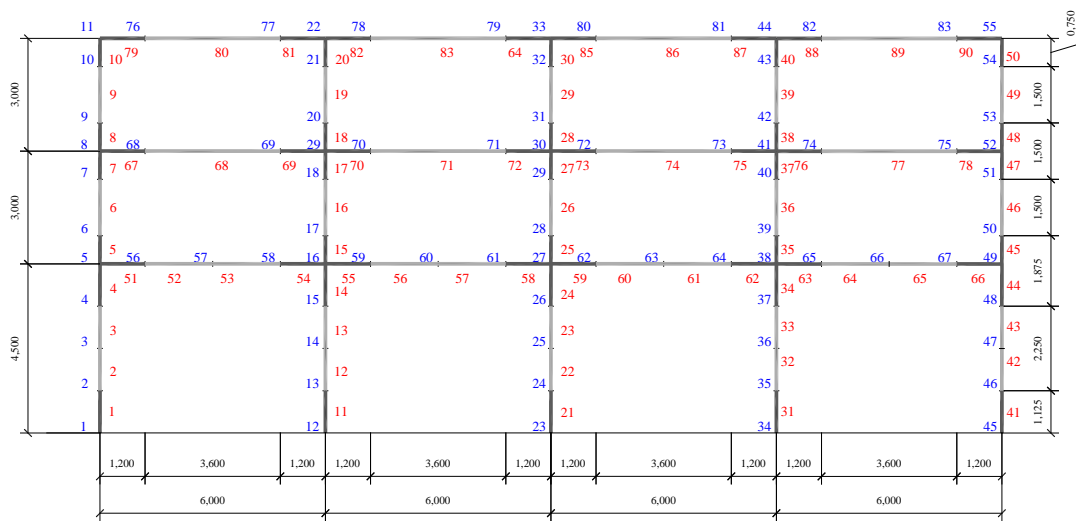


Figura 3. Discretización típica de los pórticos analizados.

Para evaluar la respuesta inelástica de las tres estructuras proyectadas se aplica un procedimiento de cálculo estático no lineal incremental, habitualmente conocido como *pushover analysis*. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo con diferentes criterios, e incrementarlas hasta que se produce el colapso estructural [32, 33, 34]. El patrón de fuerzas más habitual es que corresponde a la forma del primer modo de vibración. Uno de los patrones de distribución de fuerzas recomendado por el Eurocódigo-8 considera que las fuerzas de cada nivel son directamente proporcionales a la altura del edificio (véase la Figura 4). El otro patrón recomendado por el mismo código es el de distribución uniforme de fuerzas; sin embargo el patrón del primer modo resultó ser el más desfavorable.

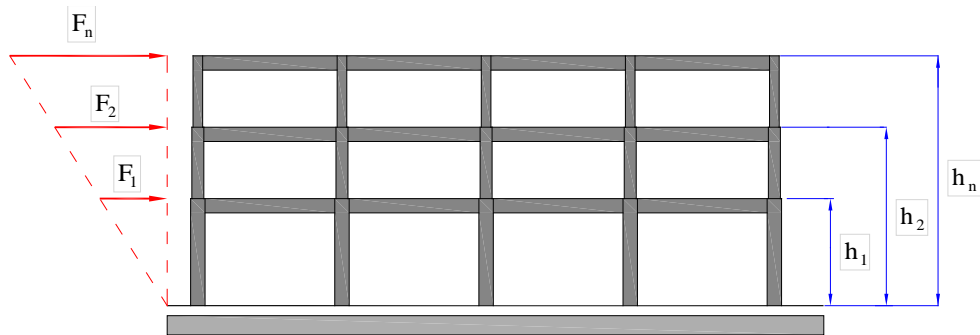


Figura 4. Distribución de fuerzas aplicada en el análisis no lineal.

Las fuerzas laterales se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las que producen el cambio de comportamiento estructural elástico a plástico, hasta

alcanzar el valor de desplazamiento último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente. Antes de aplicar las cargas laterales representativas de la acción sísmica, la estructura es sometida a la acción de las cargas de gravedad, de acuerdo con las combinaciones aplicadas en el análisis elástico. El procedimiento aquí descrito ha sido validado mediante la comparación de los resultados de la simulación numérica con los resultados obtenidos mediante la aplicación de cargas laterales a un pórtico de concreto armado [35].

A partir de la respuesta estática no lineal obtenida mediante la aplicación de métodos computacionales con base en los elementos finitos, se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 5, que tiene un segmento representativo del comportamiento elástico que va desde el origen hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base. Para obtener la segunda recta, que representa la rama de comportamiento plástico, ha sido necesario encontrar la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante basal. Mediante este procedimiento de compensación se logra garantizar que la energía absorbida por el sistema modelado y el ideal sean iguales (Figura 5).

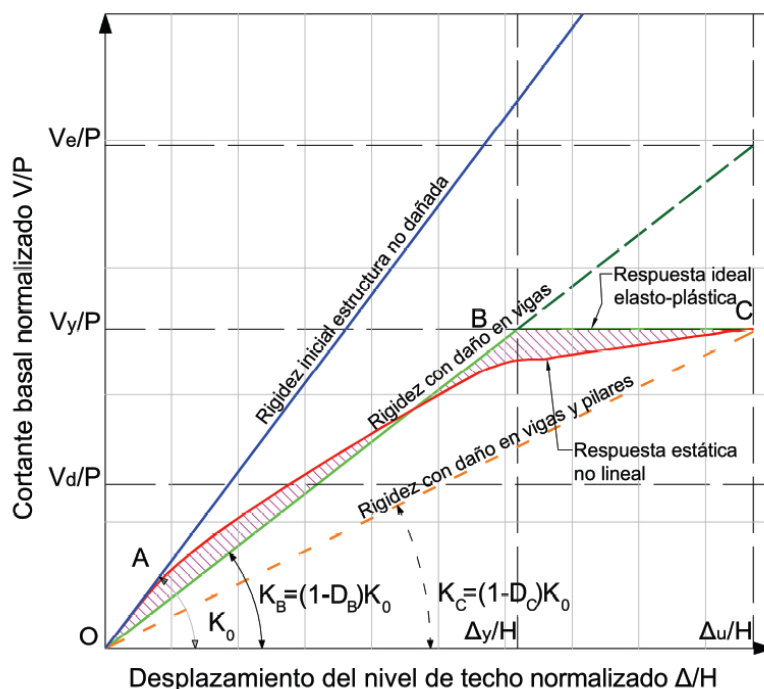


Figura 5. Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural.

Del análisis no lineal interesan dos coeficientes que caracterizan la calidad de la respuesta sismorresistente de los edificios. La primera de éstas es la ductilidad estructural, como:

$$\mu = \frac{\Delta_u/H}{\Delta_y/H} \quad (1)$$

y que se calcula a partir de los valores del desplazamiento de plastificación normalizado, Δ_y/H , y del desplazamiento último normalizado, Δ_u/H , siendo H la altura del último nivel del edificio. Los desplazamientos normalizados se muestran en la Figura 5. También

resulta interesante comparar los valores del de cortante basal de diseño normalizado V_p/P , con el coeficiente de cortante basal de plastificación normalizado V_y/P , siendo P el peso sísmico del edificio, véase la Figura 5. La relación entre ambas fuerzas cortantes define la sobrerresistencia del edificio, R_R

$$R_R = \frac{V_y/P}{V_d/P} \quad (2)$$

Para efectos de diseño, la sobrerresistencia R_R representa una especie de factor de seguridad.

El comportamiento no lineal del concreto puede modelarse aplicando la teoría del daño, lo que permite asociar este fenómeno con la pérdida de área resistente de la sección de concreto como resultado de la propagación macroscópica de fisuras. El índice global de daño D es una combinación apropiada de los índices de daño calculados para cada sección transversal de los elementos que forman la estructura.

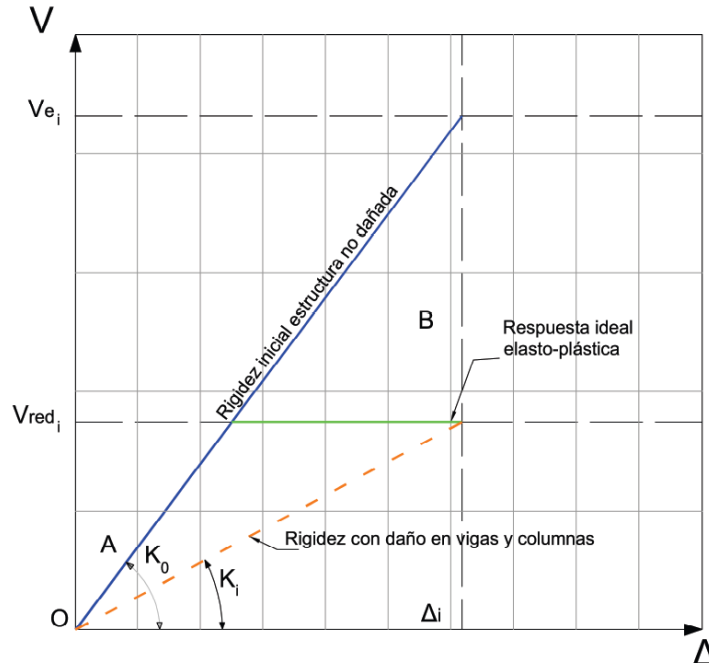


Figura 6. Relación entre los cortantes elástico y reducido que permite definir el índice de daño.

El índice de daño [36, 37, 38, 39], se define como la relación, en un paso i , de la fuerza cortante reducida de la estructura dañada, $Vred_i$, y la que tendría en el supuesto de que mantuviese elástica, Ve_i , que se muestran en la Figura 6

$$D_i = 1 - \frac{Vred_i}{Ve_i} = 1 - \frac{K_i \cdot \Delta_i}{K_0 \cdot \Delta_i} = 1 - \frac{K_i}{K_0} \quad (3)$$

donde K_i es la rigidez de la estructura en el estado actual y K_0 es la rigidez de la estructura antes de que ocurra la primera plastificación de cualquiera de sus elementos (Figura 6). Éste índice permite aplicar el procedimiento de control de fuerzas en la

determinación de la curva de capacidad, ya que el desplazamiento último Δ_u se alcanza para un valor de daño predeterminado. El índice de daño D puede interpretarse como la pérdida de la rigidez inicial de la estructura o elemento estructural al ser sometido a acciones externas.

3.1 Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

En la literatura especializada no abundan los cálculos de la respuesta no lineal de este tipo de edificios, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* presentado en la Norma ACI-318.

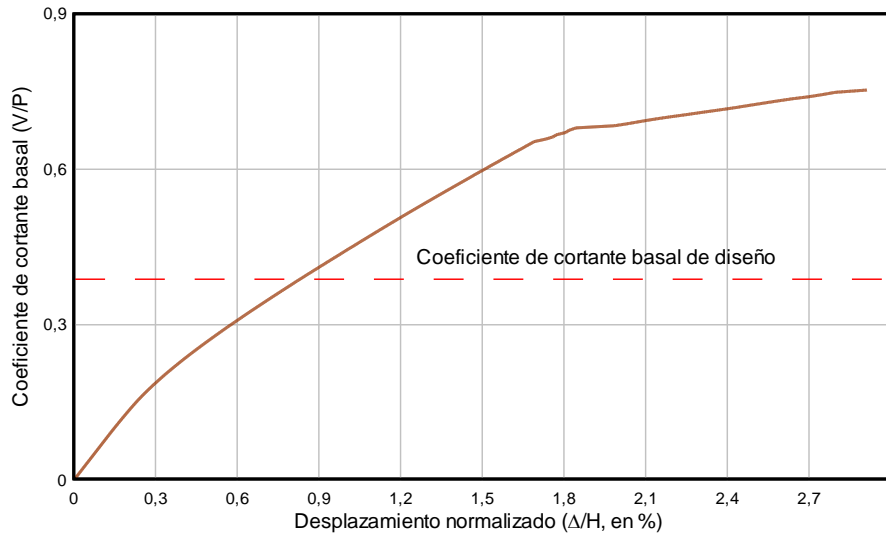


Figura 7. Curva de capacidad de un pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

Este tipo de estructuras se proyecta para un nivel de ductilidad muy bajo en relación con el permitido para otros sistemas estructurales como, por ejemplo, el clásico porticado. En la Figura 7 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio, utilizando elementos finitos con modelos constitutivos no lineales de daño y plasticidad y dentro de una teoría de mezclas de materiales. Para controlar la disipación de energía y su correcto comportamiento se han introducido valores medios aproximados de la resistencia y la energía de fractura/aplastamiento, de cada material constituyente (acero-concreto).

La ductilidad estructural, para éste pórtico exterior se calcula a partir de los valores del desplazamiento de plastificación Δ_y , y del desplazamiento último Δ_u , de la curva de capacidad idealizada que puede verse en la Figura 8

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{2,912381}{1,853333} = 1,57 \quad (4)$$

El valor de ductilidad obtenido de $\mu = 1,57$ se considera muy bajo, pues es inferior a $\mu = 2$ que da la norma española NCSE-02 para este tipo de estructuras. Para este mismo edificio,

$$\text{la sobrerresistencia es: } R_R = \frac{V_y}{V_p} = \frac{0,752786/P}{0,3878/P} = 1,94 .$$

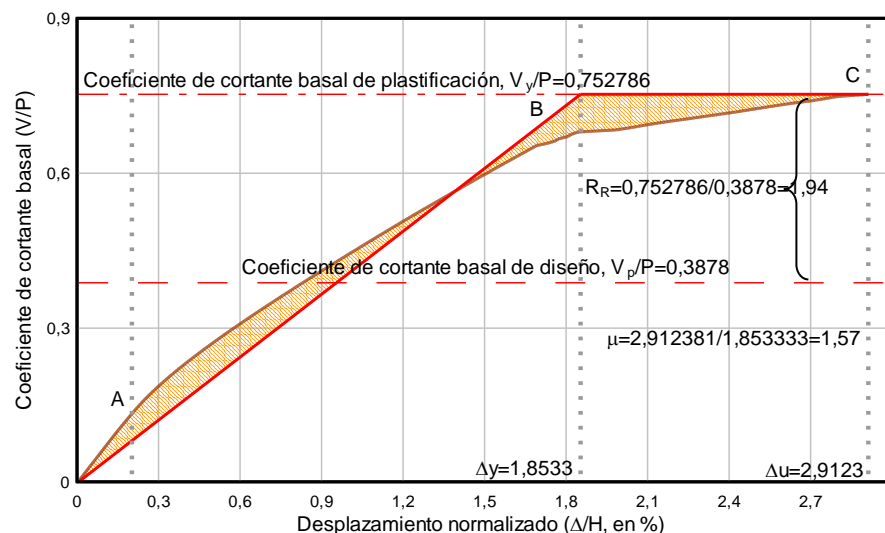


Figura 8. Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

Si bien el valor de la ductilidad calculado para este edificio parece ser una sugerencia a revisar los valores del factor de ductilidad, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta sobrerresistencia. En la Figura 9 se muestra la evolución del índice de daño del edificio con forjados reticulares, que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos de la estructura que resisten la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la misma. Dicho índice está calculado con un modelo constitutivo de daño y plasticidad y permite correlacionar el daño con los desplazamientos. El punto A indica la aparición de las primeras micro fisuras en la estructura que se incrementan hasta alcanzar la rótula en las vigas (punto B) y a partir de aquí comienzan las rótulas en columnas hasta que se alcanza el estado de umbral de colapso, punto C de la Figura 9.

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y a las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Se observa que es complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo de fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

3.2 Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos del pórtico. En la Figura 10 se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplazamiento último (desplazamiento previo al colapso total) que, junto con el valor del desplazamiento de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento.

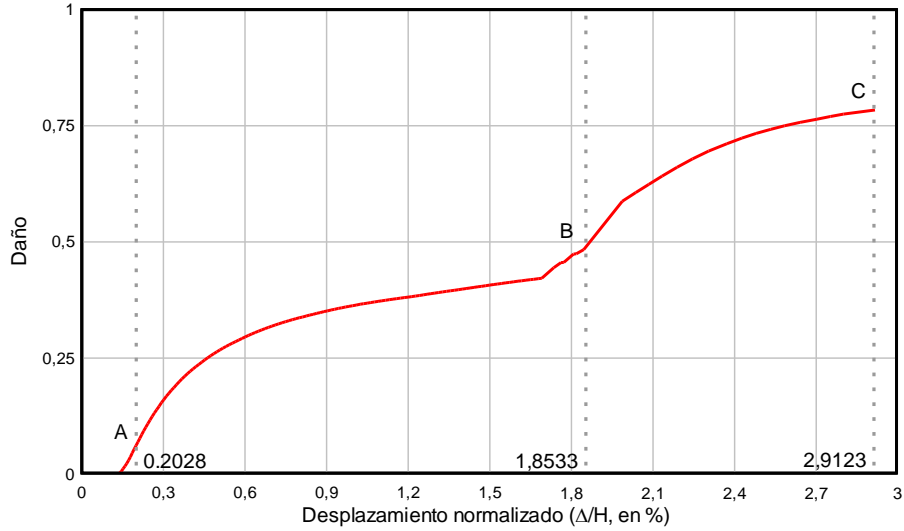


Figura 9. Evolución del índice de daño global en el pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

La Figura 10 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante basal (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la Figura 10. En esta figura también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio a partir de la forma bilineal idealizada. Tal como puede verse, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es igual a 2. Finalmente, en la Figura 11 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico en función del incremento del desplazamiento que se produce al aplicar las cargas horizontales. En ésta figura los puntos A, B y C representan el punto de aparición de microfisuras en vigas, de formación de rótulas plásticas en columnas y el umbral de colapso respectivamente. La evolución del daño muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplazamientos relativamente pequeños.

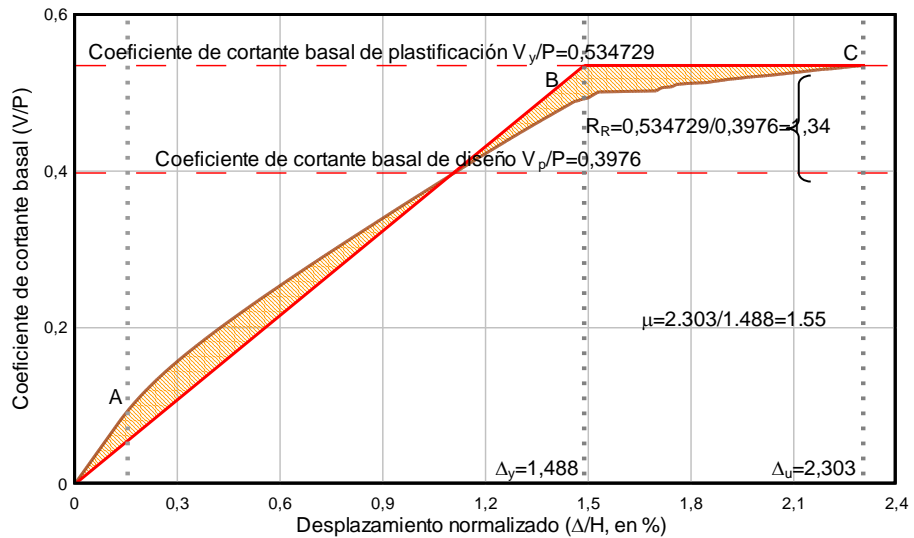


Figura 10. Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas.

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas. Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de diseño y, por ende, de un factor de reducción de respuesta R menor.

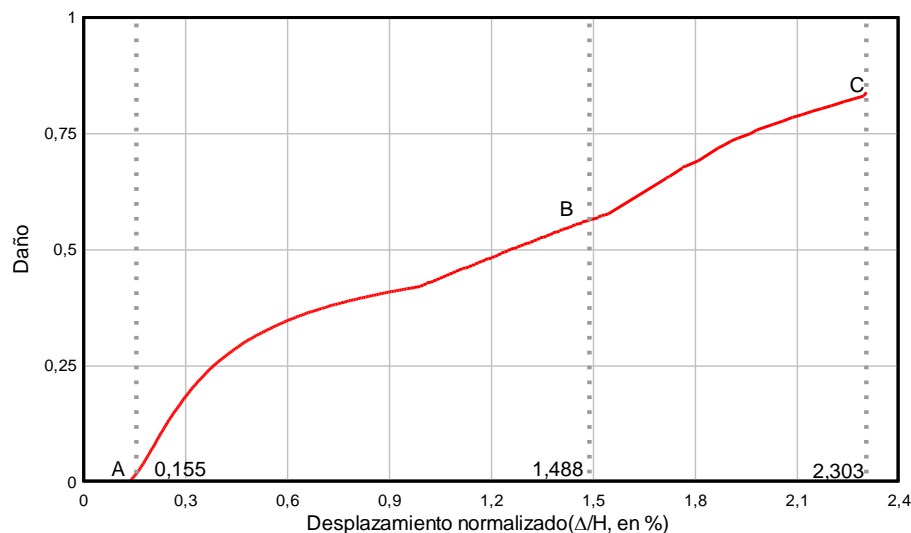


Figura 11. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

3.3 Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos

A continuación se muestran los resultados de la respuesta no lineal del edificio cuya estructura principal está constituida por pórticos resistentes a momentos. Para estudiar la respuesta de esta tipología estructural, se ha escogido aplicar los preceptos de diseño de dos normas diferentes: por un lado se aplican la instrucción española EHE y la norma NCSE-02 y por el otro se aplica el ACI-318 y la norma IBC-97 para la determinación de las acciones sísmicas. Al igual que en los dos edificios anteriores, se ha analizado el pórtico externo del edificio de manera que sea posible comparar los resultados obtenidos en cada caso. En la Figura 12 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplazamiento último.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 12 se obtiene una ductilidad de 5,15, por encima del valor considerado en el proceso de diseño sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada sobrerresistencia. Finalmente, en la Figura 13 se muestra la evolución del índice global de daño para este tipo de edificio. En la Figura 14 se muestra la curva de capacidad y en la Figura 15 la curva de evolución del daño para el pórtico exterior del edificio proyectado conforme al ACI-318, respectivamente. La principal diferencia entre el diseño de ambos edificios porticados reside en que la aplicación de la norma sismorresistente española permite la aplicación de un factor de reducción igual a 4 para esta tipología estructural, siendo menos exigente con el nivel de armado transversal y longitudinal, en comparación con el exigido en el ACI-318, en el que el diseño se realiza con la necesidad de satisfacer una mayor capacidad de disipación de energía.

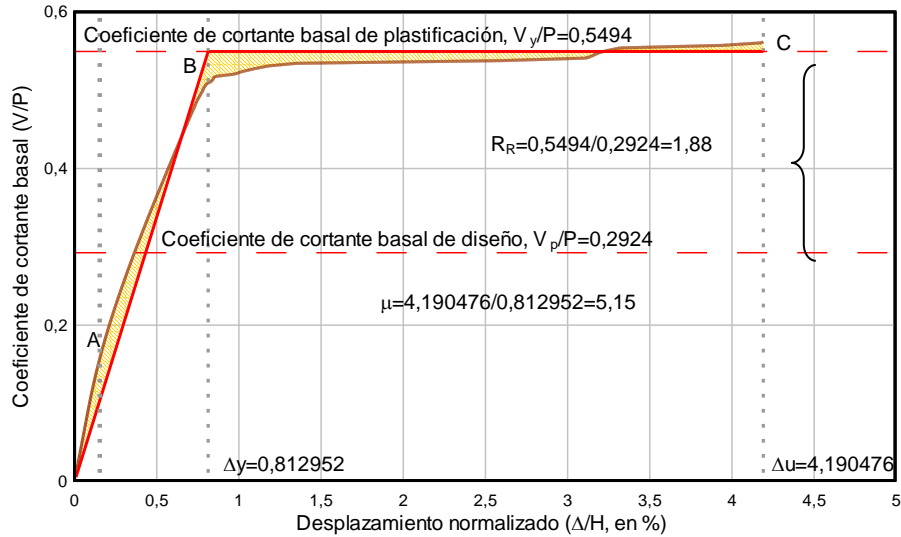


Figura 12. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos, proyectado conforme a la instrucción EHE.

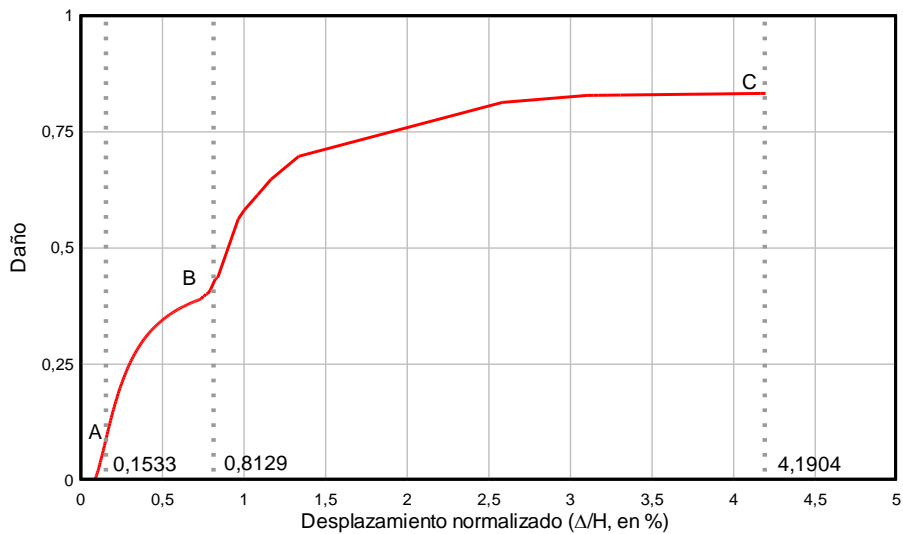


Figura 13. Evolución del índice de daño global en el pórtico resistente a momentos, proyectado según la instrucción EHE.

La respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios de baja altura de concreto armado, en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en las bases de las columnas del primer nivel. Este comportamiento general se debe a que no es fácil proyectar edificios con columna fuerte-viga débil, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que en el caso de columnas.

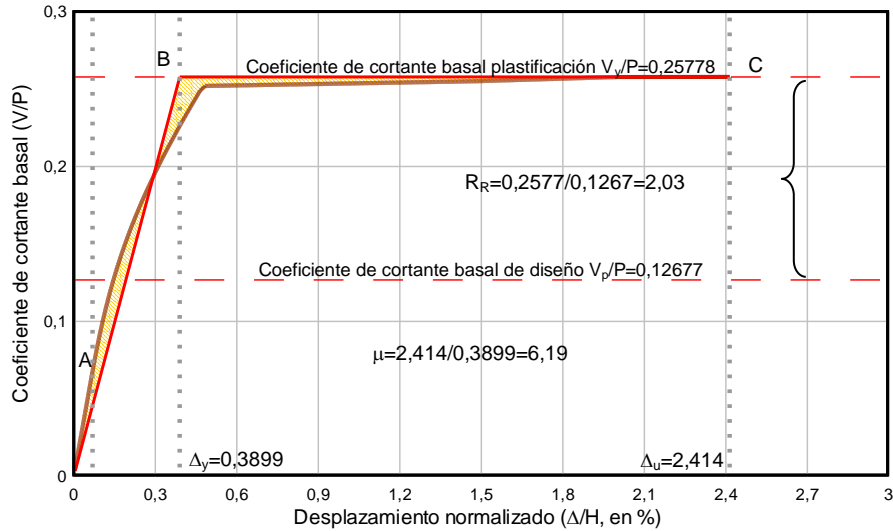


Figura 14. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos, proyectado conforme a la norma ACI-318(2005).

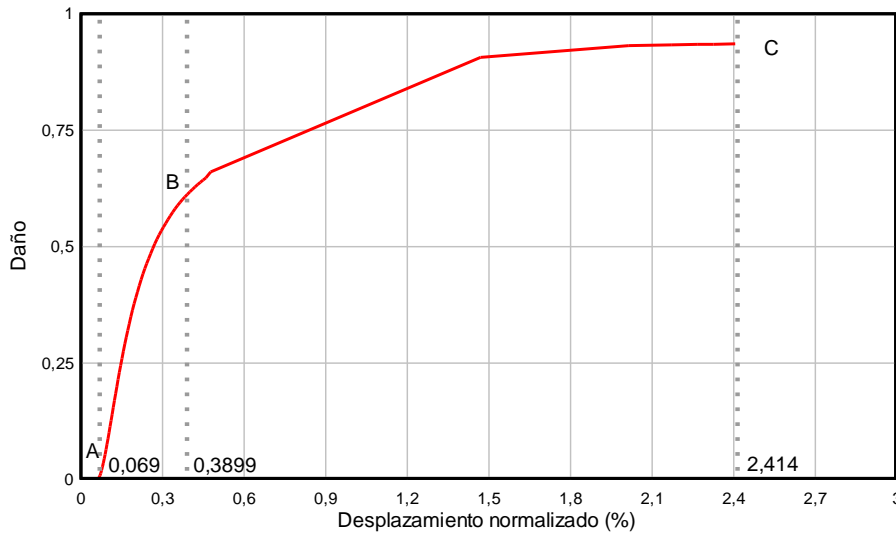


Figura 15. Evolución del índice de daño global en el pórtico resistente a momentos, proyectado según la norma ACI-318 (2005).

3.4 Observaciones sobre la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad

A continuación se utilizará a modo de ejemplo la curva de la Figura 14 (edificio de pórticos resistentes a momentos) para plantear una reflexión sobre la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad. Es importante señalar que el procedimiento aplicado en la obtención de la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad resulta conveniente para poder determinar los desplazamientos de plastificación ya que se logra un balance de energía entre la curva de capacidad obtenida mediante el análisis estático no lineal y la forma bilineal idealizada. Sin embargo existe un inconveniente en la aplicación de éste método, ya que los índices de daño calculados a partir de la forma bilineal idealizada difieren de los índices calculados con la rigidez inicial de la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal que, a la postre, son los aplicados en la determinación de los desplazamientos últimos.

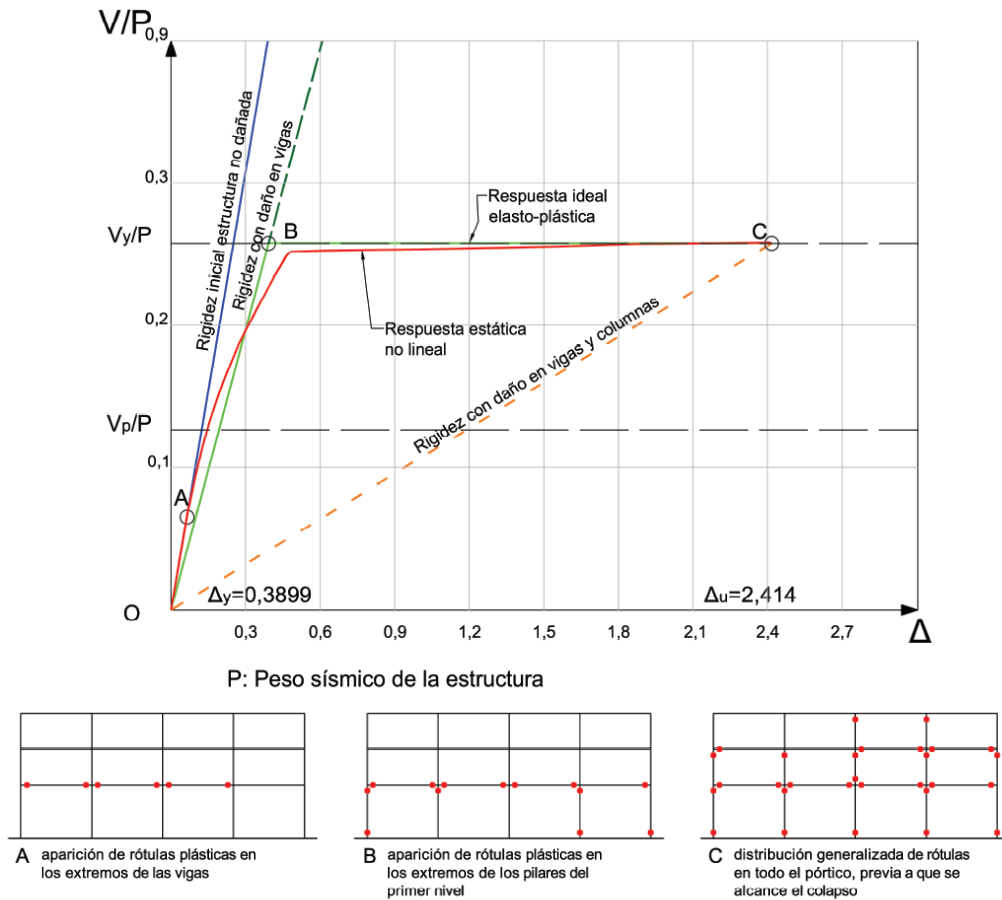


Figura 16. Esquema para la determinación del índice de daño. Caso: edificio con pórticos resistentes a momentos, proyectado conforme a la norma ACI-318

Para ilustrar esta última afirmación, en la Figura 16 se muestran tanto la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal como su forma bilineal idealizada, sobre las que se han resaltado tres puntos que se definen en dicha figura. La rigidez inicial de la estructura corresponde al tramo en el cual no ha ocurrido ninguna plastificación (desde el origen hasta el punto A). A partir de este tramo ocurren plastificaciones en los extremos de las vigas ocurriendo la pérdida progresiva de rigidez. Hacia el punto B, sobre la forma bilineal, comienzan a aparecer las rótulas en los extremos de las columnas, además de que se extienden las rótulas sobre los extremos de vigas no dañados en el punto anterior. Finalmente, hacia el punto C, se tiene una distribución generalizada de rótulas, lo cual es indicio de que se ha entrado en el umbral del estado límite de colapso. El daño calculado con la rigidez inicial de la curva de capacidad K_0 es

$$D_{c_{\text{análisis}}} = 1 - \frac{K_C}{K_0} = 1 - \frac{0,10678}{0,98202} = 0,89$$

mientras que el daño calculado con la pendiente idealizada K_B es

$$D_{c_{\text{ideal}}} = 1 - \frac{K_C}{K_B} = 1 - \frac{0,10678}{0,66104} = 0,83$$

Es evidente la diferencia que existe entre los índices de daño calculados con la rigidez inicial de la curva de capacidad K_0 y la rigidez inicial idealizada K_B , por lo que es necesario resaltar que el procedimiento de forma bilineal idealizada permite un buen balance de energía pero produce valores del índice de daño que difieren de los obtenidos de la respuesta estática no lineal, lo que ha propiciado la necesidad de formular un índice de daño objetivo. Además, si observamos en la Figura 9 la curva de daño que se obtiene a partir de un cálculo más ajustado realizado por elementos finitos, puede verse que en el punto C resulta un índice de daño en fuerzas residuales de $D_c = 0,93$, valor que es más cercano al obtenido mediante el cálculo simplificado $D_{c_{\text{análisis}}} = 0,89$. La diferencia puede ser debida a un cálculo simplificado en el cual se considera que el daño es una relación de rigideces, mientras que en el modelo por elementos finitos se produce tanto daño (pérdida de rigidez) como plasticidad (deformaciones permanentes) que llevan a una disipación mayor, con un consiguiente índice de daño mayor.

3.5 Comparación de la respuesta no lineal de los tres tipos de edificios

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han representado gráficamente las respuestas de los mencionados edificios en la Figura 17, en la que puede observarse que los cuatro alcanzan un cortante basal superior al de diseño. El edificio con pórticos resistentes a momentos diseñado para un nivel alto de ductilidad (conforme al ACI-318) exhibe la mayor sobrerresistencia del grupo ($R_R=2,03$), sensiblemente mayor que en el caso del edificio con pórticos resistentes a momento diseñado para ductilidad intermedia (conforme a norma EHE) cuya sobrerresistencia es $R_R = 1,88$. También los edificios de ductilidad limitada muestran valores de sobrerresistencia adecuados, sin embargo es notable la diferencia del valor alcanzado por el edificio de forjados reticulares ($R_R = 1,94$) y el porticado con vigas planas ($R_R = 1,34$). Esto indica que los cuatro edificios satisfacen este objetivo inicial del diseño sismorresistente, consistente en que la resistencia lateral sea al menos igual a la resistencia lateral reducida (resistencia lateral de diseño). En cuanto a la ductilidad, resulta interesante comparar las curvas de capacidad de los edificios con similar tipología estructural (pórticos resistentes a momentos), pero proyectados conforme a dos factores de reducción diferentes. En ambos casos se aprecia una respuesta dúctil ($\mu = 5,15$ para el edificio de ductilidad intermedia y $\mu = 6,19$ para el edificio de ductilidad alta), siendo su capacidad dúctil varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares ($\mu = 1,57$ y $\mu = 1,55$, respectivamente). En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar el comportamiento dúctil considerado en el diseño y tener, al mismo tiempo, una sobrerresistencia satisfactoria.

4 MEJORAS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS CON DUCTILIDAD LIMITADA

Al analizar los resultados de la respuesta no lineal de los edificios de ductilidad limitada, cabe preguntarse si es posible que el proyectista reduzca su vulnerabilidad sísmica que, *a priori*, se les supone alta. El nivel de daño que pueden sufrir dichos edificios en caso de terremotos está fuertemente influenciado por la tipología estructura, por el nivel de las normas utilizadas en el diseño y por las prácticas de construcción [40, 41, 42, 43].

En este apartado se estudian las posibles alternativas para reducir la vulnerabilidad de los edificios con forjados reticulares y con vigas planas mejorando su comportamiento sísmico dentro de la misma tipología, pero adecuándola a los valores mínimos de ductilidad prescritas en la norma sismorresistente NCSE-02. Para ello se efectúa su análisis estático no lineal aplicando el método de los elementos finitos y se comparan las respuestas obtenidas con las correspondientes al caso de los edificios con vigas de canto.

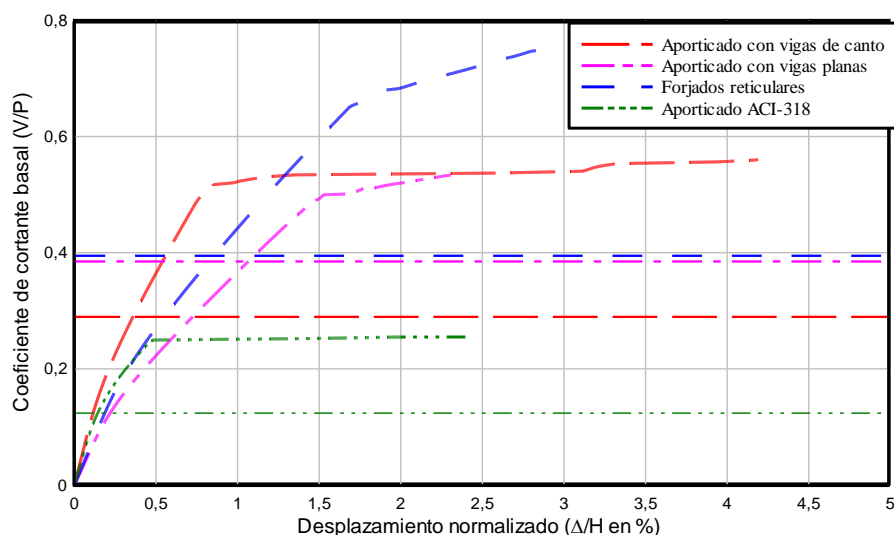


Figura 17. Comparación de la respuesta no lineal de los cuatro edificios analizados.

4.1 Mejoras del comportamiento del edificio con forjados reticulares

Para tratar de mejorar la respuesta de este edificio se aplican dos alternativas: la primera consiste en utilizar un acero con límite elástico menor; la segunda consiste en utilizar una estructura en la que en el sistema de forjados reticulares se introducen vigas de canto de dimensiones $b=30$ cm y $h=50$ cm que arriostran la estructura según líneas resistentes que unen la parte superior de las columnas. Dichas vigas cumplirán la función de resistir parte de los momentos y de limitar los desplazamientos de la estructura.

Tabla 2. Características de los aceros recomendados para el diseño dúctil de estructuras de concreto armado.

Designación	F_y (N/mm ²)	F_s (N/mm ²)	$F_{y_{real}}/F_{y_{nominal}}$	Alargamiento de rotura sobre base de 5 diámetros	ϵ_{max}	F_s/F_y en ensayo
	No menor que	No menor que				
B 400 SD	400	480	$\leq 1,20$	$\geq 20\%$	$\geq 9\%$	$\geq 1,20; \leq 1,35$
B 500 SD	500	480	$\leq 1,20$	$\geq 16\%$	$\geq 8\%$	$\geq 1,15; \leq 1,35$

Con el propósito de estudiar la influencia del tipo de acero sobre la respuesta no lineal de los edificios con forjados reticulares, se han calculado sus respuestas no lineales para el caso de que dichos edificios armados con aceros dúctiles (SD), cuyas características los hacen recomendables para el diseño de estructuras sismorresistentes según la instrucción EHE y la normas europeas [44, 45], véase la Tabla 2. Además se estudia la respuesta de los edificios en el caso de que éstos estuviesen proyectados con aceros no dúctiles (S). En ambos casos se estudia la respuesta para tensiones de plastificación del acero de 400 y 500. En la Figura 18 se pueden observar estos resultados, mostrando que los pórticos armados con aceros dúctiles tienen una respuesta más dúctil que en los casos en los que la armadura

es de acero no dúctil. Es evidente que la respuesta global del edificio está dominada por la configuración general y la tipología estructural escogida que por las características de los materiales.

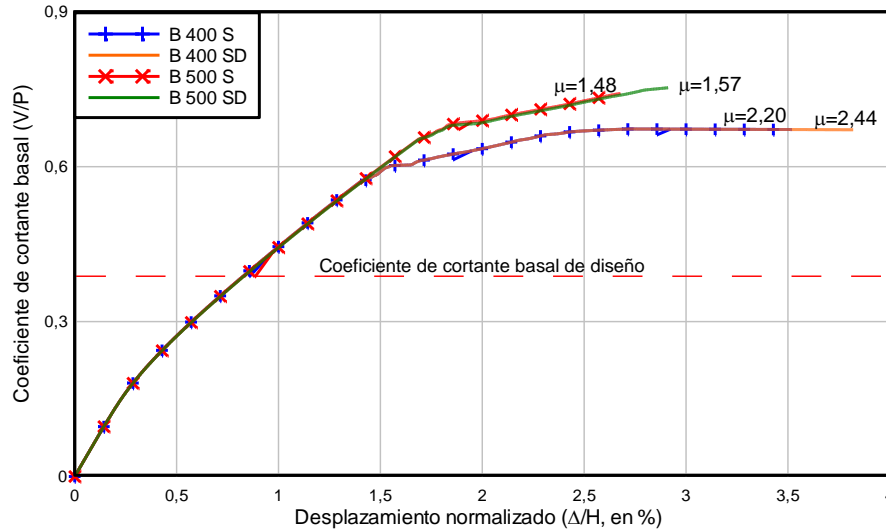


Figura 18. Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, armados con aceros de diferente ductilidad.

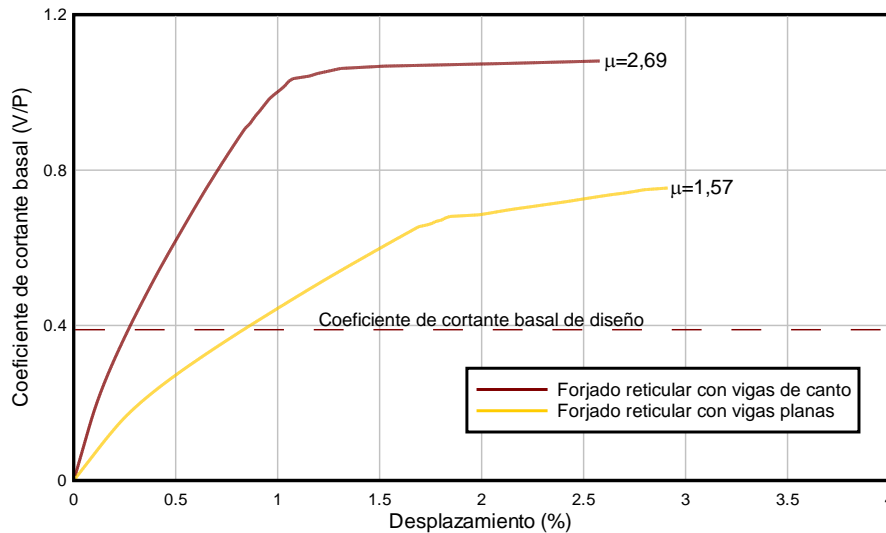


Figura 19. Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, con vigas de arriostramiento de canto.

En cuanto a la alternativa de edificio con vigas de arriostramiento de canto, la curva de capacidad muestra un rasgo común al de los edificios porticados convencionales. Dicho rasgo es el de tener una mayor rigidez inicial, proporcionada por las vigas de canto. Sin embargo, la acción conjunta del forjado y de las vigas de arriostramiento hace que la estructura disponga de una considerable sobrerresistencia, es decir, que disponga de un coeficiente de cortante basal que prácticamente triplica el coeficiente de cortante basal correspondiente a las fuerzas sísmicas de diseño (véase la Figura 19).

4.2 Mejoras del comportamiento del edificio con vigas planas

Una de las posibilidades consideradas para mejorar el comportamiento del edificio con vigas planas es la de reducir la tensión de plastificación del acero, escogiendo la correspondiente al acero tipo B 400 SD. La otra variante consiste en la mejora del confinamiento, incrementando la resistencia del concreto de las secciones confinadas. Finalmente, se considera en el diseño del edificio un factor de reducción $R = 4$ propio de los edificios de ductilidad intermedia, lo que se adecua a la norma EC-8. En la Figura 20 se muestra la curva de capacidad correspondiente a una ductilidad $\mu = 4$ conjuntamente con la curva de capacidad para $\mu = 2$. Puede observarse que, a grandes rasgos, la respuesta muestra mayor ductilidad estructural que en el caso del diseño del edificio con un nivel de ductilidad bajo. Sin embargo el valor de esta ductilidad no alcanza el valor del factor de reducción de respuesta previsto en la norma NCSE-02. Por tanto, si bien la respuesta del edificio es más dúctil, esta ductilidad no satisface los requisitos de diseño. Tal como era de esperar, la curva de capacidad de esta estructura muestra una mayor sobrerresistencia global del edificio que en el caso correspondiente al edificio con ductilidad limitada.

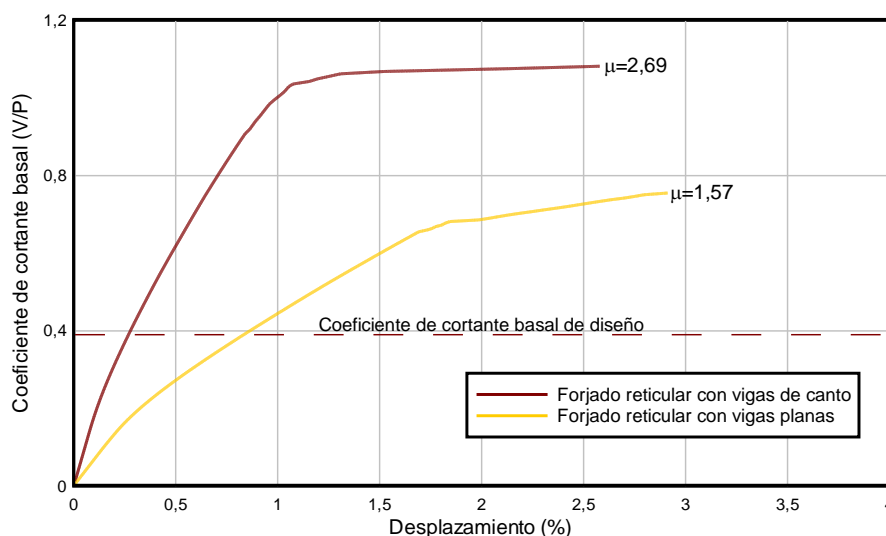


Figura 20. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas, proyectado para ductilidad de 4.

Tabla 3. Comparación entre los tipos de estructuras que se pueden utilizar para proyectar edificios en zonas sísmicas.

Tipo de estructura		Ductilidad		
		$\mu > 4$	$3 \leq \mu \leq 4$	$\mu < 2$
EC-8	Porticada con vigas de canto	si	si	si
	Porticada con vigas planas	no	si(*)	si
	Con forjados reticulares	no	no	si
NCSE-02	Porticada con vigas de canto	no	si	si
	Porticada con vigas planas	no	no	si
	Con forjados reticulares	no	no	si

(*) El EC- 8 aplica restricciones a las dimensiones de las vigas

Es importante resaltar el caso de la respuesta no lineal del edificio con vigas planas, dado que es posible que dichas estructuras se proyecten como estructuras de ductilidad media (entre 2 y 4), puesto que en el EC-8 existen restricciones en cuanto a la forma de las secciones de las vigas únicamente en el caso de las estructuras de ductilidad alta. La curva de capacidad obtenida (Figura 20) permite establecer que, a pesar de que el edificio se proyecta para un valor de ductilidad de 4, la respuesta no llega a alcanzar el valor de la ductilidad que se espera. En este caso el valor alcanzado es de 3,12.

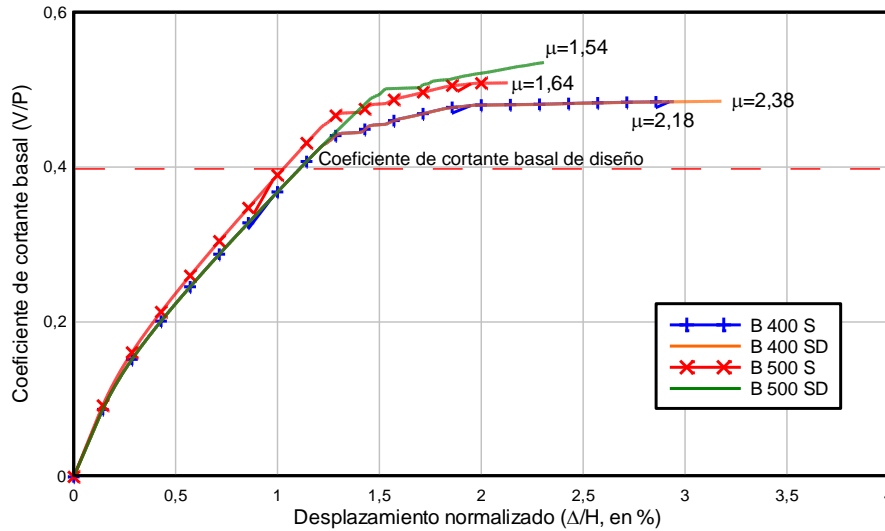


Figura 21. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas armado con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación.

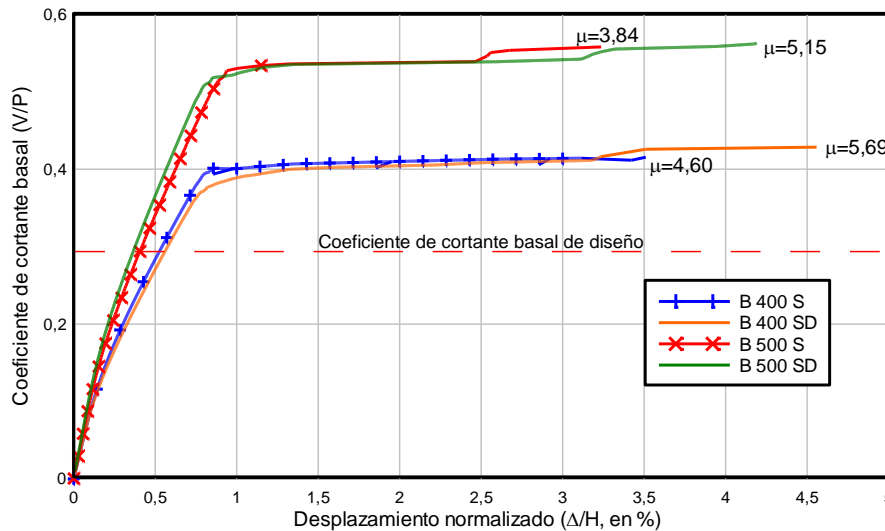


Figura 22. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas de canto armados con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación.

En la Tabla 3 se muestra el tratamiento que se da a los tres tipos de estructuras analizados en este trabajo en las normas NCSE-02 y EC-8. Se puede observar el caso de las estructuras porticadas con vigas planas, que no se recomiendan en la norma española NCSE-02 para ductilidad alta y que, sin embargo, son permitidas en la norma EC-8 para

valores de ductilidad medios, pero con ciertas restricciones sobre el ancho de las vigas. También se estudió el comportamiento del edificio con vigas planas para casos de armado con aceros con ductilidad diferente (tipo SD y tipo S) y con diferente tensión de plastificación (400 y 500). De nuevo, es posible observar que la capacidad dúctil del edificio es condicionada de forma decisiva por las características del tipo estructural escogido y que es menos sensible al tipo de acero utilizado (véase la Figura 21). Finalmente, y con el objetivo de comparar los resultados obtenidos al armar el edificio porticado con vigas de canto, con diferentes calidades de acero, se muestran juntas las curvas de capacidad de todos los casos véase la Figura 22.

5 CONCLUSIONES

En este capítulo se aplica el procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas para el cual se fija como criterio de comportamiento el desplazamiento último, o umbral de colapso de la estructura, en un punto en el que se alcanza un nivel preestablecido del índice de daño. Los desplazamientos de plastificación de los pórticos se obtienen mediante formas bilineales idealizadas, aplicando el procedimiento propuesto por Park. Esta forma bilineal demuestra ser adecuada para igualar la energías absorbidas obtenidas tanto de la respuesta no lineal obtenida del análisis estático no lineal como la de la respuesta no lineal idealizada, sin embargo no permite determinar valores adecuados del índice de daño D .

La respuesta no lineal de los casos estudiados muestra que los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y sobrerresistencia para garantizar un comportamiento estable, incluso para ductilidades superiores a las de diseño. Los edificios de ductilidad limitada tienen altas sobrerresistencia siempre y cuando, al ser sometidos a un terremoto, sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico. Se comprueba la máxima de que a mayor resistencia menor ductilidad. Los edificios proyectados con acero B 500 SD, si bien disponen de mayor sobrerresistencia, son menos dúctiles que los edificios proyectados con acero B 400 SD.

El comportamiento global de los edificios con vigas planas y con forjados reticulares está dominado, en gran medida, por la tipología estructural. Cuando dichos edificios están armados con aceros SD, tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en el caso en el que se proyectan con aceros S (véanse las figuras 18 y 21). Dentro de dicha tipología, el diseño conceptual concreto de cada edificio también influye, de manera importante, en la ductilidad estructural. Sin embargo, en el caso de los edificios porticados con vigas de canto se observa un claro incremento de la ductilidad en la respuesta si se utiliza acero SD en lugar del acero S (véase la Figura 22).

Puede mejorarse el comportamiento de los edificios con forjados reticulares y su respuesta dúctil si se prevén vigas de canto que conecten entre sí, en las dos direcciones ortogonales, los extremos de las columnas de la misma planta. Esta mejora también se refleja en un incremento de la sobrerresistencia.

La respuesta dúctil de los edificios con vigas planas no mejora sustancialmente si se mejora el confinamiento de sus elementos. En consecuencia, para garantizar su respuesta dúctil, un adecuado confinamiento es requisito necesario pero no suficiente, siendo también necesaria una adecuada configuración y un óptimo dimensionamiento de las secciones transversales. El buen confinamiento sólo es aprovechable en el caso de los edificios con

configuración y tipología que permitan un comportamiento dúctil, tal como son los edificios porticados con vigas de canto.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

REFERENCIAS

- [1] Applied Technology Council (ATC). *ATC-40: The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC: Redwood City, CA, 1996.
- [2] Federal Emergency Management Agency. (1997) *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 273—Provisions. FEMA 274—Commentary, Washington, DC.
- [3] Bertero R. y Bertero V. (2002). *Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31: 627-652.
- [4] Elnashai A. y Mwafi A. (2002). *Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings*. Structural design of tall buildings. 11: 329-351.
- [5] Fragiacomio M., Amadio C. y Rajgelj S. (2006). *Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear static methods*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 35: 1511-1531.
- [6] Erberik A. y Elnashai A. (2006). *Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures*. *Journal of Structural Engineering*. Vol 7, N° 1: 26-37.
- [7] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2007) Respuesta no lineal de edificios de concreto armado diseñados para baja ductilidad, Boletín Técnico IMME, 45(2): 12-34.
- [8] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009) Seismic performance of waffled-slab floor buildings, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182.
- [9] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010) Seismic safety of low ductility structures used in Spain, Bulletin of Earthquake Engineering, 8(1): 135-155.
- [10] NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. 2002. Madrid.
- [11] International Building Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*. Whittier, California.
- [12] International Building Conference of Building Officials. (2003). *International*

- Building Code (IBC-2003)*. Whittier, California.
- [13] Barbat A., Oller S. Mata P. y Vielma J.C. (2007). Computational simulation of the seismic response of buildings with energy dissipating devices. *Chapter in book of the ECCOMAS Thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*. Rethymno, Greece.
- [14] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010) Non-linear structural analysis. Application for evaluating seismic safety, chapter 6 of *Structural Analysis*, M. Camilleri editor, Nova Science Publishers, 101-128, New York, 2010.
- [15] Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller S. (2011) Seismic response of RC framed buildings designed according to Eurocodes. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Springer, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis and N. D. Lagaros Editors, 201-220, 2011.
- [16] Park R. (1988). *State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing*. In proceedings 9th WCEE IAEE, Tokyo-Kyoto, Japan VIII, 605-616.
- [17] Comisión permanente del concreto (1998) *EHE instrucción de hormigón estructural*. Leynfor siglo XXI, Madrid.
- [18] ACI Comitee 318. (2005). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.
- [19] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [20] Barbat A.H., Vielma J.C. y Oller S. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*, Serie de monografías ARCER, monografía 5, Madrid.
- [21] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-65, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [22] Barbat A.H., Oller S. y Vielma J.C. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Serie de monografías ARCER, monografía N° 5, Madrid.
- [23] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [24] Barbat A.H. y Miquel Canet, J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [25] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas, segunda edición*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [26] PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.
- [27] Car E., Oller S. y Oñate E. (2001). *A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application*. International Journal of Plasticity. Vol.17, No. 11: 1437-1463.

- [28] Car E., Oller S. y Oñate E. (2000). *An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 185, No. 2-4: 245-277.
- [29] Oller S. y Barbat A.H. (2006). *Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195, 4490-4511.
- [30] Mata P., Barbat A.H., Oller S. y Boroschek, R. (2008). *Constitutive and geometric nonlinear models for the seismic analysis of RC structures with energy dissipators*. Archives of Computational Methods in Engineering, 15, 489–539.
- [31] Martinez X., Oller S., Rastellini F. y Barbat A.H. (2008). *A numerical procedure simulating RC structures reinforced with FRP using the serial/parallel mixing theory*. Computers & Structures, 86, 1604-1618.
- [32] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2010). *Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames*. Engineering Computations, 27(1), 57-83.
- [33] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013a). *Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 29(2), 63-78.
- [34] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado, J.E. (2013b). *Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach*. Bulletin of Earthquake Engineering, 11(6), 2007-2032.
- [35] Barbat A., Oller S. Mata P. y Vielma J.C. (2007). *Computational simulation of the seismic response of buildings with energy dissipating devices*. Chapter in book of the ECCOMAS Thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering. Rethymno, Greece.
- [36] Oller S., Luccioni B. y Barbat A. (1996). *Un método de evaluación del daño sísmico en estructuras de concreto armado*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 12, 2, 215-238.
- [37] Hanganu A., Oñate E. y Barbat A. (2002). *A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures*. Computers & Structures. 80, 1667-1687.
- [38] Vielma J.C., Barbat A. y Oller S. (2007). *Un índice de daño objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado*. Hormigón y Acero. N° 248, 53-64, Madrid, España.
- [39] Vielma J.C., Barbat A.H. y S. Oller (2008). *An objective seismic damage index for the evaluation of the performace of RC buildings*. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [40] Barbat A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [41] Barbat A.H., Mena U. y Yépez F. (1998). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas*, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño

- en ingeniería, 14(2), 247-268.
- [42] Barbat A.H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). *Vulnerability assessment of dwelling buildings, in Assessing and managing earthquake risk*. C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, Springer, 115-134,
- [43] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda M.C. (2011). *Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 27(1), 3-27.
- [44] Comité Européen de Normalisation (CEN) (2001). *Eurocode 2: design of concrete structures*. Brussels.
- [45] Comité Européen de Normalisation (CEN) (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.

Capítulo 4

UMBRALES DE ESTADOS LÍMITE DE DAÑO SÍSMICO

Juan Carlos Vielma¹

¹ Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jcvielma@ucla.edu.ve y jcvielma@espe.edu.ec)

1 INTRODUCCIÓN

Es notable la atención prestada al Proyecto por Prestaciones (Performance-Based Design) dentro del ámbito de la ingeniería sismorresistente. Durante la década pasada se ha visto la aplicación de dicho enfoque, sobre todo en la tarea de evaluar edificaciones existentes. Sin embargo, su aplicación al diseño de nuevos edificios no se ha terminado de consolidar debido a que en las normas de diseño no se encuentra una descripción transparente de los estados de daño o estados límite y su adecuada expresión en cantidades de uso ingenieril [1, 2].

Por otra parte, debe tenerse en cuenta que la definición de estados límite de daño es esencial en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. En este sentido, la mejora de la calidad de las normas mediante una descripción transparente de los estados de daño es una herramienta importante para la reducción de dicha vulnerabilidad [3, 4, 5] y las inspecciones post-terremoto así se demuestra en [6]. Uno de los esfuerzos realizados con la finalidad de facilitar la aplicación del diseño por prestaciones a los nuevos edificios ha dado origen al diseño por desplazamientos [7], en cuyo planteamiento es igualmente fundamental la definición de un desplazamiento de diseño como parámetro asociado a un estado límite deseado.

Los estados límite usualmente se expresan mediante parámetros asociados con la resistencia, la rigidez, la ductilidad o los desplazamientos laterales [8]. Una variante de la cuantificación del daño mediante los desplazamientos laterales [9, 10, 11] se logra mediante la deriva de entrepiso, que se define como:

$$\delta_i = \frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})}{H_i - H_{i-1}} \quad (1)$$

siendo δ_i la deriva de entrepiso del nivel i , Δ_i el desplazamiento lateral del nivel i , Δ_{i-1} el desplazamiento lateral del nivel $i-1$, H_i y H_{i-1} la altura del nivel i y el nivel $i-1$, respectivamente, tal como puede verse en la Figura 1.

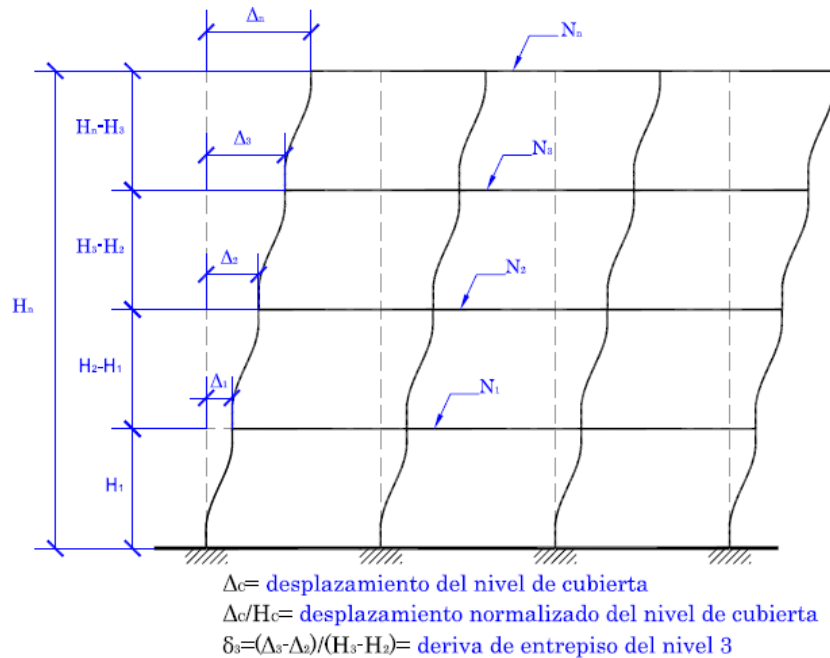


Figura 1. Determinación de las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos laterales de un edificio

En cuanto a la relación que existe entre la deriva de entrepiso y el daño, existen diversas opiniones. Kappos y Manafpour [12] han propuesto dos estados límite, uno de servicio y otro de colapso. El primero se caracteriza por que se ha alcanzado una deriva de entrepiso entre 2% y 5%. El segundo estado límite se caracteriza mediante las rotaciones en los extremos de las vigas. Mwafi y Elnashai [13] caracterizan el estado límite último mediante una deriva global igual al 3%. Los autores definen criterios adicionales para la determinación del colapso de la estructura, con base en la reducción de la capacidad resistente lateral y de un factor de sensibilidad a los desplazamientos laterales.

Lu [14] ha caracterizado la respuesta cíclica de edificios de concreto armado, la cual se mantiene estable para derivas globales inferiores al 2,4 %. Indica que el colapso se alcanza para una deriva global de 3%. Calvi [15] estima que el colapso de la estructura se alcanza para valores de las derivas de entrepiso iguales a 2%.

En una revisión exhaustiva realizada en [16] se ha propuesto una completa caracterización de los cuatro estados límite considerados con base exclusivamente en las derivas de entrepiso que involucran daños tanto a elementos estructurales como no estructurales:

- *Estado límite 1.* Estado límite sin daños. Las derivas de entrepiso tienen valores entre 0,1% y 0,3%.
- *Estado límite 2.* Estado límite de daños leves. Las derivas de entrepiso alcanzan valores entre 0,3% y 0,5%.
- *Estado límite 3.* Estado límite de daños significativos. Es un estado en el que los valores de las derivas de entrepiso se ubican entre 0,5% y 1,5%.

- *Estado límite 4.* Estado límite de colapso. Ocurre para derivas de entrepiso superiores a 1,5%.

Cabe destacarse que un conjunto de estados límite para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios han sido formulados en los trabajos recientes [17, 18, 19].

Son notables las diferencias entre los criterios aplicados en la caracterización de los estados límite, de aquí la importancia de los resultados contenidos en [20] que recoge de forma exhaustiva resultados experimentales sobre las derivas de entrepiso, llegando a proponer la expresión de la evolución de estas respecto al desplazamiento del nivel de cubierta del edificio, obtenida mediante regresión lineal:

$$\delta_{max} = 1,54\Delta + 0,14N_s - 0,07N_B - 0,48 \frac{h_1}{h_{i \neq 1}}, N_s > 1 \quad (2)$$

en esta ecuación, δ_{max} representa la deriva de entrepiso, Δ es el desplazamiento del nivel de cubierta, N_s es el número de niveles del edificio, N_B es el número de vanos, h_1 es la altura del primer nivel y $h_{i \neq 1}$ es la altura del nivel i en el cual se desea calcular la deriva de entrepiso. Cabe indicar que los valores ajustados de acuerdo con la expresión anterior corresponden a ensayos de tipo dinámico y estático-incremental. Una alternativa para determinar de forma aproximada los valores de las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos espectrales elásticos ha sido formulada en [21, 22] donde se ha propuesto la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{\beta_1\beta_2\beta_3\beta_4\beta_5}{H} S_d \quad (3)$$

en la ecuación anterior, la deriva máxima de piso se obtiene al aplicar los coeficientes $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ y β_5 al desplazamiento espectral S_d normalizado respecto a la altura del edificio H .

Recientemente se ha considerado la conveniencia de evaluar el desempeño estructural calculando índices de daño asociados a los estados límite. Siguiendo esta propuesta, en este trabajo se utilizan los valores de los umbrales de daño en el cálculo del índice de daño objetivo D_p^{Obj} conforme a la siguiente ecuación [23, 24]:

$$D_p^{Obj} = \frac{(1 - K_p/K_0)\mu}{\mu - 1} \quad (4)$$

donde K_p es la rigidez secante que corresponde a un punto P, previo al colapso, K_0 es la rigidez inicial de la estructura y μ es la máxima ductilidad de desplazamiento.

En este artículo se aplica un procedimiento mediante el cual se determinan de manera objetiva los umbrales de daño para edificios porticados de concreto armado con regularidad tanto en planta como en elevación. El procedimiento se aplica a los resultados del análisis no lineal con empuje incremental de edificios con número de vanos y alturas variables, comparando las derivas de entrepiso calculadas con las correspondientes a resultados experimentales y con los valores de derivas máximas calculadas mediante métodos aproximados.

2 PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS UMBRALES DE DAÑO

El primer paso del procedimiento consiste en establecer el desplazamiento lateral del nivel de cubierta del edificio como cantidad a correlacionar con los estados límite. Esta decisión está justificada porque la mayoría de los resultados del análisis no lineal tanto estático como dinámico, así como las pruebas de laboratorio, usan dicho desplazamiento para caracterizar la respuesta de los edificios [25].

El siguiente paso consiste en seleccionar y definir los estados límite que se aplicarán en la evaluación de la respuesta no lineal de los edificios. En esta investigación se han seleccionado cinco estados límite, que se definen a continuación:

- Estado límite sin daño. Corresponde a un desplazamiento lateral para el cual no se alcanzan daños en los elementos secundarios o no estructurales.
- Estado límite de servicio. Se caracteriza por la aparición de daño en elementos no estructurales, que no requieren reparación inmediata para que el edificio continúe en funcionamiento.
- Estado límite de daños irreparables. Es un estado límite para el que se han producido daños concentrados en algunos elementos estructurales y de forma extensiva en elementos no estructurales de algunos niveles; tiene especial importancia para el proyectista, ya que permite establecer un criterio a partir del cual el edificio no es reparable desde el punto de vista económico y/o tecnológico.
- Estado límite de daños extensos. Para este estado límite el daño se ha distribuido en diversos elementos estructurales y los elementos no estructurales presentan daños severos, aunque la estructura entera es capaz de seguir soportando su peso propio.
- Estado límite de prevención de colapso. Es un estado previo al colapso de la estructura, para el cual el daño de los elementos permite la formación de un mecanismo cinemáticamente inestable y la estructura es incapaz de soportar las cargas de gravedad.

Seguidamente se selecciona el criterio de evaluación que representa el instante para el que se alcanza un estado límite específico. De acuerdo con lo expuesto en el apartado anterior, la deriva de entrepiso es un valor adimensional que permite cuantificar el daño bajo cargas laterales. Entre los valores publicados, algunos de los cuales se han reseñado en el apartado anterior, se han adoptado los valores de las derivas de entrepiso a partir de los cuales se alcanza un daño específico que corresponde al umbral de un Estado límite, estos valores se muestran en la Tabla 1. Entre los valores mostrados cabe señalar que el que permite identificar el estado límite de prevención de colapso queda definido entre una deriva de entrepiso de 3% y la deriva global para la que se alcanza un índice de daño de 95%. Este índice de daño se calcula mediante un análisis no lineal de la estructura utilizando el método de los elementos finitos [26, 27, 28, 29].

Tabla 1. Estados límite y los parámetros utilizados en su caracterización

Estado límite	Deriva de entrepiso (%)
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0,5\%$
De servicio	$0,5\% \leq \delta < 1,5\%$
Daños irreparables	$1,5\% \leq \delta < 2,5,5\%$
Daños extensos	$2,5\% \leq \delta < 3,0\%$
Prevención de colapso	$3,0\% \leq \delta$; ID < 95%

Para determinar los umbrales de daño es necesario calcular y graficar la evolución de las derivas de entrepiso respecto al desplazamiento del nivel de cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio (SEAOC, 1995) [30] conforme se muestra en la Figura 2, en la que es posible obtener la deriva global correspondiente a un estado límite *i*, caracterizado mediante la deriva de entrepiso. En el caso de un edificio con *n* niveles se obtienen *n* curvas de evolución, correspondiendo el desplazamiento de un estado límite a la intersección de la primera curva con la deriva de entrepiso que caracteriza a dicho estado límite.

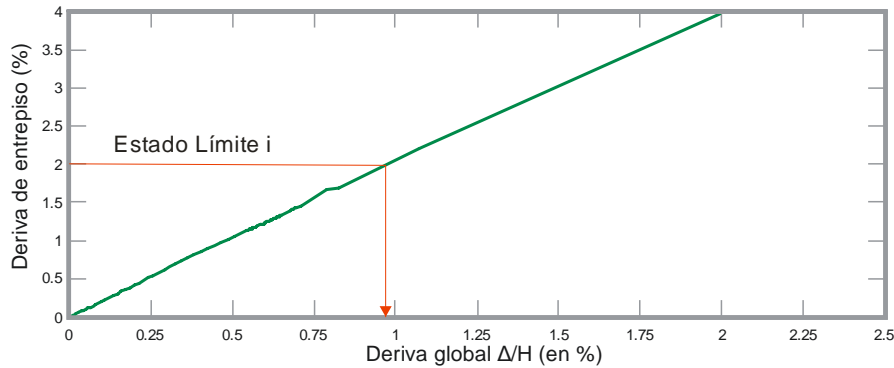


Figura 2. Determinación de la deriva global correspondiente a un estado límite *i*.

3 CASOS ESTUDIADOS

Con la finalidad de aplicar el procedimiento de determinación de los umbrales de daño, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados cuya geometría general permite clasificarlos como regulares tanto en planta como en elevación. Se ha pretendido cubrir con los casos el rango de los períodos cortos e intermedios, para lo que se han diseñado edificios con 3, 6, 9 y 12 niveles, ver Figura 3. Adicionalmente se ha hecho variar el número de vanos en la dirección *x* de la planta de los edificios, con el objetivo de estudiar la influencia de la redundancia estructural sobre los umbrales de daño (véase la Figura 4).

Los forjados de los edificios son del tipo unidireccional, con nervios orientados según el eje *y* y de la planta mostrada en la Figura 4. Esto permite definir dos tipos de pórticos, de acuerdo con la naturaleza de las cargas a las que son sometidos: en la dirección *x* los pórticos que soportan cargas de gravedad como cargas sísmicas se denominan pórticos de carga *y* y en la dirección *y* los pórticos que soportan fundamentalmente cargas sísmicas se denominan pórticos de arriostramiento.

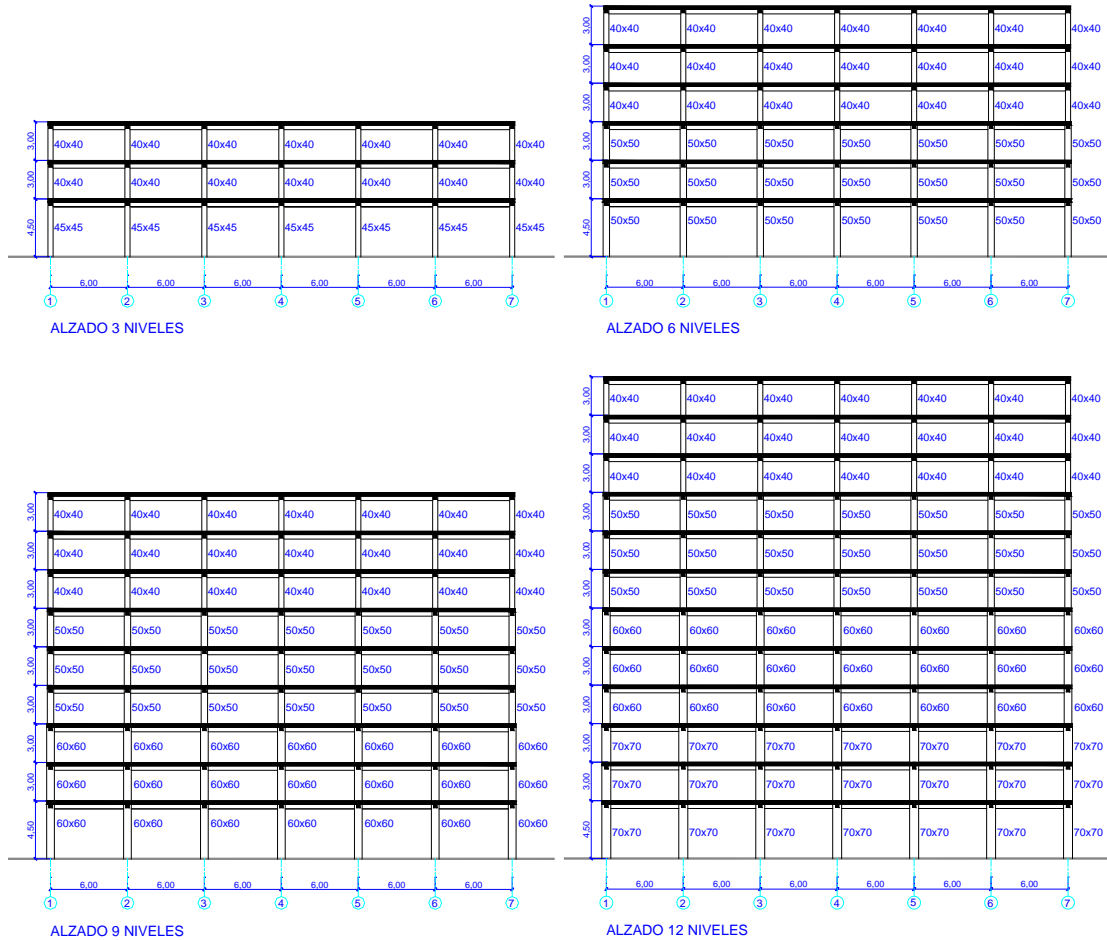


Figura 3. Alzado de los edificios estudiados

Dentro del grupo de los pórticos de carga se han diferenciado dos clases de pórticos, conforme a la relación carga sísmica/carga de gravedad, lo que permite definir los pórticos exteriores, ubicados en el perímetro del edificio y los pórticos interiores, ubicados en la parte interna del edificio (véase la Figura 4).

El dimensionado sísmico de los edificios se ha realizado conforme al procedimiento propuesto en [31, 32, 33] en el cual se aplican las derivas laterales como criterio de evaluación. En el dimensionado se han considerado dos niveles de amenaza sísmica: amenaza alta (0,3g) y amenaza muy alta (0,4g), las cuales han permitido calcular las acciones sísmicas mediante el espectro de diseño prescrito en el IBC-2012 [34], para un suelo del tipo b. En el Apéndice se muestra la Figura 14, en la que aparecen los detalles del armado longitudinal y transversal de uno de los pórticos analizados en este trabajo.

Una vez dimensionados los edificios, se ha detallado el refuerzo de las vigas y las columnas, tomando en consideración las recomendaciones del ACI-318 (2011)[35] para elementos de pórticos especiales resistentes a momentos, dadas las características de amenaza alta o muy alta consideradas para el emplazamiento de los edificios.

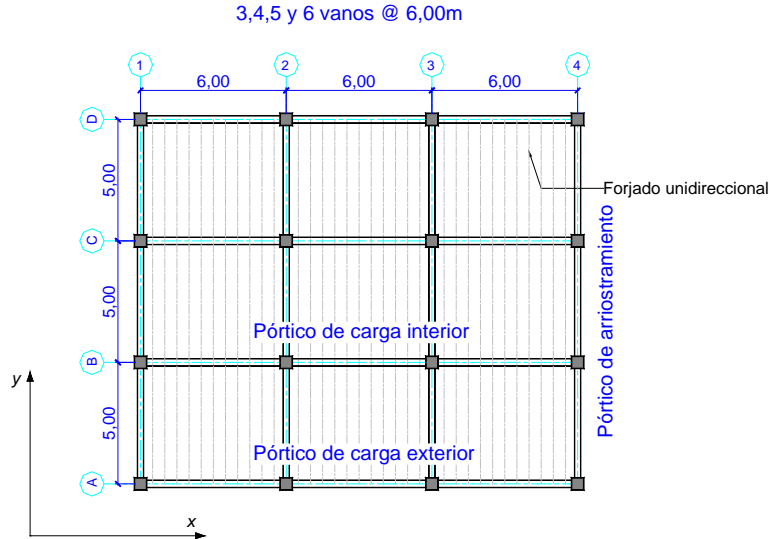


Figura 4. Planta de los edificios estudiados

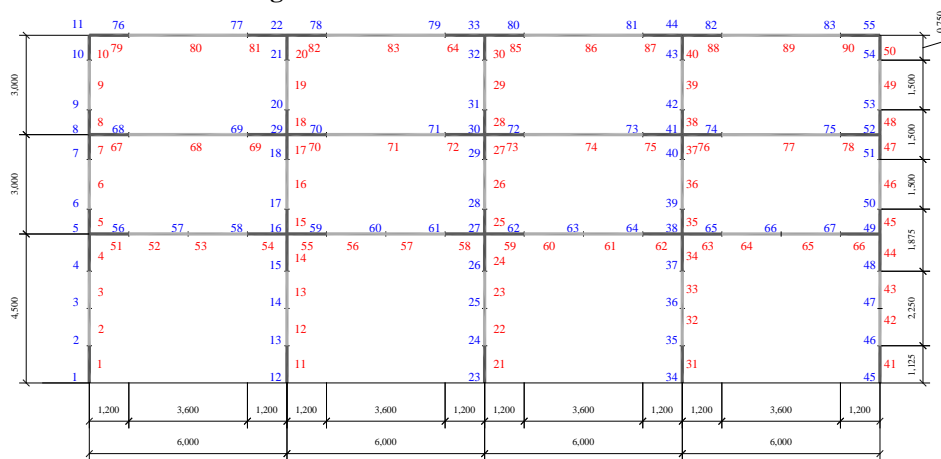
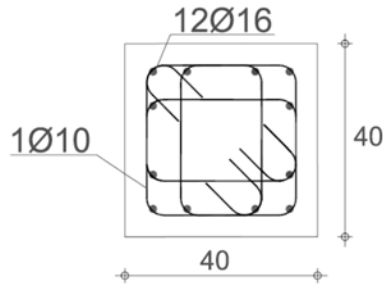


Figura 5. Discretización típica de pórtico de edificios de 3 niveles y 3 vanos

La respuesta de los edificios se ha obtenido aplicando el procedimiento de análisis no lineal con empuje incremental (Pushover Analysis) utilizando el programa de elementos finitos [36] el cual permite incorporar las características de los materiales que forman el concreto armado: la plasticidad del acero y el daño en el concreto [37]. Debido a las diferentes características de los pórticos, el análisis aplicado es del tipo plano. Los pórticos se discretizan considerando los tramos con confinamiento especial (próximos a las juntas) y con confinamiento menos exigente, ubicados en el centro de las vigas y de las columnas [38, 39, 40]. En la Figura 5 se puede observar la discretización típica de uno de los pórticos analizados. Los elementos resultantes se discretizan a su vez utilizando capas definidas en la sección transversal del elemento. Estas capas a su vez dan origen a láminas de diferentes materiales compuestos, dependiendo del porcentaje del volumen de la capa correspondiente al acero de refuerzo [41]. El aporte beneficioso del confinamiento se ha considerado mediante la modificación del esfuerzo a compresión del concreto de los diferentes elementos, calculado mediante el procedimiento propuesto por [42] cuya aplicación se ilustra en la Figura 6.



Donde:
 f'c: Resistencia nominal a compresión del concreto
 s: Separación de los estribos
 d: Dimensión del núcleo confinado
 ast: Área de cada armadura longitudinal
 ast (total): Área total de armadura longitudinal
 fl: Máxima compresión lateral
 fcc: Resistencia a compresión del concreto confinado

Zona de la junta		
f'c	2500,00	N/cm ²
s	8,00	cm
d	35,00	cm
ast	0,79	cm ²
ast (total)	3,14	cm ²
ac	280,00	cm ²
ρ	0,01	
fl	353,43	N/cm ²
fcc	4367,64	N/cm ²

Zona del tramo central		
f'c	2500,00	N/cm ²
s	16,00	cm
d	35,00	cm
ast	0,79	cm ²
ast (total)	3,14	cm ²
ac	560,00	cm ²
ρ	0,01	
fl	176,71	N/cm ²
fcc	3552,49	N/cm ²

Figura 6. Cálculo de la resistencia del hormigón confinado de una columna

El análisis no lineal con empuje incremental se realiza una vez que los pórticos han sido sometidos a la acción de las cargas de gravedad. El patrón de fuerzas laterales representativo de las cargas sísmicas es el de fuerzas crecientes con la altura, que es un patrón aproximado al que origina la respuesta del primer modo de vibración, predominante en el caso de edificios regulares [43, 44]. Los desplazamientos se calculan hasta un estado previo al colapso, como se ilustra en la Figura 7.

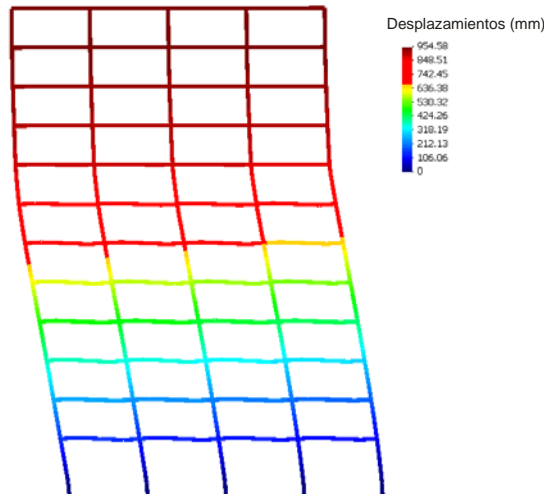


Figura 7. Desplazamientos laterales alcanzados por el pórtico en el umbral del colapso

4 RESULTADOS

Como se ha indicado, se utilizan las derivas de entrepiso como criterio para evaluar el daño. Para poder calcularlas en cada instante de la aplicación del análisis con empuje incremental, ha sido necesario conocer los desplazamientos de los nodos de los extremos de columnas ubicados en los niveles sucesivos. Con los valores correspondientes a los desplazamientos laterales de los nodos de los extremos de pilares, se han calculado las derivas de entrepiso para todos los niveles de los pórticos.

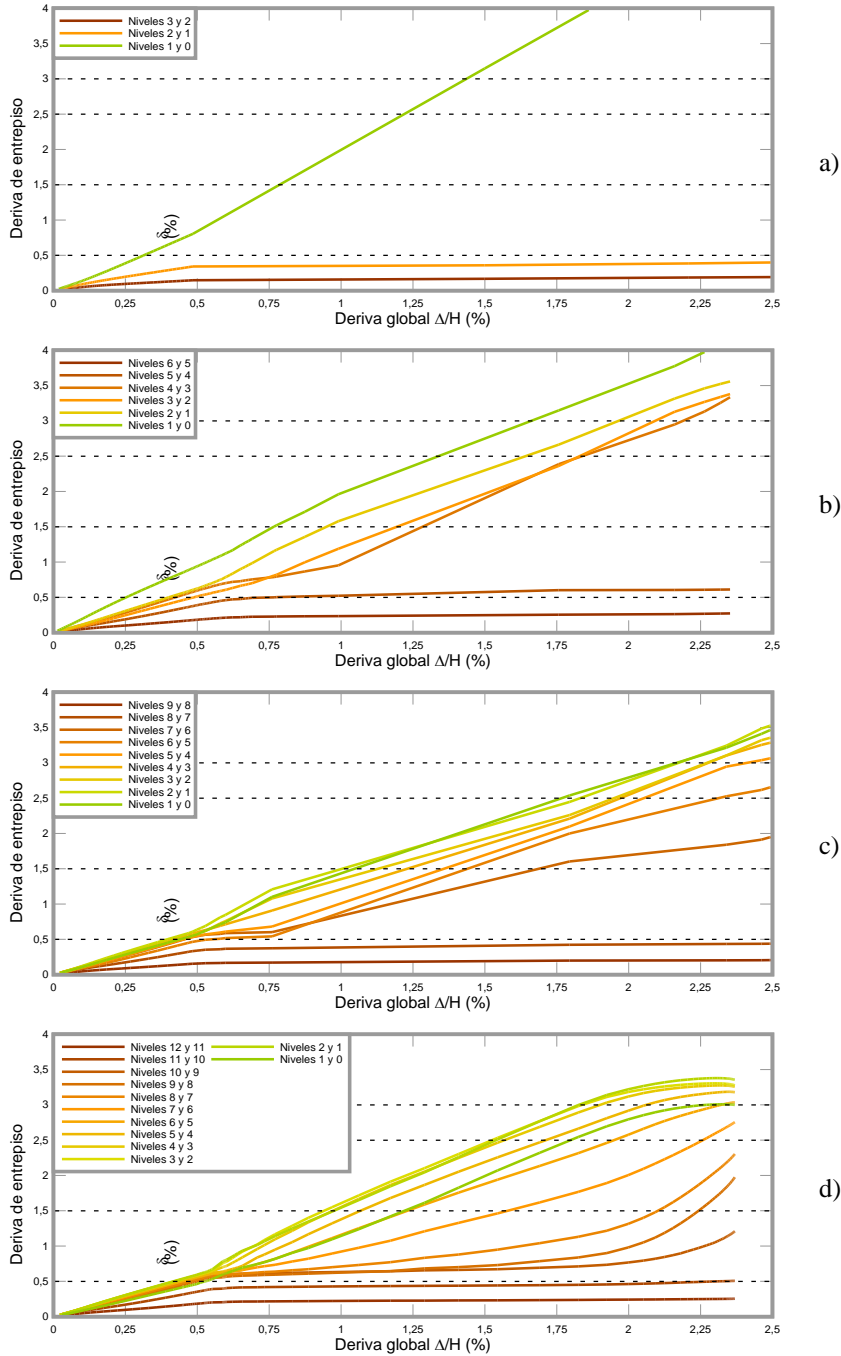


Figura 8. Evolución de las derivas de entrepiso de los pórticos exteriores de los edificios de a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

Gracias a que se ha aplicado el análisis no lineal con empuje incremental, es posible determinar los valores de las derivas de entrepiso y de los desplazamientos del nivel de cubierta, para cada incremento de carga. Con estos valores se grafica la evolución de las derivas de entrepiso respecto a los la deriva global.

UMBRALES DE ESTADOS LÍMITE DE DAÑO SÍSMICO

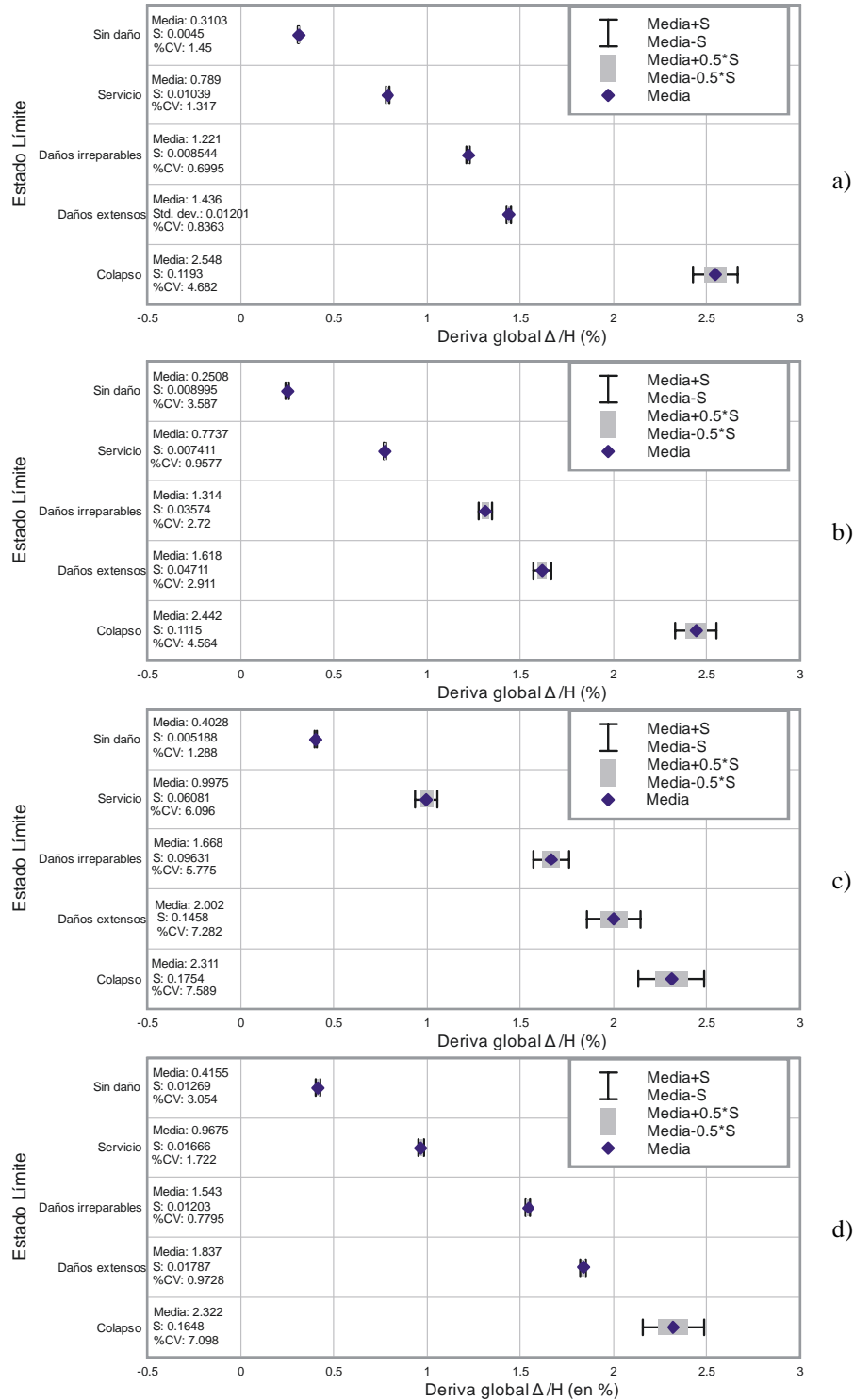


Figura 9. Valores de la media, desviación estándar (S) y coeficiente de desviación (%CV) de los pórticos exteriores de los edificios de a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

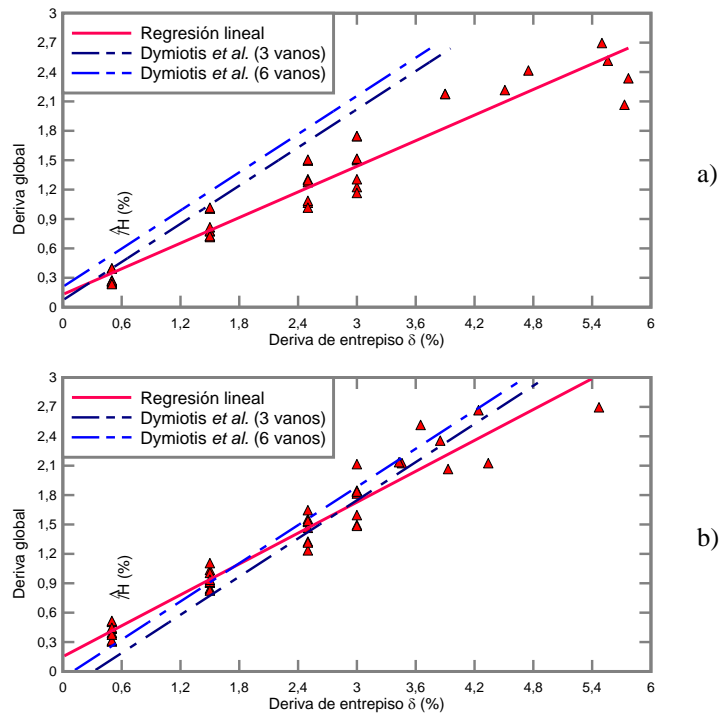
En la Figura 8 se muestran los resultados de los pórticos exteriores de los edificios de 3,6, 9 y 12 niveles, con 3 vanos en la dirección de los pórticos de carga, diseñados para una aceleración de 0,3g. Los valores máximos valores de las derivas de entrepiso se aproximan bastante a los valores de la deriva máxima de piso reportados en [20] calculados mediante

expresiones aproximadas.

En la Figura 8 se muestra la evolución de las derivas de entrepiso de los pórticos exteriores de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, diseñados para una aceleración de 0,3g. Es de hacer notar que el resto de los casos estudiados tienen formas en general similares a las mostradas. Sobre estas figuras se han trazado los valores de las ordenadas que corresponden a los estados límite descritos en el Apartado 2. Gracias a esto último, se puede determinar en cual nivel se concentra el mayor daño, determinando la primera intersección de las curvas con la recta que representa un estado límite específico.

Valores de la media, desviación estándar (S) y coeficiente de desviación (% CV) de los pórticos exteriores de los edificios de a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

Con estos resultados, agrupados según el número de niveles para pórticos con número de vanos variable, se ha operado estadísticamente con la finalidad de obtener el valor medio, la desviación estándar (S) y el coeficiente de variación (%CV). En la Figura 9 se muestran los resultados para los pórticos exteriores de los edificios diseñados para una aceleración de 0,3g. Los resultados muestran que existe una clara dispersión de los resultados correspondientes al desplazamiento del estado límite de colapso, sin embargo estos se mantienen dentro de un rango entre 2,25% y 2,5%, en contraste con los valores señalados por Kircher *et al.* [9] y Lu [14] que se ubican entre 2% y 4%.



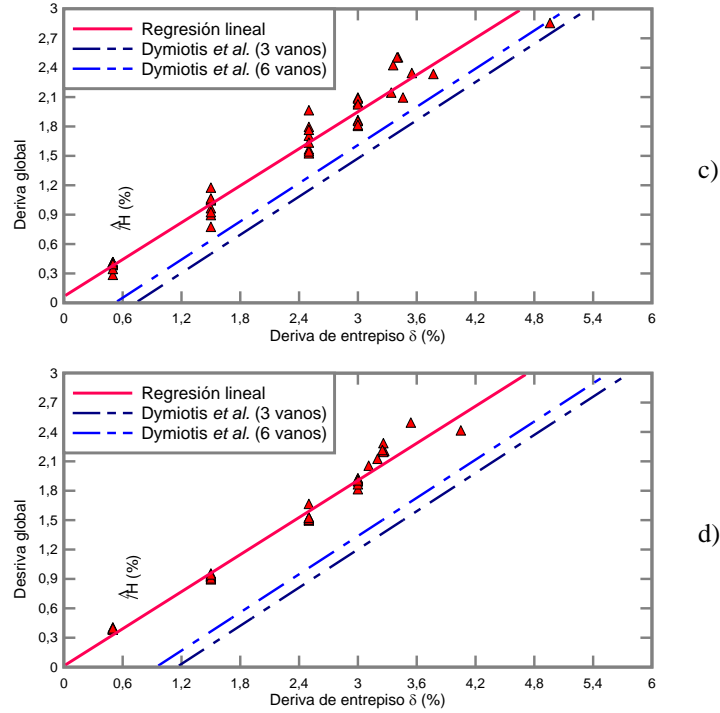


Figura 10. Ajuste de la evolución de las derivas de entrepiso y comparación con resultados experimentales, para edificios de a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

Ajuste de la evolución de las derivas de entrepiso y comparación con resultados experimentales, para edificios de a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

Los valores medios muestran que los edificios alcanzan los umbrales de daño para derivas globales con valores muy próximos, excepto para el caso particular de los edificios bajos (3 niveles) para los cuales los estados límite intermedios (estado límite de servicio, de daños reparables), se alcanzan para valores medios de derivas globales menores en comparación con los valores medios calculados para edificios de mayor altura (6, 9 y 12 niveles). Esto último se debe a que los edificios bajos presentan un mecanismo de fallo que involucra ambos extremos de los pilares de planta baja, conocido como fallo por planta baja débil, mientras que el resto de los edificios el mecanismo de fallo involucra los extremos de las vigas de los niveles intermedios y en último término, el fallo de los extremos inferiores de las columnas de la planta baja de los edificios.

Seguidamente, se comparan los valores de las derivas de entrepiso obtenidas del análisis no lineal con empuje incremental con los valores obtenidos al aplicar la Ecuación (2). Para permitir la comparación de resultados, se ha obtenido mediante regresión una línea que se ajusta a los valores obtenidos para cada altura de los edificios, véase la Figura 10. En esta figura se observa que los valores de las derivas de entrepiso correspondientes a los derivas globales, obtenidos mediante la aplicación del procedimiento expuesto en este artículo, son mayores a los valores calculados a partir de la Ecuación (2), para el caso de los edificios de tres niveles, se ajustan bastante bien a los valores calculados para los edificios de seis niveles y son menores que los valores obtenidos para los edificios de nueve y doce niveles. Dada esta diferencia de resultados, se presentan las siguientes expresiones para determinar las derivas de entrepiso δ (expresadas en %) a partir de la deriva global de los edificios (ΔH expresada en %):

$$\begin{aligned}
 \delta &= 0,1299 + 0,4358(\Delta/H) && \text{Para } N_{niveles} = 3 \\
 \delta &= 0,1503 + 0,5256(\Delta/H) && \text{Para } N_{niveles} = 6 \\
 \delta &= 0,06518 + 0,628(\Delta/H) && \text{Para } N_{niveles} = 9 \\
 \delta &= 0,01184 + 0,6312(\Delta/H) && \text{Para } N_{niveles} = 12
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

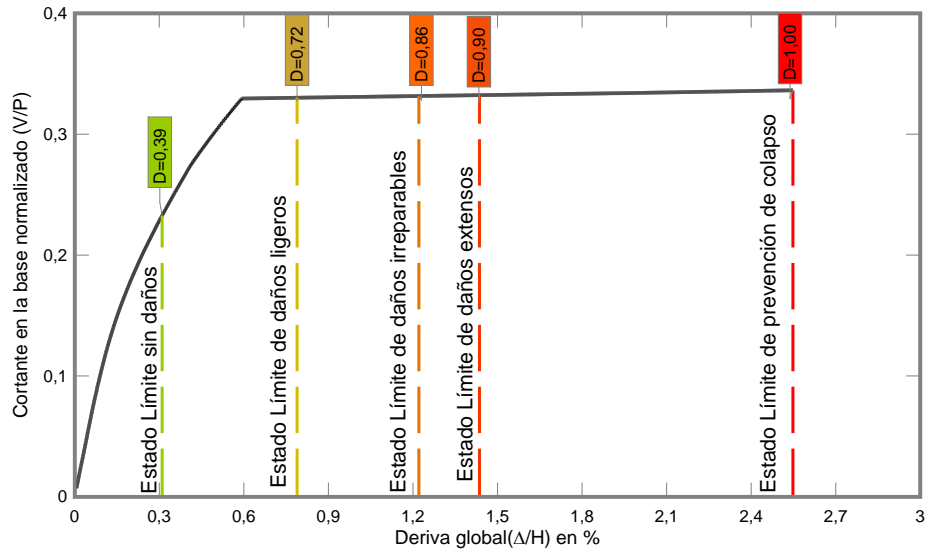


Figura 11. Umbrales e índices de daño correspondientes a los estados límite del pórtico exterior del edificio de 3 niveles proyectado para una aceleración básica de 0,3g

En la Figura 11 se muestran los valores de los umbrales de daño aplicados a las curvas de capacidad del pórtico exterior del edificio de 3 niveles diseñado para aceleración de 0,3g. Con los umbrales se han calculado los índices de daño objetivo, asociados con los estados límite, aplicando la Ecuación (3) [45, 46]. La utilización conjunta de los umbrales y los índices de daño permite la rápida caracterización de la respuesta sísmica de un edificio y proporciona criterios de evaluación sobre el comportamiento de una determinada configuración o pre-dimensionado, al ser sometidos los edificios a una demanda específica, por ejemplo el espectro de la norma de diseño sismorresistente.

Para estudiar los umbrales correspondientes a tipologías estructurales diferentes a las porticadas, se refiere al lector a los trabajos contenidos en [47, 48].

5 CONCLUSIONES

Las derivas de entrepiso se utilizan como medida que permite cuantificar el daño. Los umbrales correspondientes a cinco estados límite específicos se determinan a partir de la evolución de las derivas de entrepiso respecto a la deriva global de los edificios. La deriva global permite la comparación de los umbrales de daño obtenidos para edificios con número variables de vanos y de niveles, por tanto se sugiere la aplicación de este desplazamiento como parámetro en la aplicación del diseño por prestaciones

Los valores de las derivas de entrepiso calculadas a partir del análisis no lineal con empuje incremental muestran un buen ajuste respecto a los valores obtenidos mediante regresión lineal a partir de valores resultantes de pruebas de laboratorio. De igual manera, los valores máximos valores de las derivas de entrepiso calculadas a partir de simulaciones

numéricas, se aproximan bastante a los valores de la deriva máxima de piso calculados mediante expresiones aproximadas que utilizan los resultados del análisis elástico.

Los umbrales de los estados límite son bastante uniformes, independientemente del número de vanos y el número de niveles de los edificios, así como también del nivel de amenaza sísmica para el cual se diseñan los edificios. Para el caso particular de los edificios bajos, los umbrales tienen valores inferiores en comparación con los obtenidos de edificios más altos, debido al mecanismo de fallo de los edificios bajos que involucra el mecanismo de planta baja débil.

Las curvas de capacidad se caracterizan mediante dos desplazamientos: el desplazamiento de plastificación y el desplazamiento último para el cual se alcanza el umbral de colapso. Los valores del desplazamiento último normalizado respecto a la altura sugeridos por diversos investigadores muestran una gran variabilidad, ubicándose en un rango que varía entre 2% y 4%. En esta investigación se han determinado valores del desplazamiento último normalizado entre 2,25% y 2,5%.

Con los umbrales de daño se pueden calcular índices de daño objetivo, asociando a cada estado límite un valor de índice de daño, lo que permite la evaluación rápida de la respuesta sísmica de un edificio, a partir de las derivas globales correspondientes a una demanda sísmica determinada, como por ejemplo la tipificada mediante el espectro elástico de proyecto.

AGRADECIMIENTOS

El autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

REFERENCIAS

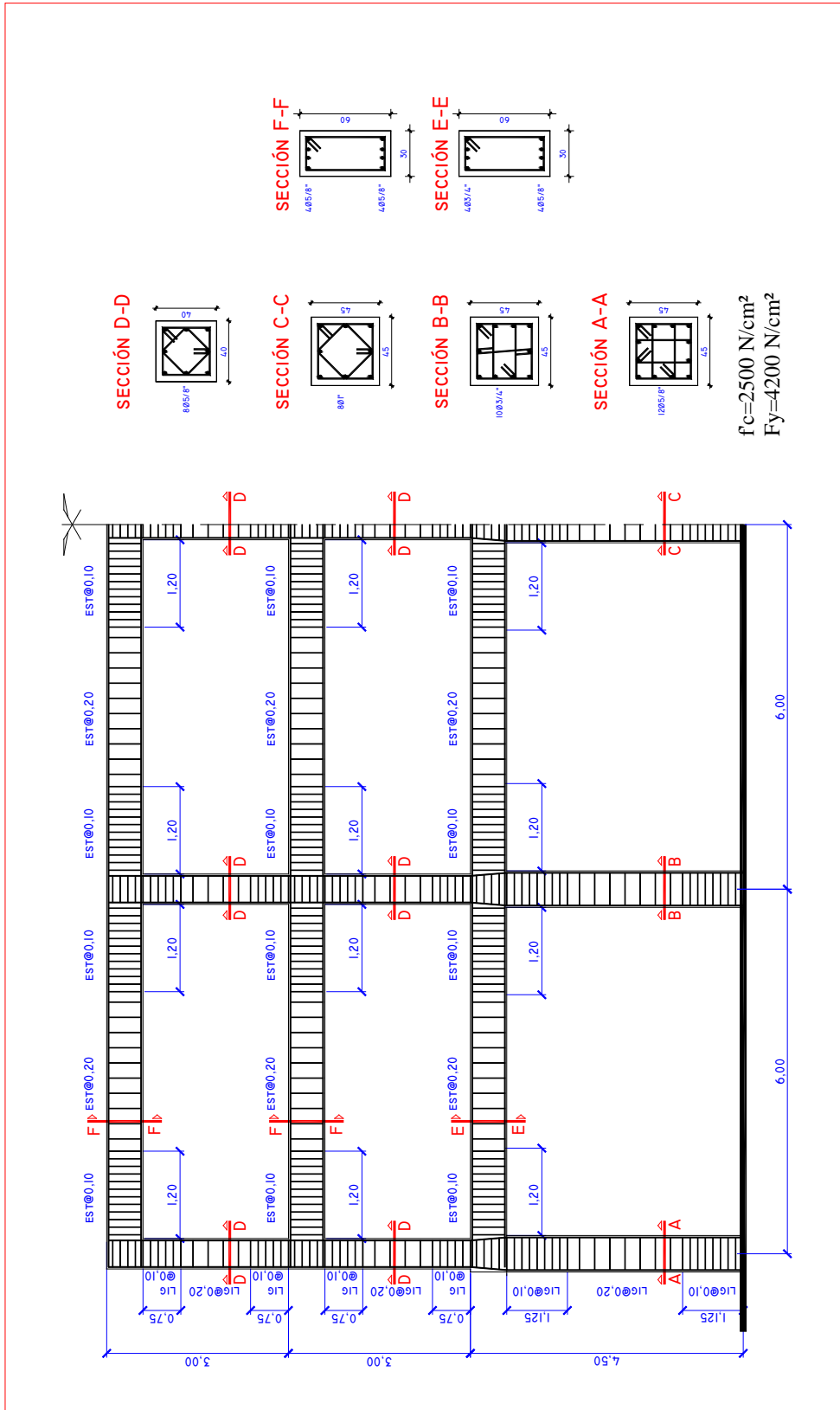
- [1] Bertero R. y Bertero V. (2002). *Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31: 627-652.
- [2] Fragiadakis M. y Papadrakakis M. (2007). *Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 37: 825-844.
- [3] Barbat, A.H. (1998). El riesgo sísmico en el diseño de edificios, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [4] Barbat A.H., Vielma J.C. y Oller, S. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Serie de monografías ARCER, monografía N° 5, IPAC, 102 p, Madrid.
- [5] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda M.C. (2011). “Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas”, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 27(1), 3-27.

- [6] Carreño M. L., Cardona O.D. y Barbat A.H. (2011). “Evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(4), 278–293.
- [7] Priestley M.N.J., Calvi G.M. y Kowalski M.J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press. Pavia. Italy.
- [8] Xue Q., Wu Ch., Chen Ch. y Chen K. (2008). *The draft code for performance-based seismic design of buildings in Taiwan*. *Engineering Structures*. 30: 1535-1547.
- [9] Kircher Ch., Nassar A., Kustu O. y Holmes W. (1997). *Development of building damage functions for earthquake loss estimation*. *Earthquake Spectra*. 13. N° 4. 663-682.
- [10] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009b) *Seismic performance of waffled-slab floor buildings*, *Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering)*, 162: 169-182.
- [11] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a) Non-linear structural analysis. Application for evaluating seismic safety, chapter 6 of *Structural Analysis*, M. Camilleri editor, Nova Science Publishers, 101-128, New York.
- [12] Kappos A.J. y Manafpour A. (2003). *Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques*. *Engineering Structures*. 23: 319-332.
- [13] Mwafi A. y Elnashai A. (2002). *Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings*. *Structural Design of Tall Buildings*. 11: 329-351.
- [14] Lu, Y. (2002). *Comparative study of seismic behavior of multystory reinforced concrete framed structures*. *Journal of structural engineering*. ASCE, Vol 128, N° 2, pp 169-178.
- [15] Calvi G. M. (1999). *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. *Journal of Earthquake Engineering*. 3, N° 3, 411-438.
- [16] Balendra T. y Huang X. (2003). *Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS5950*. *Journal of Structural Engineering*. Vol 129, N° 8. pp 1019-1035.
- [17] Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A.H. y Pujades L. (2013). *Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms*, designed with Venezuelan codes. *WIT Transactions on the Built Environment*, 132, 85-96.
- [18] Ugel R., Herrera R.I., Vielma J.C., Barbat A.H. y Pujades L. (2013) *Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes*. *WIT Transactions on the Built Environment*. 132: 109-120.
- [19] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013) *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. Chapter 12 of *Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering*,

- D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [20] Dymiotis Ch., Kappos A. y Chrissanthopoulos M. (1999). *Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity*. Journal of Structural Engineering, vol 125, N° 9, pp 1038-1047.
- [21] Aguiar R. y González A. (2006). *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso en edificios sin muros de corte*. Boletín Técnico del IMME. 44, no.2, 33-51.
- [22] Miranda E. y Reyes C. (2002). *Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness*. Journal of Structural Engineering. 128, N° 7. 840-849.
- [23] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2007a). *Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada*. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura. 7 N° 2-3, 273-286. Mayagüez, Puerto Rico.
- [24] Vielma J.C., Barbat A.H. y S. Oller (2008) *An objective seismic damage index for the evaluation of the performace of RC buildings*. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing.
- [25] Bozzo L. y Barbat, A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [26] Hanganu A. Oñate E. y Barbat A. (2002). *A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures*. Computers & Structures. 80, 1667-1687.
- [27] Oller S. y Barbat, A.H.(2006). “Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads”, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195, 4490-4511.
- [28] Oller S., Luccioni B. y Barbat, A.H.(1996). “Un método de evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 12(2), 215-238.
- [29] Faleiro J., Oller S. y Barbat, A.H.(2010). “Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames”, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [30] SEAOC, (1995). *Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento, California.
- [31] Vielma J.C. (2008). *Caracterización de la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal*. Tesis Doctoral. <http://www.tesisenxarxa.net/TDX-0325108-101249/>, UPC, España.
- [32] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). *Seismic safety of low ductility structures used in Spain*, Bulletin of Earthquake Engineering. 8(1): 135-155.
- [33] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011). “Seismic response of RC framed buildings designed according to Eurocodes”, *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Springer, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis y N. D. Lagaros Editors, 201-220.

- [34] International Building Conference of Building Officials. (2012). *International Building Code (IBC-2012)*. Whittier, California.
- [35] ACI Committee 318. (2011). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.
- [36] PLCd Manual (2014). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.
- [37] Mata, P., Barbat, A. H., Oller S. y Boroschek, R. (2008). “Constitutive and geometric nonlinear models for the seismic analysis of RC structures with energy dissipators”, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 15, 489–539.
- [38] Barbat A.H. y Miquel Canet, J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [39] Barbat A.H.(1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [40] Barbat A.H.y Miquel Canet, J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [41] Mata P., Oller S., y Barbat A.H. (2007). *Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour*. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 196:4458–4478.
- [42] Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park, R. (1988). *Observed stress-strain behaviour of confined concrete*. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol 114, N° 8, pp 1827-1849.
- [43] Barbat A. H., Mena U. y Yépez, F. (1998). “Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 14(2), 247-268.
- [44] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2007b). *Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado*. *Hormigón y acero*. N° 248, 53-64, Madrid, España.
- [45] Vargas Y.F., Pujades L. G. y Barbat A.H.(2013a).”Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [46] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado, J. E. (2013b). “Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032.
- [47] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009a) *Seismic performance of waffled-slab floor buildings*, *Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering)*, 162: 169-182.
- [48] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010c) *Seismic safety of low ductility structures used in Spain*, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(1): 135-155.

APÉNDICE



Detalles del refuerzo longitudinal y transversal del pórtico exterior del edificio de 3 niveles y 4 vanos proyectado para 0,3 g.

Capítulo 5

VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS TIPO CRUZ DE SAN ANDRÉS

Juan Carlos Vielma¹ Juan Pieruzzini² y Angélica Yústiz²

¹Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jcvielma@ucla.edu.ve y jcvielma@espe.edu.ec)

²Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela

1 INTRODUCCIÓN

La mayoría de las pérdidas debidas a terremotos tiene su origen en el deficiente comportamiento de los edificios que sufren daños o incluso el colapso [1]. El nivel de daño que sufren está fuertemente influenciado por el nivel de las normas utilizadas en el diseño y por las prácticas de construcción. Los avances de la ingeniería sísmica, una vez incorporados en las normas, tienden a mejorar el comportamiento sísmico de los nuevos edificios y las inspecciones post-terremoto así lo demuestran [2]. La calidad de las normas y su aplicación correcta constituye el mecanismo más eficaz de reducir la vulnerabilidad sísmica de los edificios. Dicha vulnerabilidad es un factor interno de riesgo de un edificio expuesto a terremotos que refleja su predisposición intrínseca de ser dañado [3, 4, 5].

Es bien sabido por los proyectistas de estructuras que existen dos objetivos principales en el proceso de proyectar edificios con una baja vulnerabilidad sísmica: obtener estructuras seguras y con un costo razonable. Una de las tipologías utilizadas en zonas de alta amenaza sísmica corresponde a la de los edificios porticados con diagonales concéntricas. Varias normas recomiendan la utilización de esta tipología, mejor conocidas en Latinoamérica como “cruces de San Andrés” con la finalidad de diseñar nuevos edificios o reforzar edificios existentes en zonas de alta amenaza sísmica, obteniendo unos proyectos eficientes desde el punto de vista de la seguridad y la economía, sin producir grandes alteraciones en la arquitectura [6]. El aspecto arquitectónico condiciona especialmente la utilización de las diagonales debido a que limita su ubicación en el refuerzo de los pórticos de las fachadas, dado que su presencia en los pórticos internos

impacta negativamente en el funcionamiento de los edificios. Inclusive se llegan a utilizar las diagonales concéntricas con la finalidad de reforzar las estructuras de los edificios dañados por terremotos fuertes.

Sin embargo, es muy frecuente encontrar que las normas de proyecto sismorresistente abundan en información relativa a cómo debe conducirse el proyecto de las estructuras porticadas, pero se nota la falta de información relativa al análisis, proyecto y detallado de edificios porticados con diagonales, sean esta concéntricas o excéntricas. Más aún, generalmente en las normas aparecen factores de proyecto que se pueden aplicar tanto a las estructuras con diagonales, sean estas concéntricas o excéntricas, sin importar mucho la interacción que existe entre los pórticos diagonalizados y los no diagonalizados [7]. En este trabajo se aborda el problema de analizar y evaluar el proyecto sismorresistente de la tipología de pórticos con diagonales concéntricas, para lo cual se ha seleccionado un grupo de edificios regulares tanto en planta como en elevación, con diferentes alturas, que se proyectan conforme a las normas venezolanas. La vulnerabilidad sísmica de estos edificios se evalúa a través de sus derivas entrepiso obtenida a través del análisis no lineal de historia-tiempo utilizando acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño. Los resultados muestran que si bien la presencia de diagonales permite controlar de forma eficiente las derivas de entrepiso, debe considerarse el comportamiento de los pórticos no arriostrados.

2 METODOLOGÍA UTILIZADA

La vulnerabilidad se define como un factor interno de riesgo de un elemento expuesto a eventos peligrosos, por ejemplo un edificio, y corresponde a la predisposición intrínseca de dicho elemento de ser afectado o ser susceptible al daño. Debe mencionarse que existen varias maneras de evaluarla [4, 8, 9] pero en este capítulo lo haremos a través de las derivas entrepiso de los pórticos que componen las estructuras y que proporcionan una métrica útil.

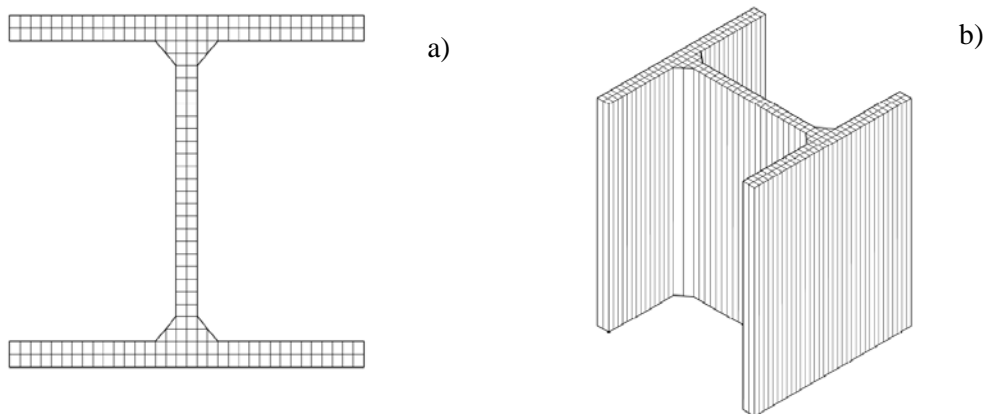


Figura 1. a) Discretización de sección transversal para ser utilizada en b) la generación de fibras

Para obtener una evaluación más confiable de la respuesta no lineal de los edificios, es necesario aplicar herramientas de análisis desarrolladas recientemente. Estas herramientas permiten la incorporación del comportamiento no lineal a nivel constitutivo y geométrico [10]. A nivel constitutivo es importante lograr modelar los elementos con las características seccionales y materiales que estos presentan en la realidad, para lo que resulta indispensable utilizar los modelos de fibras que permiten modelar secciones transversales complejas de materiales compuestos, discretizando los elementos de las estructuras en

haces paralelos de fibras. Un ejemplo de esta discretización se puede apreciar en la Figura 1a, en la que se muestra la discretización en fibras de la sección transversal de un perfil HEB500, empleado en este estudio. En la Figura 1b se muestra una vista isométrica que permite apreciar las fibras a lo largo de un elemento típico de los pórticos de este estudio.

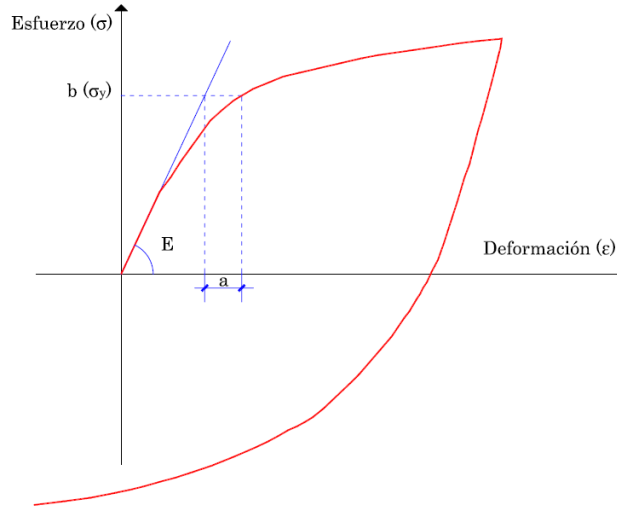


Figura 2. Modelo histérico de Ramberg-Osgood

La no linealidad constitutiva se logra incorporar en el modelo a través de leyes de comportamiento que capturan el comportamiento de los materiales cuando incursionan en el comportamiento inelástico. En el caso de las estructuras de acero, es reconocido que el modelo de Ramberg-Osgood [11] logra un ajuste adecuado de las simulaciones numéricas con respecto de los resultados experimentales. En la Figura 2 puede apreciarse el modelo de Ramberg-Osgood empleado en esta investigación.

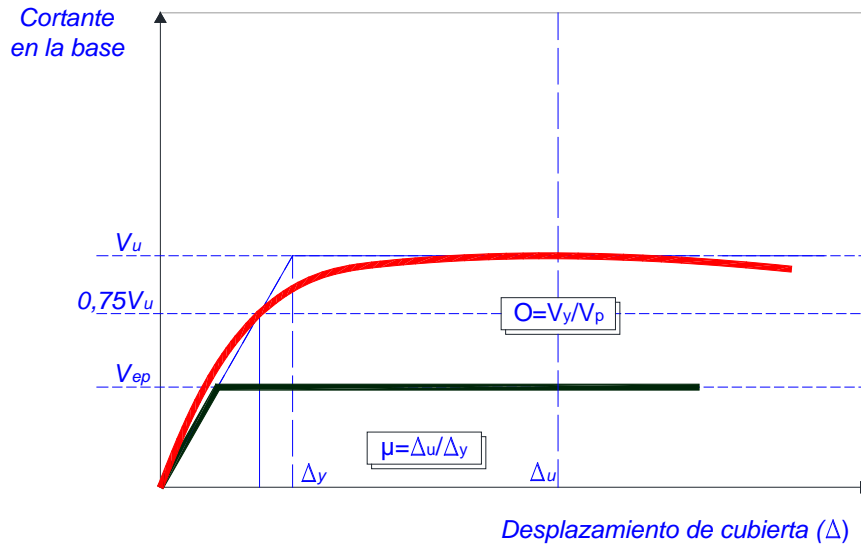


Figura 3. Curva de capacidad típica de una estructura porticada

La no linealidad geométrica permite incorporar efectos de segundo orden, que son importantes en el estudio de la respuesta de estructuras sometidas a grandes desplazamientos, como es el caso de las estructuras bajo la acción de terremotos, en los que el efecto $P-\Delta$ puede ser determinante de cara a la ocurrencia del colapso.

La respuesta sísmica de una estructura se puede evaluar adecuadamente a partir de los resultados del análisis no lineal. Existe una amplia variedad de análisis, cuyo costo computacional puede llegar a ser muy elevado si se llegan a incorporar las características de la no linealidad geométrica y constitutiva y dependiendo de la acción sísmica equivalente aplicada [12, 13, 14, 15, 16]. El análisis con empuje incremental, también conocido como análisis pushover, es uno de los más sencillos y a la vez útiles ya que proporciona una serie de valores que permiten evaluar características de la respuesta sísmica [17, 18, 19, 20, 21]. La primera es la ductilidad global, que se calcula a partir de la curva de capacidad idealizada (véase la Figura 3) aplicando la expresión siguiente:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

donde Δ_u es el desplazamiento de plastificación global de la estructura y Δ_y es el desplazamiento último que se alcanza, previo al colapso. Otro de los valores del análisis no lineal que permite evaluar la respuesta sísmica, es la reserva de resistencia Ω , que se calcula mediante:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_{ep}} \quad (2)$$

siendo V_{ep} el cortante elástico de proyecto y V_u el cortante último, alcanzado en el umbral de colapso de la estructura.

En cuanto al análisis dinámico no lineal, este puede suministrar una serie de resultados que pueden utilizarse para evaluar la respuesta sísmica. En este estudio se aplicarán dos, el primero tiene que ver con la relación del desplazamiento máximo del nivel de cubierta, dividido por la altura total del edificio, conocido como deriva global, calculada como:

$$\delta_G = \frac{\Delta_{cubierta}}{H} \quad (3)$$

Finalmente, se tiene la deriva de entrepiso, que representa la distorsión angular que sufren las columnas de un determinado nivel y que se calcula como:

$$\delta_i = \frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})}{(H_i - H_{i-1})} \quad (4)$$

siendo los desplazamientos de los niveles i e $i-1$, respectivamente, mientras que H_i y H_{i-1} son las aturas de dichos niveles, medidas con respecto al nivel inferior del edificio.

3 PROYECTO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Para estudiar la respuesta sismorresistente de los edificios con diagonales concéntricas tipo cruces de San Andrés, se ha seleccionado un grupo de edificios caracterizados por su regularidad estructural, tanto en planta como en elevación. Estos edificios tienen diferente número de niveles, lo que permite estudiar la respuesta de estructuras cuyos periodos fundamentales van desde los bajos a los intermedios, que son precisamente los edificios que se diseñan con esta tipología estructural, COVENIN 1756–2001 (2001) [22]. De esta forma, se han considerado un número de 3, 6, 9 y 12 niveles.

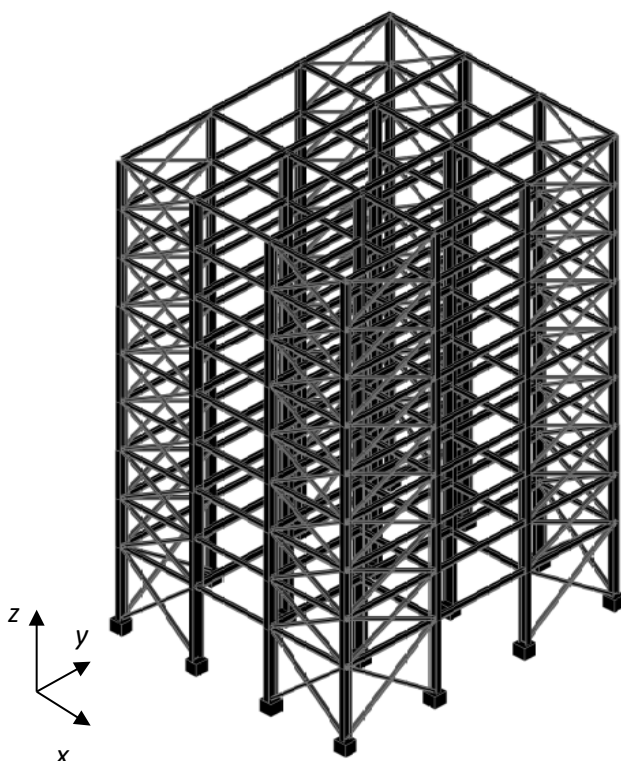


Figura 4. Vista tridimensional del edificio de 9 niveles

Un detalle determinante de esta tipología lo imponen las restricciones arquitectónicas, que impiden que en los vanos internos de los edificios se emplacen diagonales concéntricas, que afectarían la funcionalidad de los espacios, ver Figura 4. La primera planta tiene una altura de 4,5m mientras que el resto tiene una altura de 3,0m. Los vanos en dirección x tienen una longitud de 6,0m, mientras que en la dirección y tienen una longitud de 5,0m. El uso de la edificación es residencial.

Las plantas de los cuatro edificios son similares, con sistemas de entrepiso formados mediante chapas colaborantes soportadas por vigas metálicas en una sola dirección. Esto da origen a dos tipos de pórticos, los pórticos de carga, orientados conforme al eje x de la Figura 5 y los pórticos de arriostramiento lateral, orientados según el eje y de la misma figura.

Los edificios se han proyectado y detallado siguiendo las prescripciones de la normativa venezolana Covenin 1618-1998 [23] aplicando una cargas de gravedad y demanda sísmica contenidas en las Normas Covenin 2002-1988 [24] y Covenin 1756-2001 para un suelo muy duro (Tipo S2) y con una aceleración básica de 0,3g, correspondiente a una zona de alta amenaza sísmica. El dimensionado y detallado requerido en las citadas normas persigue producir unas estructuras capaces de disipar la energía de los terremotos de forma estable, alcanzando una alta ductilidad. Por ello se adopta el nivel de proyecto 3, que es el más exigente en cuanto al detallado, pero que a la vez permite considerar un factor de reducción de respuesta de 6, para obtener las ordenadas del espectro inelástico de proyecto, necesario para definir las acciones sísmicas sobre la estructura.

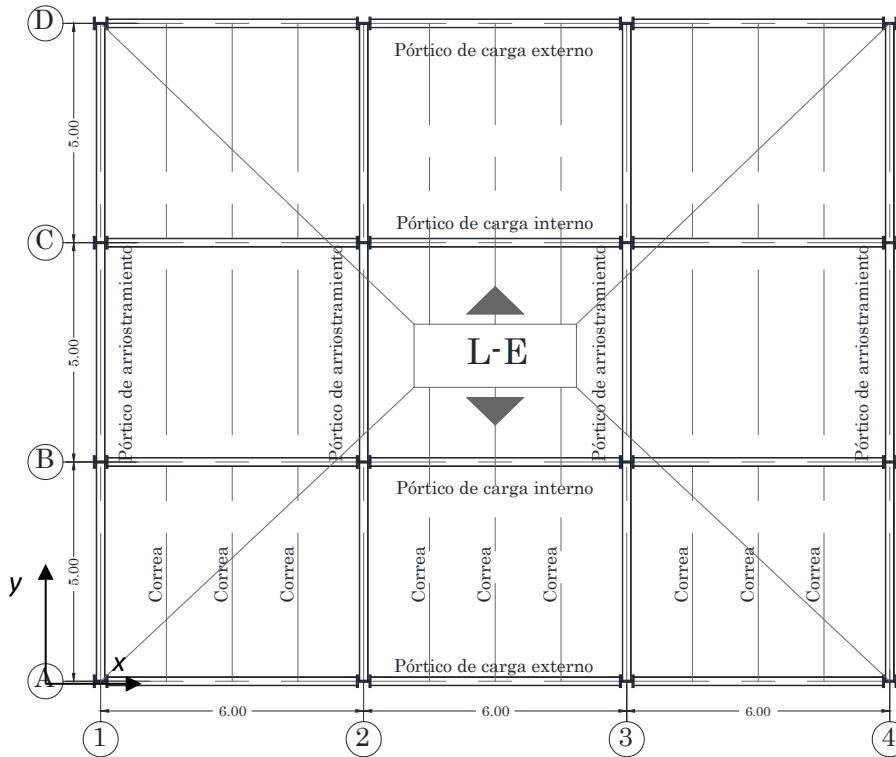


Figura 5. Vista de planta de los edificios

La acción sísmica definida sobre los edificios prevé la combinación de los efectos ortogonales, al aplicar el 100% en una dirección y el 30% en las otras dos direcciones. Esta combinación de efectos se ha realizado considerando la inversión de los signos de las fuerzas, efecto que resulta de especial importancia en las estructuras con arriostramientos laterales que actúan a compresión/ tracción.

El tipo de análisis aplicado para el proyecto de los edificios es el prescrito en la norma sismorresistente venezolana Covenin 1756-2001, y consiste en considerar el análisis modal espectral con tres grados de libertad por nivel. Los entrepisos se han modelado utilizando la propiedad que le confiere la gran rigidez dentro del plano que los contiene, permitiendo considerarlo como un diafragma rígido. Esta consideración permite realizar el análisis con tres grados de libertad por nivel, gracias a la regularidad que presenta la estructura tanto en planta como en elevación.

Una vez obtenidos los valores de las cargas y de las fuerzas internas de los elementos, se procedió al proyecto de las secciones y de las uniones, haciendo especial énfasis en el detallado especial de las juntas que reciben las diagonales concéntricas. Es de hacer notar que por razones de índole técnico, se mantuvo el mismo tipo de secciones de columnas cada tres niveles consecutivos. Similar criterio fue aplicado a las vigas, lo que permitió proyectar los elementos agrupados. En la Figura 6 se muestra un ejemplo de las secciones resultantes para el pórtico externo (Figura 6a) e interno (Figura 6b) del edificio de 6 niveles. Es importante indicar que el detallado de las conexiones de los diferentes elementos estructurales de los edificios proyectados se ha llevado a cabo bajo las consideraciones de la Norma Covenin 1618-1998, cuyo articulado se basa principalmente en las recomendaciones contenidas en el AISC [25].

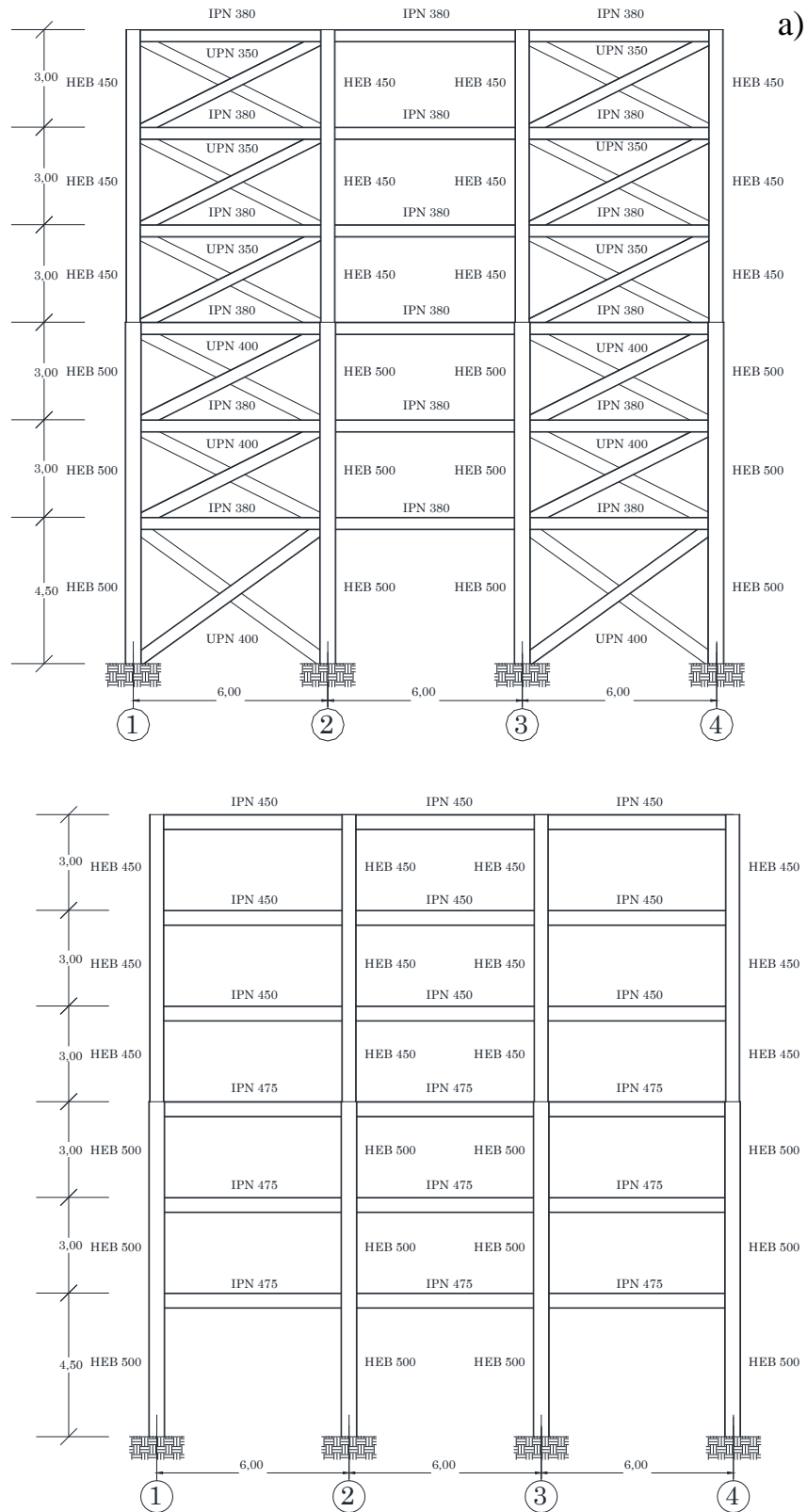


Figura 6. Alzado de los pórticos de carga externos (izquierda) e internos (derecha) del edificio de 6 niveles, con las secciones producto del proyecto

4 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL

La respuesta no lineal de los edificios objeto de este estudio se ha llevado a cabo aplicando análisis pseudo-estático con empuje incremental (análisis pushover) y análisis dinámico aplicando acelerogramas sintéticos.

El análisis con empuje incremental se ha aplicado considerando un patrón triangular de distribución de fuerzas laterales, que es el comúnmente aceptado para el análisis de la respuesta de edificios regulares tanto en planta como en elevación [26, 27, 28] característica compartida por los edificios estudiados. Este método de evaluación del desempeño sísmico de una estructura, permite determinar el instante en que la misma sobrepasa el límite elástico, para entrar en el rango de comportamiento plástico, y posteriormente alcanzar el colapso, estado para el cual la estructura ya no puede soportar incrementos de la carga lateral.

También se ha aplicado análisis dinámico no lineal. Este tipo de análisis presenta la ventaja de ser más aproximado a la acción de los terremotos, sin embargo presenta como inconveniente el tiempo de proceso y la gran cantidad de datos que se generan [29]. Mediante este tipo de análisis se somete a la edificación a registros sísmicos con diversa intensidad, duración y contenido frecuencial, para obtener de esta forma los desplazamientos máximos que pueda alcanzar la estructura. Las intensidades aplicadas tienen asociados unos períodos de retorno y una probabilidad de excedencia en 50 años que se asocia con tres Estados Límite, que son utilizados para evaluar la respuesta dinámica (véase la Tabla 1).

Tabla 1 Estados límite y niveles de amenaza asociados

Sismo	Estado Límite	Período de retorno (años)	Prob. de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50%
Raro	Reparable	475	10%
Muy raro	Prevención de colapso	2500	2%

Con la finalidad de definir un conjunto de sismos representativos de diferentes períodos de retorno que tienen asociados diferentes estados límite, se ha generado una serie de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de proyecto de la norma Covenin 1756-2001 prescrito para suelos tipo S2, que ha sido el adoptado para realizar el proyecto de las edificaciones objeto de este estudio. Los acelerogramas se han generado aplicando el programa PACED [30].

Es importante señalar los Estados Límite que se verifican en este trabajo, que se fundamentan en los definidos por Elnashai y Di Sarno [31] y aplicados en estudio reciente [32] y de diversos autores [33, 34, 35]. El primero es el Estado Límite de Servicio, que se verifica para los acelerogramas correspondientes a terremotos “frecuentes” (período de retorno de 95 años) que tienen asociada una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años. El Estado Límite de Daños Reparables, que indica la frontera entre la estructura con daños y la estructura con daños extensivos, cuyo terremoto característico es uno definido como “raro” (período de retorno de 475 años) con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Finalmente, el Estado Límite de Prevención de Colapso se estudia mediante acelerogramas de terremotos considerados como “muy raros” (período de retorno de 2475 años) y con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

Tabla 2 Características de los acelerogramas sintéticos

Aceler.	Prob. de excedencia (%)	Periodo de retorno (años)	Duración (s)	Acel.máxima (g)	Veloc. máxima (cm/s)	Despl. máximo (cm)
R_1_1	50%	95	60	0,1506	16,231	4,508
R_1_2	10%	475	60	0,3766	40,577	11,27
R_1_3	2%	2475	60	0,7532	81,154	22,54
R_2_1	50%	95	80	0,1554	17,541	5,754
R_2_2	10%	475	80	0,3885	43,852	12,871
R_2_3	2%	2475	80	0,7769	87,703	28,771
R_3_1	50%	95	100	0,1707	17,035	3,734
R_3_2	10%	475	100	0,4269	42,588	14,386
R_3_3	2%	2475	100	0,8537	85,176	18,68

En la Tabla 2 se muestra un resumen de las características principales de los acelerogramas sintéticos aplicados en el análisis dinámico de los edificios. En la Figura 7 aparecen graficados los espectros de respuesta conjuntamente con el espectro de proyecto elástico correspondiente al suelo S2, para un nivel de amenaza caracterizado por 0,3g. Nótese el buen ajuste de los espectros de respuesta con el espectro de proyecto elástico.

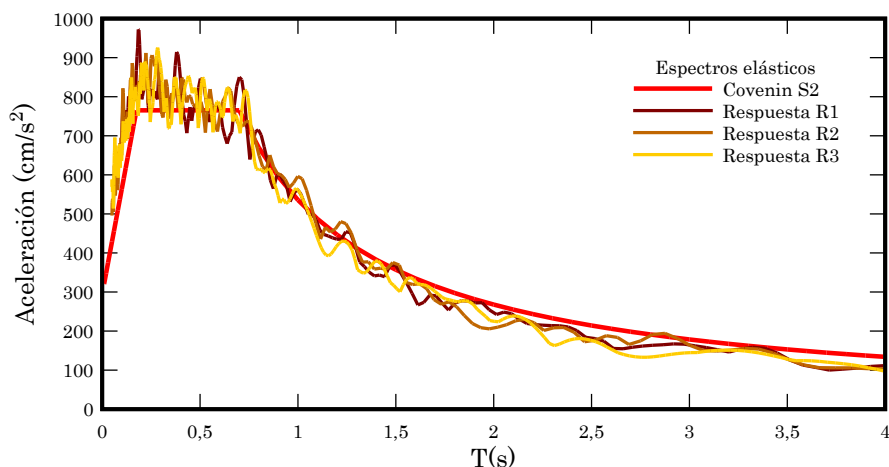


Figura 7. Espectro elástico de proyecto y espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos

Con la finalidad de realizar una evaluación aplicando un registro de terremotos recientes, se ha sometido a los edificios a dos acelerogramas, el primero correspondiente al terremoto registrado en el Mar Caribe en Septiembre de 2009, frente a la población de Tucacas (Venezuela). El segundo registro corresponde al terremoto de Tohoku (Japón) ocurrido en abril de 2011, cuyos efectos destructivos han sido ampliamente documentados. Ambos registros se muestran en las Figuras 8a y 8b.

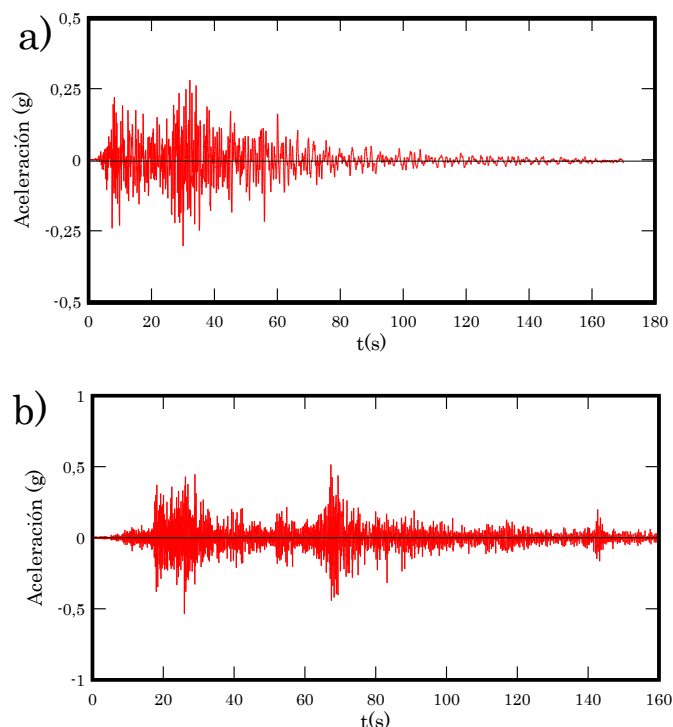


Figura 8. Registros aplicados en el análisis de los edificios a) terremoto se Tucacas (Venezuela) y b) terremoto de Tohoku (Japón).

4.1 Estados Límite y umbrales de comportamiento

Como se ha indicado anteriormente, en este estudio se han aplicado tres Estados Límite, los cuales se asocian a las tres intensidades de los acelerogramas sintéticos y a los dos registros mostrados anteriormente. La idea es evaluar el proyecto sismorresistente de los edificios usando umbrales correspondientes a los Estados Límite aplicados. En el caso presente se ha utilizado en primer lugar la deriva global para evaluar el estado límite de prevención de colapso. El umbral adoptado para este estado límite corresponde a una deriva global de 2,5%.

También se han utilizado los valores de las derivas de entrepiso con la finalidad de evaluar los estados límite. En este caso se han aplicado los umbrales considerados por Elnashai y Di Sarno (2008) que se muestran resumidos en la Tabla 3.

Tabla 3 Estados Límite con las derivas de planta asociadas

Estado Límite	Deriva de planta (%)
De servicio	0,50
De daños reparables	1,50
Prevención de colapso	3,00

5 RESULTADOS

Seguidamente se muestran los resultados, comenzando con los obtenidos del análisis pseudo-estático. A todos los pórticos en estudio se le calculó la ductilidad y la reserva de resistencia, aplicando las Ecuaciones 1 y 2. En la Tabla 4 se muestran todos los resultados de reserva de resistencia y ductilidad de los pórticos por edificio.

En la tabla anterior se puede observar que la reserva de resistencia de los pórticos externos es mayor que los pórticos internos, esto se debe a que los pórticos externos, están diagonalizados y por ende son más rígidos, exceptuando el pórtico interno B=C que dio mayor que el pórtico externo A=D del edificio de 12 niveles. En cuanto a la ductilidad se puede indicar en líneas generales, que los pórticos arriostrados son más dúctiles que los no arriostrados. Debe notarse que en conjunto, los pórticos tienen valores de ductilidad y reserva de resistencia cuyo producto resulta en valores que superan el factor de reducción de respuesta considerado en el proyecto de los edificios ($R=5$).

En cuanto a los resultados de los análisis dinámicos, es necesario indicar que los pórticos presentaron un comportamiento notablemente diferente. Por un lado los pórticos no arriostrados presentaron mayores desplazamientos, como era de esperar, pero sin sobrepasar los umbrales definatorios de los Estados Límite aplicados en el presente estudio. Por el otro, los pórticos arriostrados mostraron unos desplazamientos muy bajos, producto de su gran rigidez frente a fuerzas laterales. En la Figura 9 se muestran los resultados de la deriva global del pórtico da carga interno del edificio de 3 niveles, calculados aplicando el acelerograma sintético 3, para los tres niveles de intensidad. Nótese que a lo largo de la respuesta no se alcanza el umbral de colapso (deriva global igual a 2,5%).

Tabla 1 Valores calculados de la ductilidad y la reserva de resistencia.

Pórtico	Ductilidad (μ)	Reserva de resistencia (Ω)
Edificio de 3 niveles		
Pórtico A=D	11,91	19,04
Pórtico B=C	2,21	4,20
Pórtico 1=4	15,07	19,73
Pórtico 2=3	2,24	2,78
Edificio de 6 niveles		
Pórtico A=D	2,49	19,89
Pórtico B=C	3,11	4,64
Pórtico 1=4	3,04	11,77
Pórtico 2=3	2,84	3,21
Edificio de 9 niveles		
Pórtico A=D	8,55	9,47
Pórtico B=C	4,42	4,95
Pórtico 1=4	5,90	6,65
Pórtico 2=3	2,59	3,31
Edificio de 12 niveles		
Pórtico A=D	5,90	5,26
Pórtico B=C	3,22	5,98
Pórtico 1=4	5,07	6,90
Pórtico 2=3	3,27	3,29

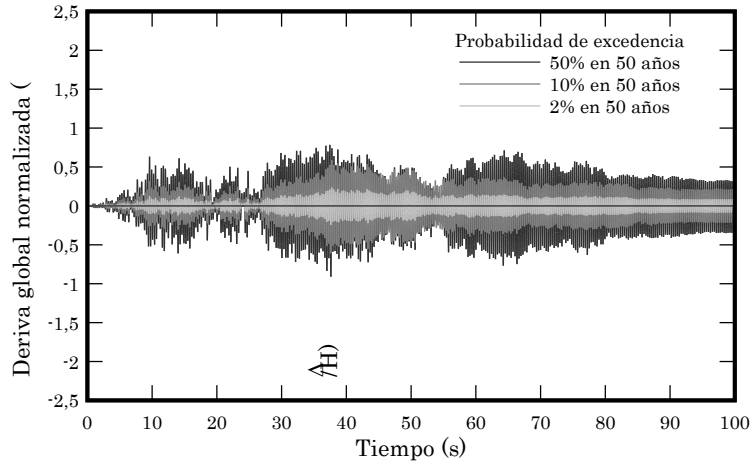
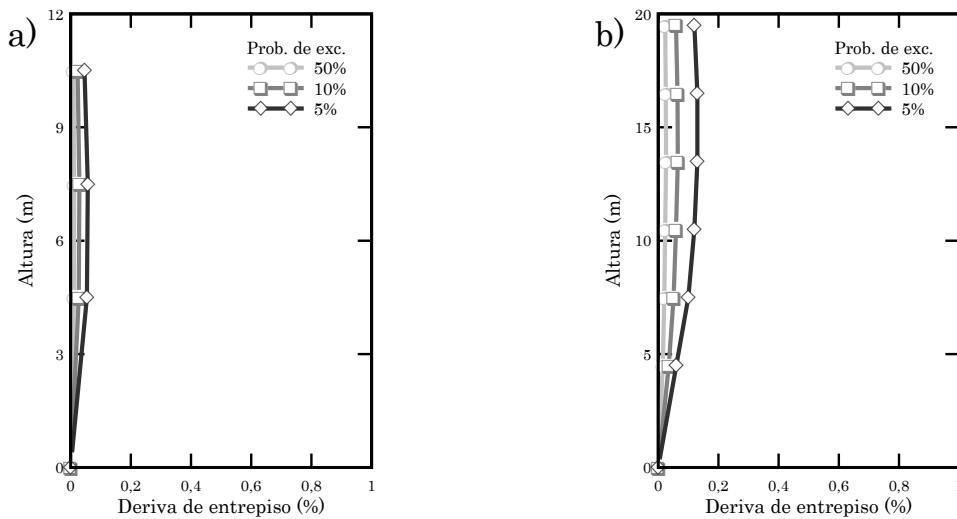


Figura 9. Derivas globales del pórtico interno del edificio de tres niveles, calculadas para las tres intensidades sísmicas

En cuanto a la evaluación de las derivas de planta, los resultados muestran que ninguno de los pórticos de los edificios analizados sobrepasaron los umbrales fijados para controlar los tres estados límite evaluados. En el caso particular de los pórticos con arriostramientos laterales, se pudo observar una notable reducción de los valores máximos de las derivas de planta alcanzados, en comparación con los resultados obtenidos del análisis de los pórticos no arriostrados. En la Figura 10 se muestra un resumen de las derivas de entrepiso máximas calculadas con el acelerograma sintético 2, de los pórticos externos (arriostrados) de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles. Nótese que los valores de las derivas son realmente pequeños, al punto de que apenas para los edificios más altos logran superar el umbral del estado límite de servicio (0,5%) lo que evidencia el efecto positivo de las diagonales concéntricas en la respuesta sísmica de los pórticos.



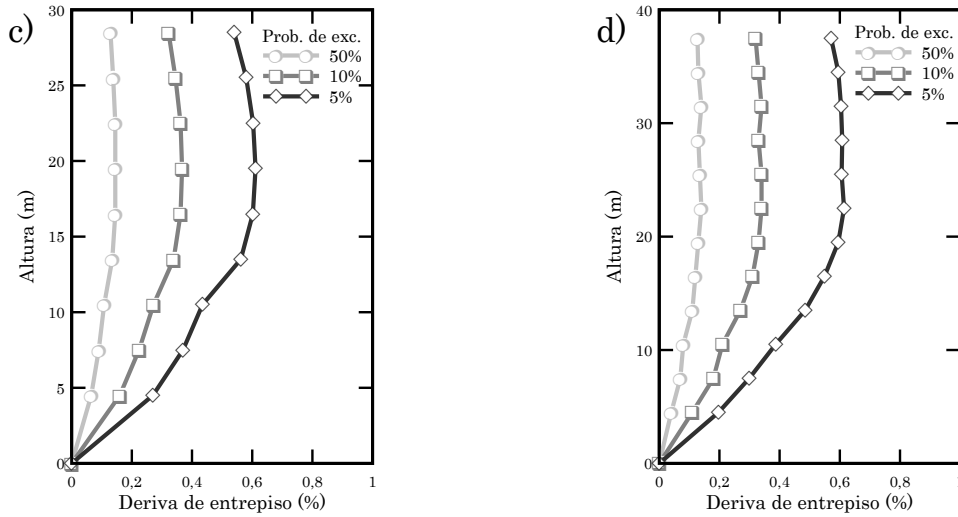
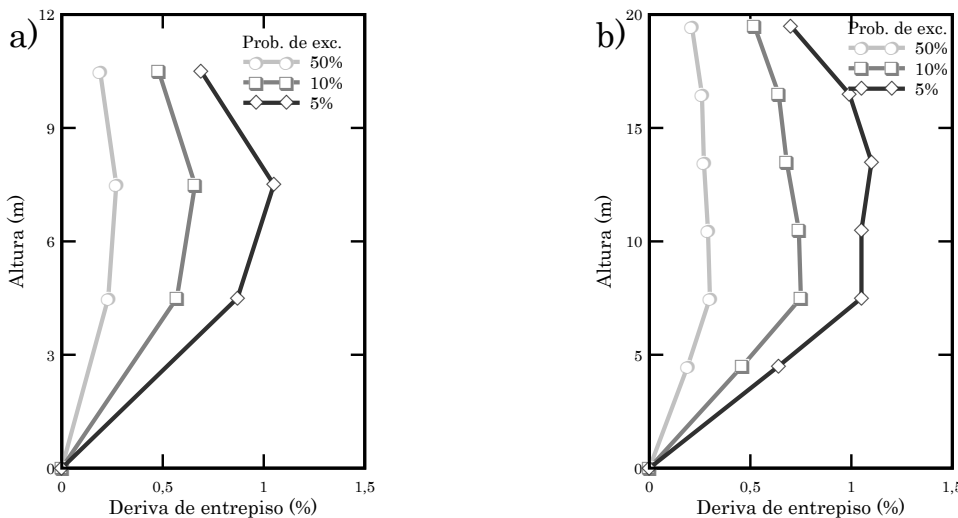


Figura 10. Derivas de entrepiso máximas de los pórticos externos calculadas con el acelerograma sintético 2 a) edificio de 3 niveles, b) edificio de 6 niveles c) edificio de 9 niveles y d) edificio de 12 niveles

En la Figura 11 pueden apreciarse las derivas máximas de los pórticos internos (no arriostrados) calculadas con el acelerograma 2. Nótese que a pesar de que estas derivas son mayores que las alcanzadas por los pórticos arriostrados, aún se mantienen por debajo del valor que señala la incursión dentro del estado límite de daños reparables. Esto se puede interpretar como sigue: a pesar de que los pórticos no arriostrados son sometidos a la acción del terremoto con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, los valores de las derivas indican que no se alcanzarán daños estructurales severos, lo que implica que los daños serán reparables desde el punto de vista tecnológico y económico.

Cabe indicar que el comportamiento mostrado en las Figuras 10 y 11 fue similar cuando se aplicaron todos los acelerogramas sintéticos, evidenciando de esta manera que el proyecto sismorresistente satisface los Estados Límite que se evalúan en este trabajo.



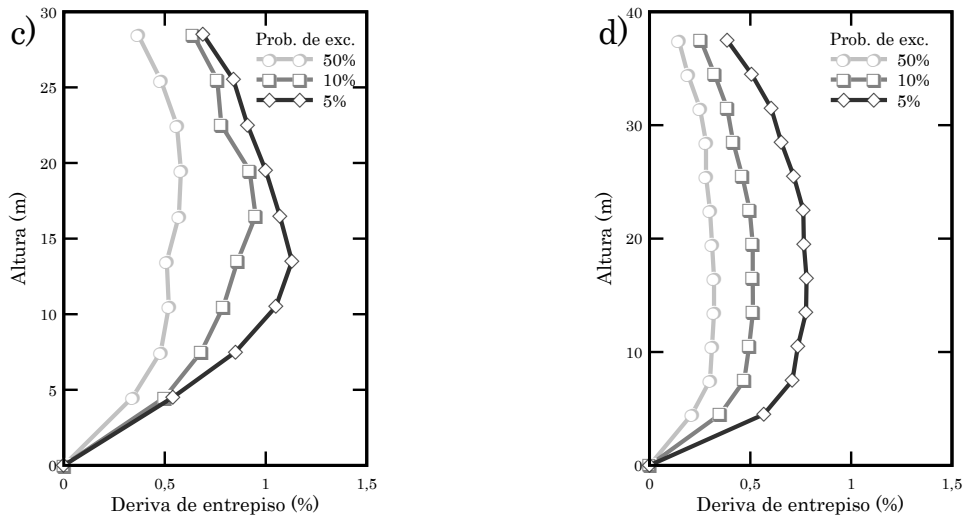


Figura 11. Derivas de entrepiso máximas de los pórticos internos calculadas con el acelerograma sintético 2 a) edificio de 3 niveles, b) edificio de 6 niveles c) edificio de 9 niveles y d) edificio de 12 niveles

Además de los análisis dinámicos realizados con acelerogramas sintéticos, se han aplicado un par de registros de terremotos recientes, sobre los que se comentó anteriormente. A pesar de que varios investigadores consideran que los acelerogramas sintéticos son más exigentes por que le imponen a las estructuras un contenido de frecuencias mucho más variado, haciendo que la energía de estos acelerogramas sea mucho mayor que la correspondiente a registros de terremotos reales, se ha considerado interesante estudiar la respuesta de los edificios frente a este tipo de acción dinámica. En las Figuras 12 y 13 se muestran las derivas de entrepiso de los pórticos de carga internos de los edificios de 3 y 6 niveles, sometidos a los terremotos de Tohoku (Japón 2011) y Tucacas (Venezuela 2009). En estas Figuras puede apreciarse que la respuesta de cada nivel es satisfactoria puesto que no se llega a rebasar el umbral fijado para el estado Límite de colapso (3%). Inclusive puede observarse que no se alcanzó el umbral establecido para el Estado Límite de daños reparables, por lo que bajo la acción de los terremotos considerados en este estudio, los edificios alcanzarían daños estructurales menores. Es de hacer notar que solo se muestran las respuestas de los pórticos internos de carga, puesto que fueron los que alcanzaron mayores valores de derivas, el resto de los pórticos de los demás edificios mostraron un comportamiento similar, por lo que puede concluirse que el proyecto sismorresistente es satisfactorio.

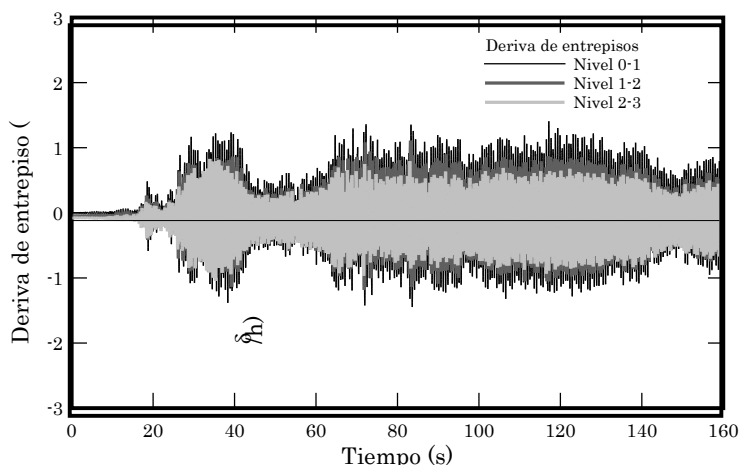


Figura 12. Derivas de entrepiso del pórtico interno de carga del edificio de 3 niveles sometido al terremoto de Tohoku (Japón)

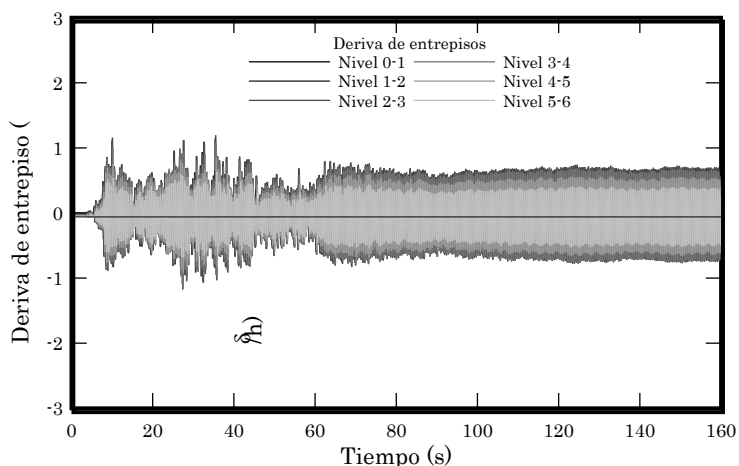


Figura 13. Derivas de entrepiso del pórtico interno de carga del edificio de 3 niveles sometido al terremoto de Tucacas (Venezuela).

6 CONCLUSIONES

En el presente Capítulo se ha evaluado la respuesta sismorresistente de edificios porticados de acero con arriostramientos concéntricos tipo cruz de San Andrés. En el proyecto se aplicaron los criterios recogidos en las normas de proyecto venezolanas vigentes.

Los edificios analizados abarcan un rango de alturas representativas de estructuras con períodos bajos e intermedios, con la finalidad de estudiar la influencia de la altura sobre aspectos importantes de la respuesta como la ductilidad y la reserva de resistencia.

Se han aplicado procedimientos de análisis no lineal pseudo-estáticos y dinámicos. El primer tipo de análisis permitió calcular la ductilidad y la reserva de resistencia. Los valores de la ductilidad de los pórticos externos (diagonalizados) son mucho mayores que los valores calculados para los pórticos internos (no diagonalizados). Además, se alcanzaron mayores valores de ductilidad en los edificios bajos (3 niveles) que en los

edificios de mayor altura (6, 9 y 12 niveles). Los valores de la reserva de resistencia mostraron un comportamiento semejante, correspondiendo los mayores valores a los pórticos externos de los edificios de menor altura. Estos resultados se deben al efecto que tienen las cargas de gravedad sobre el proyecto, al ser dominantes estas sobre las cargas sísmicas en el caso de los edificios bajos. A medida que la altura de los edificios se incrementa, las cargas sísmicas tienen mayor influencia sobre el proyecto. Conforme con estos resultados se puede concluir que el efecto de las diagonales concéntricas tipo cruz de San Andrés resulta beneficioso para los edificios porticados.

El producto de la ductilidad por la reserva de resistencia proporciona valores que superan en todos los casos el valor del factor de reducción de respuesta adoptado en el proyecto de los edificios.

En cuanto a los resultados obtenidos de los análisis dinámicos, puede afirmarse que el comportamiento de todos los edificios resultó satisfactorio. La respuesta de los edificios se evaluó aplicando acelerogramas sintéticos con tres niveles de amenaza sísmica y registros de dos terremotos recientes. Los parámetros de evaluación aplicados (derivada global y derivadas de entrepiso) mostraron valores que no superaron los umbrales asociados con tres Estados Límite de comportamiento, incluso para el caso de dos registros de terremotos recientes, los edificios estudiados no llegan a superar el umbral establecido para el Estado Límite de daños reparables, por lo que alcanzarían daños estructurales menores, en todo caso reparables. De acuerdo con los resultados dinámicos también es apreciable el efecto beneficioso de las diagonales concéntricas tipo Cruz de San Andrés, debido a que los pórticos arriostrados alcanzaron derivadas de entrepiso muy bajas, permitiendo anticipar menores niveles de daño asociado para los pórticos arriostrados.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

REFERENCIAS

- [1] Barbat A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [2] Carreño M.L., Cardona O.D. y Barbat A.H. (2011). “Evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(4), 278–293.
- [3] Barbat A.H., Mena U. y Yépez F. (1998). “Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 14(2), 247-268.

- [4] Barbat A.H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). “Vulnerability assessment of dwelling buildings”, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [5] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda M.C. (2011). “Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.
- [6] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [7] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [8] Marulanda M.C., Cardona O.D. y Barbat A.H. (2010). “Revealing the socioeconomic impact of small disasters in Colombia using the DesInventar database”, *Disasters*, 34(2), 552-570.
- [9] Birkmann J., Cardona O.D., Carreño M.L., Barbat A.H., Pelling M., Schneiderbauer S., Kienberger S., Keiler M., Zeil P. y Welle T. (2013). “Framing vulnerability, risk and societal responses: the MOVE framework”, *Natural Hazards*, 67(2), 193-211.
- [10] Mata P., Barbat A.H., Oller S. y Boroschek, R. (2008). “Constitutive and geometric nonlinear models for the seismic analysis of RC structures with energy dissipators”, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 15, 489–539.
- [11] Zeus-NL (2011) Users Manual. Mid America Earthquake Center. Illinois.
- [12] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [13] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2008). An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing.
- [14] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009a). Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety. Camilleri, M. (Ed) in *Structural Analysis*, Nova Science Publishers. New York. The United States of America.
- [15] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011a). Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [16] Vielma J.C. y Mendoza E. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas. *Revista Ingeniería UC*. Valencia. Vol. 18, N° 1. 88-98. Valencia
- [17] Oller S., Luccioni B. y Barbat A.H. (1996). “Un método de evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado”, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 12(2), 215-238.
- [18] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2008). Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames, *Computers and Structures*, 86(7-8), 581-597.
- [19] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced

- concrete frames, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [20] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013). "Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado", *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [21] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013). "Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032.
- [22] COVENIN 1756–2001 (2001). Norma de edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Caracas.
- [23] COVENIN 1618–1998 (1998). Norma de estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites. 1era revisión. Caracas.
- [24] COVENIN 2002–1988 (1988). Norma de criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. Caracas.
- [25] AISC (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Constructions. Chicago.
- [26] Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A.H. y Pujades L. (2013). Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes. WIT Transactions on the Built Environment, 132, 85-96.
- [27] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013). Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes. Chapter 12 of Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [28] Ugel R., Herrera R.I., Vielma J.C., Barbat A.H. y Pujades L. (2013). Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes. WIT Transactions on the Built Environment. 132: 109-120.
- [29] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering. Springer. Heidelberg. Germany.
- [30] PACED (2009). Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño. UCLA. Barquisimeto.
- [31] Elnashai A. y Di Sarno (2008). Fundamentals of earthquake engineering. John Wiley and Sons. Chichester.
- [32] Kappos A. y Stefanidou S. (2010). A deformation-based design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. Bulletin of Earthquake Engineering. Vol 8(4), 875-895.
- [33] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009b). Seismic performance of waffled-slab floor buildings, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182.

- [34] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). Seismic safety of limited ductility buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [35] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2011b). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *Journal of Civil Engineering and Architecture*. Vol. 5 N° 7, 567-575. David Publishing Company. Chicago, United States of America.

Capítulo 6

VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS TIPO V INVERTIDA

Juan Carlos Vielma¹ y Eurimar Mendoza²

¹ Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jvielma@ucla.edu.ve y jvielma@espe.edu.ec)

² Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela

1 INTRODUCCIÓN

Los actuales avances en los proyectos sismorresistentes han permitido adaptar herramientas que han dado la posibilidad de caracterizar y estudiar de forma más detallada el comportamiento de diversas edificaciones ante eventos sísmicos. Esto ha tenido como resultado proyectar edificios con una vulnerabilidad sísmica más reducida, entendida dicha vulnerabilidad como un factor interno de riesgo de los edificios emplazados en zonas sísmicas [1, 2, 3, 4]. Obviamente, el nivel de las normas de diseño influye determinantemente en la vulnerabilidad sísmica de los edificios proyectados. Mediante el uso de programas de cálculo se ha ido incrementando la rapidez y precisión del estudio de las edificaciones, logrando satisfacer los requisitos normativos tanto por resistencia como por desplazamientos máximos.

Mediante la incorporación de espectros de diseño basados en factores de reducción, pueden calcularse las estructuras asumiendo que la misma tiene un comportamiento lineal. Este análisis corresponde a la etapa de proyecto que permitirá definir la estructuración geométrica de los elementos de la edificación. Para el caso del presente estudio se consideran edificios de acero con diagonales, concretamente con arriostramientos del tipo V invertida, ofreciendo una importante opción para proyectar estructuras de este tipo debido a sus especiales ventajas [5].

Se debe mencionar que el objetivo fundamental de la ingeniería sísmica es el de proyectar y diseñar estructuras que sean capaces de resistir grandes eventos sísmicos durante su vida útil, para lo cual es estrictamente necesario el conocimiento a detalle de la respuesta no lineal (constitutiva y geométrica) de las mismas. Es por ello la importancia del estudio del comportamiento no lineal de estas edificaciones, pues el análisis elástico no aporta la

información necesaria para cumplir con este objetivo. De esta forma se podrá conocer el desempeño sísmico que presentan dichas estructuras al ser sometidas a grandes fuerzas laterales generadas por eventos sísmicos, así como también la incorporación de registros de acelerogramas compatibles con los espectros de respuesta estipulados según la norma sismorresistente [6, 7, 8]. Esto permitirá conocer los desplazamientos que la edificación pueda alcanzar e incluso el instante en que la misma pueda colapsar, contribuyendo así a la mejora del proyecto de la estructura en estudio.

2 PROYECTO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Seguidamente se muestra el procedimiento de diseño de los edificios objeto de este capítulo. El diseño comprende desde el análisis elástico, el análisis dinámico tridimensional, el análisis sísmico, el dimensionado de elementos y el detallado de las uniones. Se han considerado cuatro edificios porticados regulares en planta y en elevación, con tres vanos en la dirección de carga (eje X) y tres vanos en la dirección de los pórticos de arriostramiento (eje Y). El primer nivel tiene una altura de 4,5 m y el resto de los niveles tienen alturas de 3,00 m. Los vanos de los pórticos de carga tienen 6,00 m, mientras que los vanos de la dirección de arriostramiento tiene 5,00 m. Se contemplan unas losas de entrepiso y techo formadas mediante sofito metálico apoyado en vigas de acero separadas cada 1,5 m. Se consideró que el uso de la edificación es de tipo residencial. Los edificios cuentan con 3, 6, 9 y 12 niveles, no contienen en su parte interna ninguna abertura para escaleras o ascensores puesto que se supone que estos se encontrarían en un módulo aparte del considerado en el estudio, con la finalidad de mantener la regularidad en planta. En la Figura 1 se pueden apreciar los detalles geométricos de los edificios.

Para el modelado de las estructuras propuestas se ha considerado un perfil determinado para cada elemento que conforma el edificio. Por otra parte, se han tomado en cuenta las cargas generadas por los elementos estructurales presentes y a su vez las cargas actuantes estipuladas por los códigos normativos (COVENIN 1756–2001, COVENIN 2002–88 y COVENIN 1618–1998 [9, 10, 11]). En el análisis elástico se han considerado las combinaciones de carga normativas para las cargas gravitacionales, mientras que para las cargas sísmicas se han considerado las combinaciones mostradas en la Tabla 1.

Es de hacer notar que las normas venezolanas exigen únicamente las combinaciones de las cargas sísmicas en las direcciones ortogonales de la proyección de planta por lo que se ha considerado también la contribución de la dirección vertical del sismo. Los valores de estas combinaciones se han ponderado y combinado a su vez con los valores procedentes de las cargas de gravedad, tanto para la fase de diseño de las secciones de vigas, columnas y de arriostramientos laterales, así como también para la verificación de las derivas de plantas, prescrita en la Norma Covenin 1756.

En función de estos parámetros se obtienen las reacciones generadas en los elementos de los edificios, las cuales han sido distribuidas adecuadamente. A partir de aquí se procede a aplicar el análisis modal el cual permitirá determinar las variables para los modos de vibración, y posteriormente el análisis espectral con el fin de obtener las cargas sísmicas incorporando en este análisis el espectro inelástico de diseño basado en las normas venezolanas.

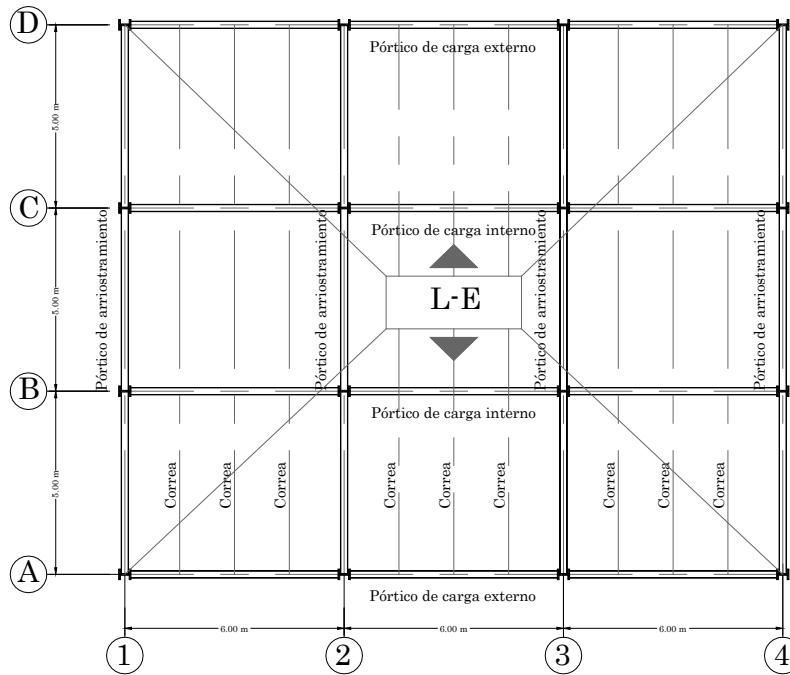


Figura 1. Planta tipo de los edificios estudiados

El cálculo del espectro de diseño, está determinado de acuerdo con las características de las edificaciones estudiadas, y del emplazamiento de las mismas, el cual corresponde a una zona de alta amenaza sísmica. La amenaza normativa se expresa mediante el espectro de diseño elástico, reducido luego mediante un factor de reducción de respuesta, que depende de la tipología estructural y el material que constituye la estructura, determinando de esta manera el espectro inelástico de diseño. Definido el espectro inelástico de diseño, se procede realizar el análisis elástico, aplicando el análisis modal con 3 grados de libertad por nivel, lo cual permite establecer el número total de modos para cada edificio. A continuación se incorpora el espectro calculado previamente, quedando adicionadas así las fuerzas laterales de diseño, generadas por acciones sísmicas sobre las estructuras.

Tabla 1 Combinaciones de las direcciones sísmicas aplicadas

Nº	Combinación	Naturaleza
1	100% X+30% Y+30% Z	Sísmica
2	100% X-30% Y+30% Z	Sísmica
3	100% X-30% Y-30% Z	Sísmica
4	100% X+30% Y-30% Z	Sísmica
5	30% X+100% Y+30% Z	Sísmica
6	30% X-100% Y+30% Z	Sísmica
7	30% X-100% Y-30% Z	Sísmica
8	30% X+100% Y-30% Z	Sísmica
9	30% X+30% Y+100% Z	Sísmica
10	30% X-30% Y+100% Z	Sísmica
11	30% X-30% Y-100% Z	Sísmica
12	30% X+30% Y-100% Z	Sísmica

Para el diseño de los elementos que conforman los edificios estudiados, se contempló una cuidadosa clasificación de los mismos, considerando una reducción del perfil cada 3 niveles, a fin de proyectar las dimensiones adecuadas para soportar la totalidad de las fuerzas aplicadas, siguiendo las recomendaciones generales de la norma Covenin 1618. Las conexiones de los arriostramientos se llevaron a cabo mediante las recomendaciones del AISC [12].

Adicionalmente a las prescripciones normativas, se consideró el diseño de elementos por desplazamientos, mediante lo que se procura garantizar que bajo las fuerzas laterales los edificios no superen el valor permisible correspondiente a las derivas de entrepiso, para lo cual se dispuso de los desplazamientos inelásticos originados por dichas fuerzas. Cabe indicar que para el control de derivas de entrepiso, los desplazamientos laterales inelásticos se calcularon aplicando factores de amplificación recientemente publicados en [13, 14]. De esta forma queda determinada la configuración estructural y geométrica de los edificios propuestos, satisfaciendo adecuadamente los criterios de resistencia y desplazamientos establecidos en los códigos normativos. En la Figura 2 se muestra la configuración final de los pórticos de carga correspondiente al edificio de 6 niveles.

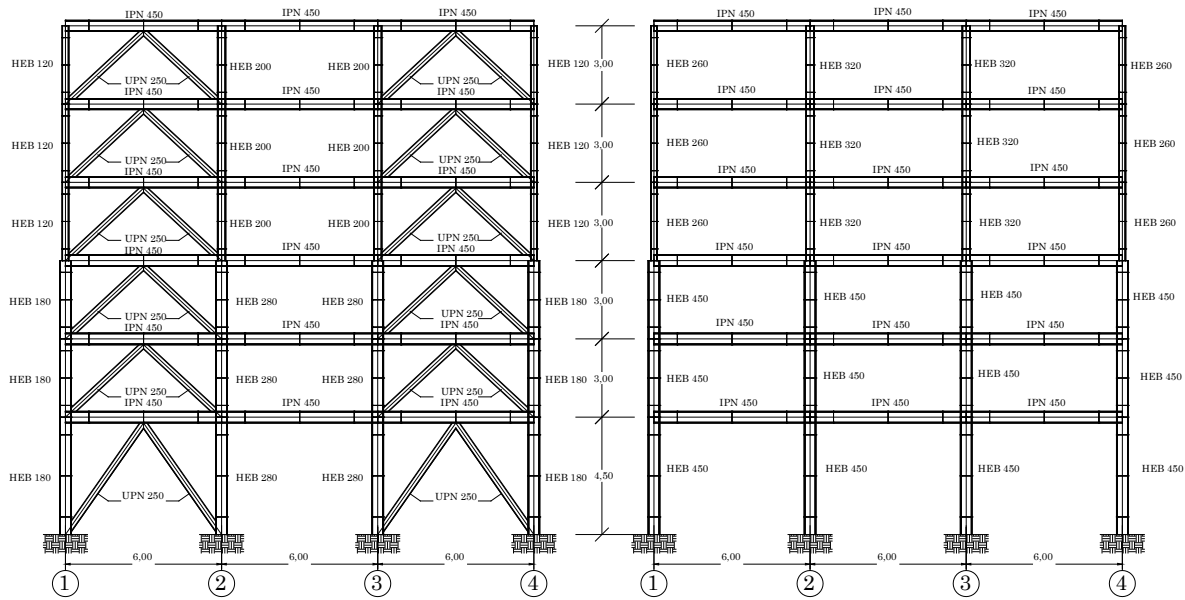


Figura 2. Vista en alzado de los pórticos externo e interno de carga del edificio de seis niveles

3 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL

La respuesta sísmica de los casos estudiados se he llevado a cabo aplicando el análisis no lineal con base en modelos de plasticidad distribuida [15, 16, 17]. Los análisis contemplan la aplicación de cargas sísmicas mediante procedimientos estáticos no lineales (método de empuje incremental) y dinámicos utilizando acelerogramas sintéticos.

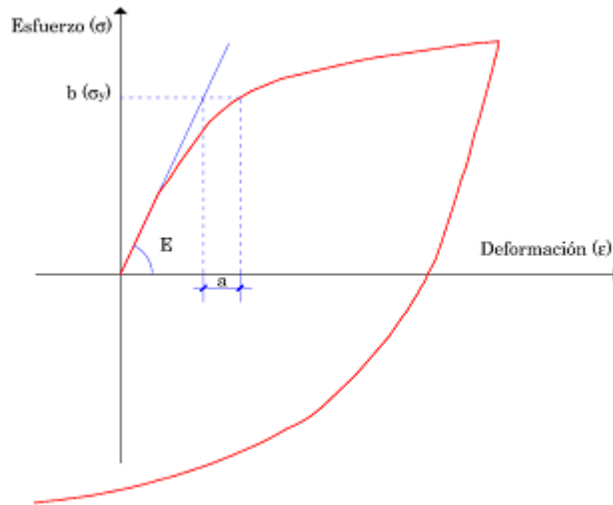


Figura 3. Modelo histerético de Ramberg-Osgood

3.1 Análisis no lineal

En la actualidad ha venido cobrando importancia la posibilidad de estudiar la respuesta de las estructuras cuando estas incursionan en la respuesta no lineal. A medida que los procesadores han permitido un análisis más veloz, se han podido desarrollar aplicaciones que permiten incorporar la no linealidad tanto geométrica como constitutiva de las estructuras. Entre los modelos de no linealidad, los modelos que consideran esta de forma distribuida a lo largo de los elementos han ido sustituyendo progresivamente los modelos de no linealidad concentrada, basados principalmente en la definición de nodos con comportamiento especial conocidos como rótulas plásticas. En este trabajo se ha elegido el modelo de Ramberg-Osgood [18] que permite reproducir de manera adecuada la respuesta no lineal de las estructuras constituidas mediante elementos de acero estructural. En la Figura 3 se muestra este modelo con los parámetros aplicados en su definición.

3.2 Análisis pseudo-estático

El análisis no lineal depende del tipo de cargas aplicadas. Si las cargas son incrementadas progresivamente pero son independientes del tiempo, el análisis es de tipo empuje incremental, comúnmente conocido como análisis pushover y que en lo sucesivo se denominará análisis incremental clásico [19, 20, 21, 22]. En la Figura 4 se muestra un pórtico típico con las cargas equivalentes del empuje incremental aplicadas, bajo un patrón creciente con la altura y que se escalan progresivamente hasta que logra capturarse el colapso de la estructura.

El análisis dinámico representa de una manera más fiel la respuesta de las estructuras frente a la acción de los terremotos [23, 24] Puede realizarse aplicando acelerogramas registrados durante algún evento sísmico de magnitud significativa o mediante acelerogramas sintéticos que guarden relación con la amenaza propia del sitio de emplazamiento de las estructuras [25].

En esta investigación se han llevado a cabo el análisis con empuje incremental (Pushover Analysis), a fin de conocer de manera más acertada el comportamiento de los elementos de cada edificio estudiado, y a su vez los posibles puntos de mayor debilidad presentes en los pórticos sometidos a cargas sísmicas.

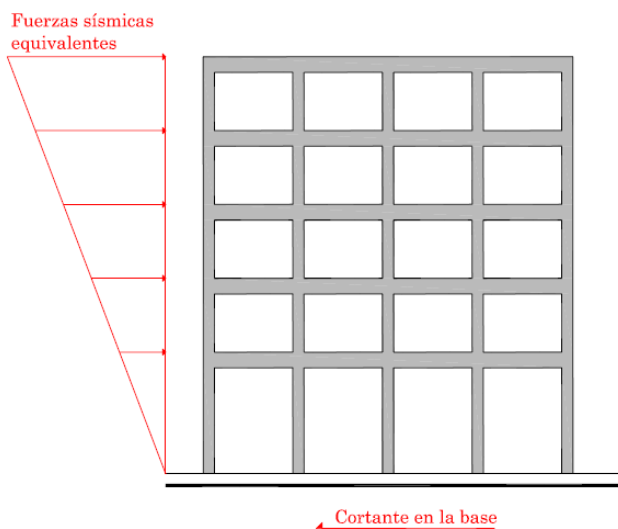


Figura 4. Aplicación de cargas equivalentes en el análisis con empuje incremental

Para realizar el análisis con empuje incremental clásico, cada pórtico es sometido a un conjunto de fuerzas laterales que se incrementarán de forma triangular a lo largo de cada nivel, de ésta forma se simula el posible comportamiento que se desenvuelve en el primer modo de vibración de los edificios analizados. El patrón de fuerzas laterales en los nodos correspondientes a cada pórtico se estimó considerando la altura del edificio, y van aumentando proporcionalmente hasta el último nivel.

3.3 Análisis dinámico

Este método de evaluación del desempeño sísmico de una estructura, permite determinar el instante en que la misma sobrepasa el límite elástico, para entrar a la plastificación, y posteriormente alcanzar el colapso. Mediante este tipo de análisis se somete a la edificación a registros sísmicos con diversa intensidad, duración y contenido frecuencial, y de esta forma obtener los desplazamientos máximos que ella pueda alcanzar. Las intensidades aplicadas tienen asociados unos períodos de retorno y una probabilidad de excedencia en 50 años que se asocia con tres Estados Límite, que son utilizados para evaluar la respuesta dinámica, véase la Tabla 2.

Tabla 2 Estados Límite y niveles de amenaza asociados

Sismo	Estado Límite	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50%
Raro	Reparable	475	10%
Muy raro	Prevención de colapso	2500	2%

Con la finalidad de definir un conjunto de sismos representativos de diferentes períodos de retorno que tienen asociados diferentes estados límite, se ha generado una serie de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño de la norma Covenin 1756 prescrito para el proyecto de las edificaciones objeto de este estudio, aplicando el programa PACED [26].

Es importante señalar los Estados Límite que se verifican en este trabajo, que se fundamentan en los definidos por [27] y aplicados en estudios recientes de [28, 29, 30, 31] El primero es el Estado Límite de Servicio, que se verifica para los acelerogramas

correspondientes a terremotos “frecuentes” (período de retorno de 95 años) que tienen asociada una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años. El Estado Límite de Daños Reparables, que indica la frontera entre la estructura con daños y la estructura con daños extensivos, cuyo terremoto característico es uno definido como “raro” (período de retorno de 475 años) con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Finalmente, el Estado Límite de Prevención de Colapso se estudia mediante acelerogramas de terremotos considerados como “muy raros” (período de retorno de 2475 años) y con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

Tabla 3 Características de los acelerogramas sintéticos

Acelerog.	Probabilidad de excedencia (%)	Periodo de retorno (años)	Duración (s)	Aceleración máxima (g)	Velocidad máxima (cm/s)	Desplazamiento máximo (cm)
R_1_1	50%	95	60	0,1506	16,231	4,508
R_1_2	10%	475	60	0,3766	40,577	11,27
R_1_3	2%	2475	60	0,7532	81,154	22,54
R_2_1	50%	95	80	0,1554	17,541	5,754
R_2_2	10%	475	80	0,3885	43,852	12,871
R_2_3	2%	2475	80	0,7769	87,703	28,771
R_3_1	50%	95	100	0,1707	17,035	3,734
R_3_2	10%	475	100	0,4269	42,588	14,386
R_3_3	2%	2475	100	0,8537	85,176	18,68

En la Tabla 3 se muestra un resumen de las características principales de los acelerogramas sintéticos aplicados en el análisis dinámico de los edificios. En la figura 5 aparecen graficados los espectros de respuesta conjuntamente con el espectro de diseño elástico correspondiente al suelo S2, para un nivel de amenaza caracterizado por 0,3g. Nótese el buen ajuste de los espectros de respuesta con el espectro de diseño elástico.

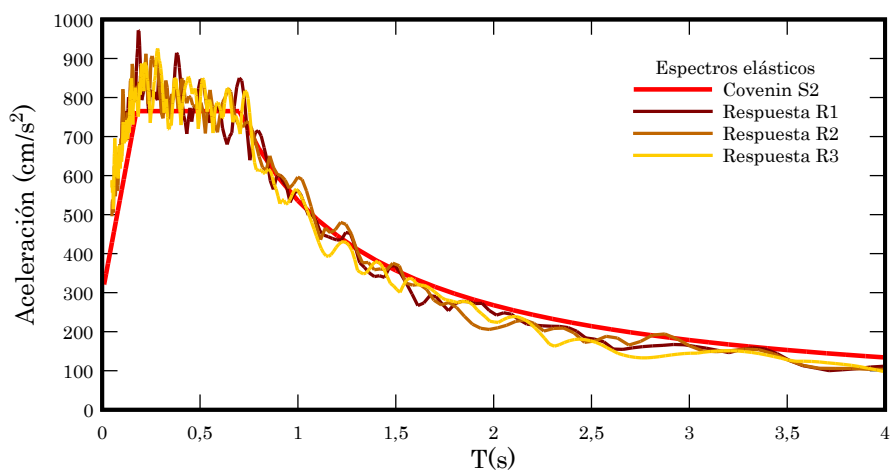


Figura 5. Espectro elástico de diseño y espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos

4 RESULTADOS

Seguidamente se muestra un resumen de los resultados de los análisis realizados sobre los edificios objeto de este estudio. Es de hacer notar que a pesar de que los edificios disponen de diferente elevación, la respuesta pseudo-estática y dinámica mostrada por todos los edificios es bastante semejante, por lo que se muestran los resultados obtenidos del edificio de seis niveles.

En primer término se tienen los resultados del análisis pseudo-estático. De este se han obtenido una serie de curvas en las que se grafican la deriva global y el cortante normalizado. La primera es definida como:

$$Deriva\ Global = \frac{\Delta}{H} \times 100 \quad (1)$$

siendo Δ el desplazamiento horizontal del nivel de techo y H la altura total del edificio. El cortante normalizado se calcula mediante:

$$Cortante\ Normalizado = \frac{V}{W} \quad (2)$$

siendo V el cortante basal y W el peso sísmico del pórtico.

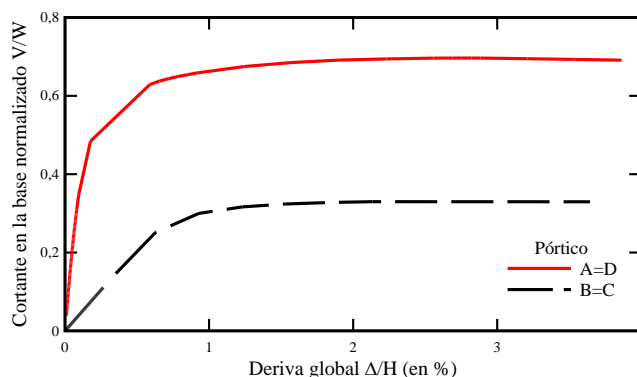


Figura 6. Curvas de capacidad normalizadas de los pórticos de carga del edificio de 6 niveles

En la Figura 6 se muestran las curvas de capacidad de los pórticos de carga del edificio de 6 niveles. Puede observarse que el pórtico exterior (A=D) muestra una mayor rigidez inicial y un mayor cortante en la base que el pórtico interior (B=C). Esto se debe a la mayor resistencia lateral de los pórticos exteriores, proporcionada por la presencia de las diagonales concéntricas. Además, se debe indicar que el pórtico exterior muestra una mayor ductilidad que el pórtico interior. Este comportamiento se mantiene para los pórticos de carga de todos los edificios estudiados, como puede observarse en la Figura 7.

En las Figuras 7 y 8 se resumen los valores calculados de la reserva de resistencia y ductilidad de los pórticos de los edificios estudiados. Obsérvese que los valores de reserva de resistencia de los pórticos externos y los pórticos de arriostramiento son mayores que los correspondientes a los pórticos internos. Esto se debe al hecho de que durante la fase de proyecto las cargas de gravedad aplicadas a los pórticos internos son mucho mayores que las del resto de los pórticos, por este motivo su resistencia se debe utilizar en mayor medida a las fuerzas verticales, y el resto a las cargas laterales [32, 33].

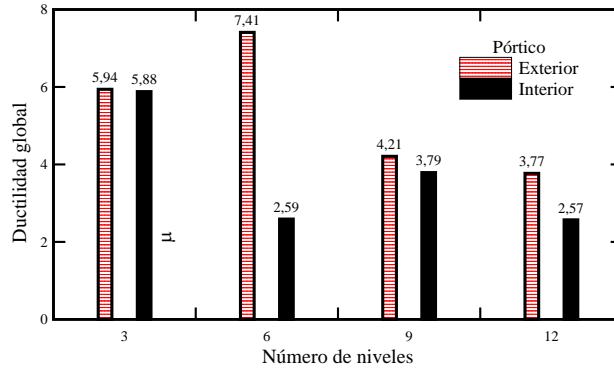


Figura 7. Valores calculados de la ductilidad global

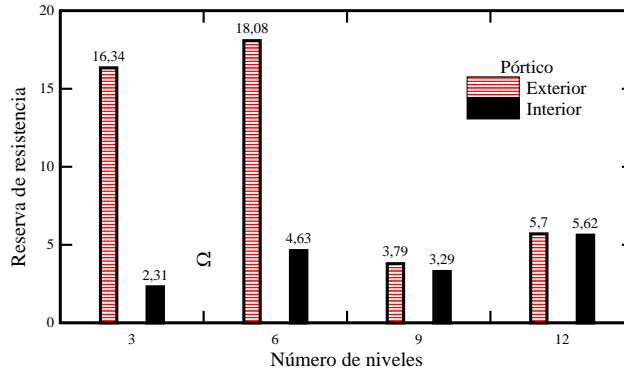


Figura 8. Valores calculados de la reserva de resistencia

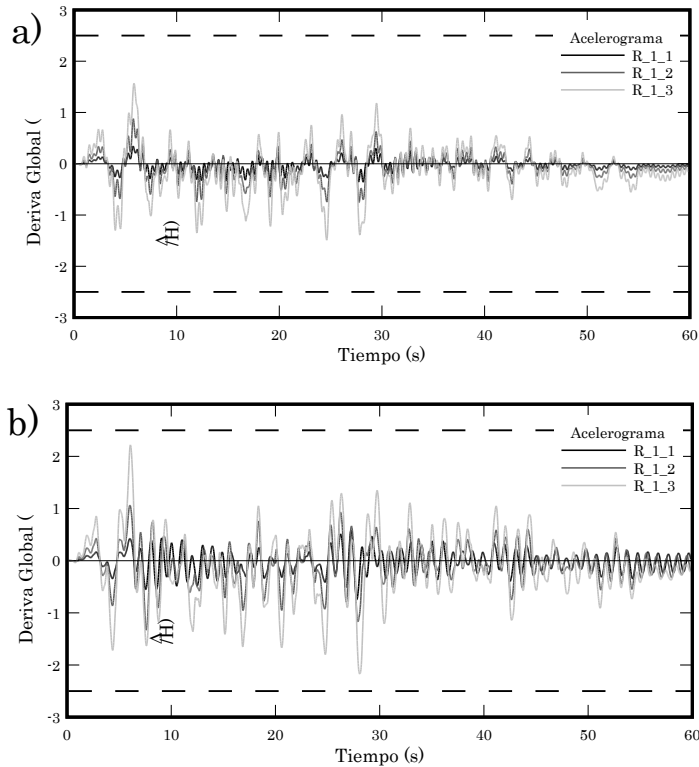


Figura 9. Derivas globales del a) pórtico externo y b) pórtico interno del edificio de 6 niveles

Una vez realizado el análisis dinámico, es importante graficar los resultados mostrando en primer término la evolución de la deriva global respecto del tiempo. Es importante mencionar que la deriva global aplicada a los casos de estudio, permite verificar si alguno de los pórticos ha alcanzado el colapso. En la Figura 9 se muestran los resultados de la deriva global de los pórticos exterior e interior del edificio de 6 niveles, calculadas con el acelerograma R_1; puede apreciarse que las mayores derivas las alcanzan para los niveles de intensidad correspondientes al terremoto con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, como era de esperarse.

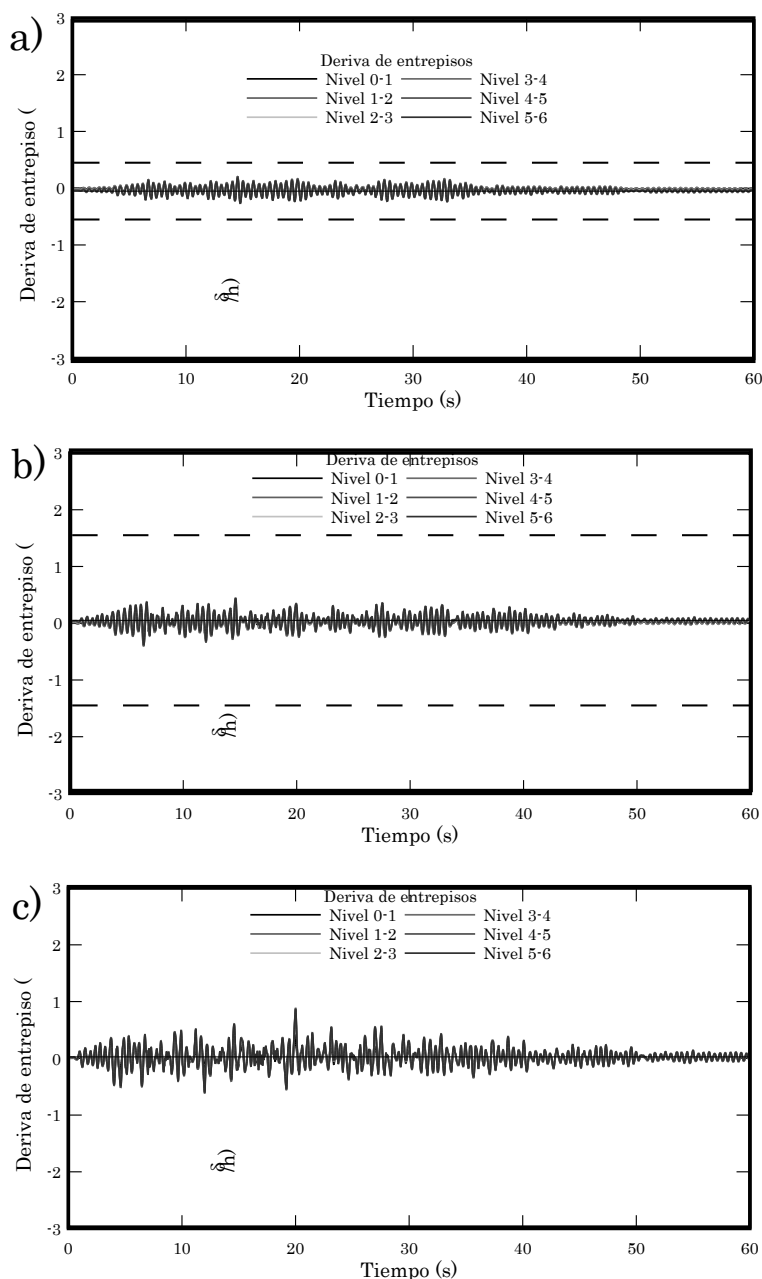


Figura 10. Derivas de entrepisos del pórtico arriostrado del edificio de 6 niveles, sometido al a) acelerograma R_1_1, b) acelerograma R_1_2 y c) acelerograma R_1_3

Otra característica interesante de la respuesta es que el pórtico interior alcanza valores

de deriva global que son mayores que los correspondientes al pórtico exterior, por poseer menor rigidez y tener cargas de gravedad mayores que se traducen en mayores masas. Sin embargo, queda claro que en ninguno de los casos se sobrepasa el valor límite de la deriva global (2,5%) lo que demuestra que ninguno de los pórticos alcanza el colapso. Este buen comportamiento lo alcanzan los pórticos exteriores e interiores del resto de los edificios estudiados.

Puede notarse que las derivas globales de ambos pórticos resultan satisfactorias para los límites preestablecidos de 2,5%, propios de los edificios porticados de mediana altura. El comportamiento de los pórticos de los otros edificios muestra un comportamiento similar, satisfaciendo los límites de la deriva global requeridos para garantizar que no se alcanza el estado de colapso inminente. Este es el primer paso en la verificación de la seguridad sísmica de los edificios, el siguiente es más exigente y se realiza mediante la verificación de las derivas de entrepiso.

En la Figura 10 se muestran las derivas de entrepiso del pórtico exterior del edificio de 6 niveles. Puede notarse que se han graficado los límites asociados con la intensidad de los terremotos considerados en el estudio. Queda claro que ninguno de los estados límite son superados y que los valores de las derivas del pórtico exterior distan bastante de los umbrales, lo que muestra la seguridad de estos frente a cargas dinámicas. Similar comportamiento es obtenido al aplicar los otros dos terremotos con sus tres intensidades; de igual forma, todos los pórticos exteriores de los otros edificios tienen un comportamiento satisfactorio.

En la Figura 11 se muestran los resultados de los análisis dinámicos aplicados al pórtico interno (no arriostrado) del edificio de seis niveles. Puede notarse en la Figura 11a que los valores límite son sobrepasados, sin embargo en las Figuras 11b y 11c se nota que los valores de las derivas de entrepiso no sobrepasan los umbrales. Esto se puede interpretar de la siguiente manera: para un terremoto con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años (terremoto frecuente) existe una alta probabilidad de que los componentes secundarios relacionados con los pórticos internos, sufran daños leves. Estos daños sin embargo, no implican grandes inversiones en tiempo y dinero para reparar los elementos secundarios. Si se comparan los resultados obtenidos en los pórticos arriostrados con los no arriostrados, se verifica que estos últimos tienen una respuesta más adecuada ya que ninguno de los pórticos arriostrados sobrepasó el umbral que marca el estado límite específico y sus valores se mantuvieron bastante alejados de dichos umbrales, mientras que los pórticos no arriostrados presentan derivas cuyos valores son más elevados, aunque solo se sobrepasó el estado límite de servicio, demostrando que los pórticos no arriostrados mantienen un nivel de seguridad satisfactorio frente a acciones sísmicas más severas.

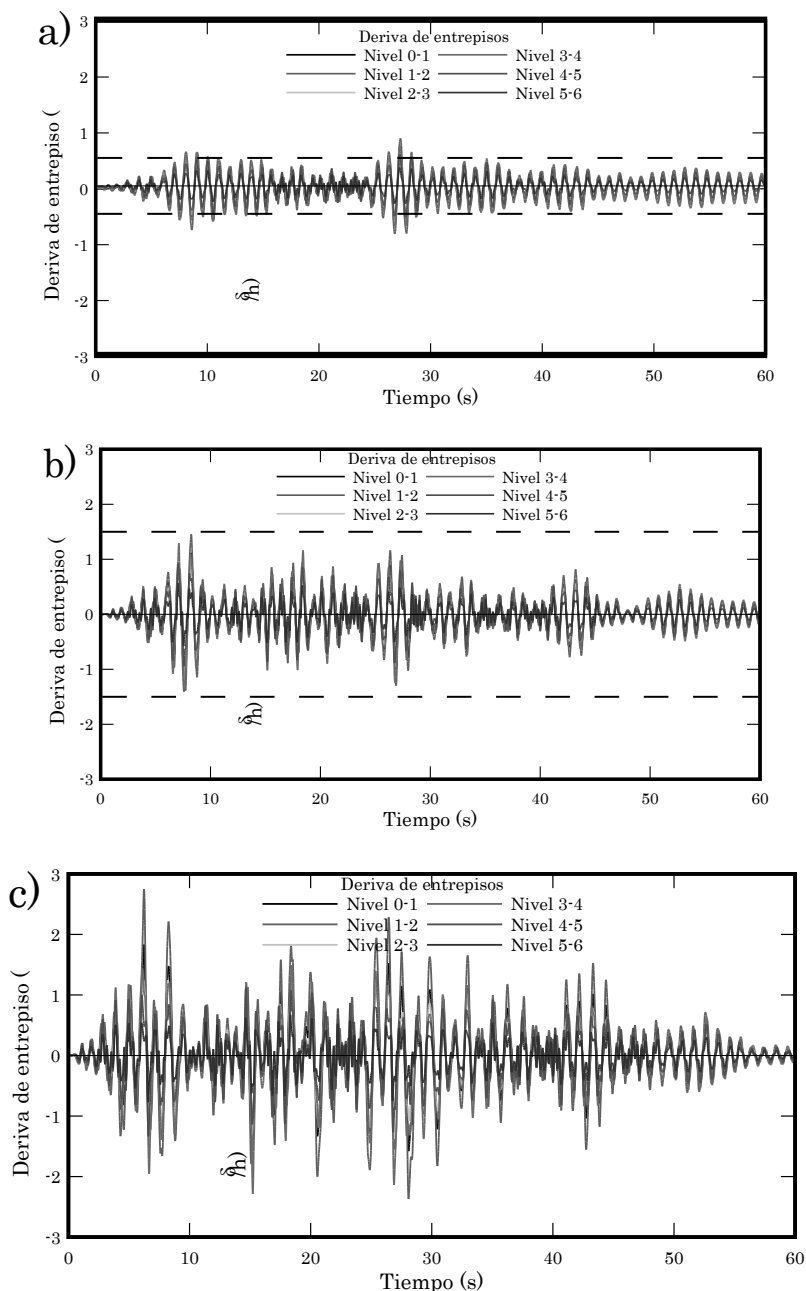


Figura 11. Derivas de entrepiso del pórtico no arriostrado del edificio de 6 niveles, sometido al a) acelerograma R_1_1, b) acelerograma R_1_2 y c) acelerograma R_1_3

Otro de los aspectos de la seguridad sísmica abordados en este trabajo es el relacionado con la posibilidad de realizar una evaluación rápida de la respuesta no lineal de los pórticos. Esta evaluación se logra mediante la aplicación de un índice de daño formulado por [34]. El índice de daño se calcula a partir de la expresión siguiente:

$$ID = \frac{(1 - K_p/K_0)\mu}{(\mu - 1)} \quad (3)$$

donde K_p es la rigidez en un punto cualquiera de la respuesta no lineal con empuje incremental, K_0 es la rigidez inicial y μ es la ductilidad en el punto de desplazamiento último.

De la Figura 12 se desprende un resultado interesante: los pórticos arriostrados muestran un comportamiento dúctil, que viene dado por la forma de la curva, que muestra una pendiente suave a medida que se aproxima al colapso ($ID=1$) mientras que el pórtico no arriostrado tiene una pendiente más pronunciada, lo que anticipa un colapso más brusco, se trata por tanto de un colapso menos dúctil. Otro aspecto resaltante es el relacionado con los valores del índice de daño que se alcanza para unas derivas globales relacionadas con los estados Límite aplicados en esta investigación: estos valores son muy diferentes para los pórticos arriostrados y no arriostrados; la diferencia se debe al comportamiento más dúctil de los pórticos arriostrados, que permite alcanzar índices de daño más altos para los terremotos más severos, sin llegar a alcanzar el colapso, mientras que los pórticos no arriostrados tienen índices más bajos dada su condición de menor ductilidad frente al colapso. Sin embargo, se aprecia en ambos casos que el comportamiento global es satisfactorio.

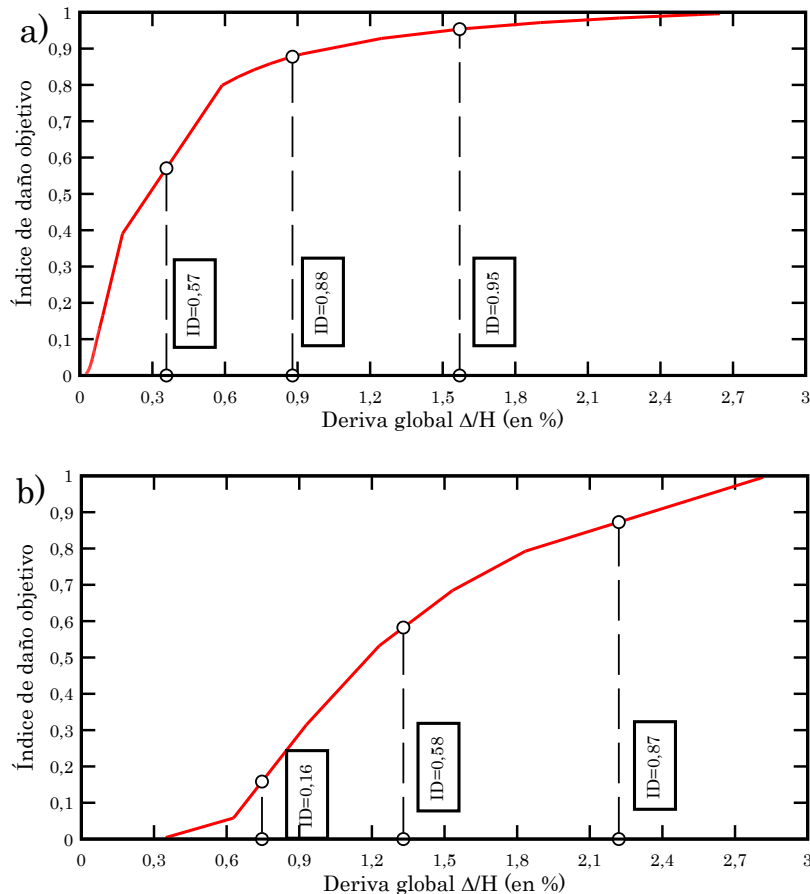


Figura 12. Evolución respecto de la deriva global del índice de daño objetivo calculado para a) pórtico externo y b) pórtico interno del edificio de 6 niveles

5 CONCLUSIONES

El diseño sismorresistente de edificios porticados con diagonales concéntricas tipo V invertida se encuentra prescrito dentro de las normas venezolanas, sin embargo no es posible encontrar en estas un conjunto de guías claras que permitan controlar de forma adecuada el diseño, dimensionado y detallado de este tipo de estructuras.

Todos los componentes de los edificios se diseñan para un comportamiento global representado por un valor único de factor de reducción de respuesta, sin embargo los resultados muestran que la respuesta de los componentes es muy diversa.

Los resultados del análisis no lineal con empuje incremental de los edificios estudiados, proporciona valores de ductilidad global y reserva de resistencia que varían dependiendo de la presencia de los arriostramientos laterales en los pórticos. En todos los casos estudiados los valores de ductilidad y reserva de resistencia satisfacen los requerimientos de diseño sismorresistente esperados para este tipo de estructuras.

Se ha estudiado la respuesta dinámica de los edificios aplicando un procedimiento con base en la definición de tres Estados Límite definidos mediante las derivas de entrepiso, con acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño elástico de la norma venezolana. Los resultados muestran un mejor comportamiento de los pórticos con arriostramientos laterales en comparación con los pórticos sin arriostramientos, sin embargo se demuestra la capacidad que tienen los edificios de disipar energía de forma estable, sin llegar a rebasar los umbrales de los Estados Límite más severos.

De los resultados se puede concluir que los edificios porticados con arriostramientos laterales tipo V invertida, proyectados conforme a las normas venezolanas, tienen una respuesta sismorresistente satisfactoria, siempre y cuando se complementen las prescripciones normativas con procedimientos complementarios que permitan asegurar aquellos aspectos no contemplados en las normas, tales como el diseño de las conexiones y la verificación de derivas aplicando factores de amplificación de desplazamientos más realistas.

El cálculo del índice de daño a partir de los resultados del análisis no lineal, evidencia que los pórticos arriostrados mantienen un comportamiento más dúctil que los no arriostrados. Esta característica debería ser tomada en consideración a la hora de aplicar el dimensionado y detallado de secciones y juntas respectivamente.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

REFERENCIAS

- [1] Barbat A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.

- [2] Barbat A.H., Mena U. y Yépez F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 14(2), 247-268.
- [3] Barbat A.H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). Vulnerability assessment of dwelling buildings, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [4] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda, M.C. (2011). Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.
- [5] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [6] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [7] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [8] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [9] COVENIN 2002–88 (1988) *Norma de criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas.
- [10] COVENIN 1618–1998 (1998) *Norma de estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites*. 1era revisión. Caracas.
- [11] COVENIN 1756–2001 (2001) *Norma de edificaciones sismorresistentes. Parte I: Articulado*. Caracas, 2001.
- [12] AISC (2005) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago.
- [13] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2011a). *Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal*. 4to Congreso español de ingeniería sísmica. Granada, España.
- [14] Vielma J.C., Barbat, A.H. y Oller S. (2011b). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [15] Fardis N.M. (2009) *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer. Heilderberg.
- [16] Vielma J.C. y Mendoza E. (2011). *Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas*. Revista Ingeniería UC. Vol. 18, N° 1. 88-98. Valencia, Venezuela.
- [17] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011c). *Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes*. Journal of Civil Engineering and Architecture. In press. David Publishing Company. Chicago, United States of America.

- [18] Zeus-NL (2011) *Users Manual*. Mid America Earthquake Center. Illinois.
- [19] Faleiro J., Oller S. y Barbat, A.H. (2008). Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames, *Computers and Structures*, 86(7-8), 581-597.
- [20] Faleiro J., Oller S. y Barbat, A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [21] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032.
- [22] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [23] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013) *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. Chapter 12 of Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [24] Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A.H. y Pujades L. (2013). *Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes*. WIT Transactions on the Built Environment, 132, 85-96.
- [25] Egozcue J.J., Barbat A.H., Canas J.A., Miquel J. y Banda E. (1991). A method to estimate occurrence probabilities in low seismic activity regions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20(1), 43-60.
- [26] PACED (2009) *Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño*. UCLA. Barquisimeto.
- [27] Elnashai A. y Di Sarno L. (2008) *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons. Chichester, 2008.
- [28] Kappos A. y Stefanidou S. (2010) *A deformation-based design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis*. Bulletin of Earthquake Engineering. Vol 8(4), 875-895.
- [29] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009a) *Seismic performance of waffled-slab floor buildings*, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182.
- [30] Vielma J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2009b). *Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety*. Camilleri, M. (Ed) in Structural Analysis, Nova Science Publishers. New York. The United States of America.
- [31] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes*. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering. Springer. Heidelberg. Germany.
- [32] Ugel R., Herrera R.I., Vielma J.C., Barbat A.H. y Pujades L. (2013) *Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure*

designed according to current Venezuelan codes. WIT Transactions on the Built Environment. 132: 109-120.

- [33] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). *Seismic safety of limited ductility buildings.* Bulletin of Earthquake Engineering. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [34] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2008). *An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings.* 14 World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.

Capítulo 7

VULNERABILIDAD DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD EN PLANTA

Juan Carlos Vielma¹, Ronald Ugel¹, Reyes Herrera¹, Yolsanie Martínez² y Anny Alfaro²

¹Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jcvielma@ucla.edu.ve y jcvielma@espe.edu.ec)

²Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela

1 INTRODUCCIÓN

Venezuela ha sido afectada gravemente por terremotos destructivos durante su historia [1]. En la actualidad, aproximadamente el 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica lo que aumenta el nivel de riesgo [2]. Emplazamientos en zonas de alta amenaza, el inadecuado diseño y construcción de edificios, así como los daños ocurridos por terremotos anteriores, evidencian la vulnerabilidad física de las edificaciones existentes [3, 4, 5]. Para reducir la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de los edificios se requiere realizar continuamente avances en el campo de la ingeniería sísmica y cambios en las normas de diseño sismo-resistente. Las mejoras requieren de una evaluación del comportamiento sísmico, es decir, la predicción de los daños esperados en estructuras en el momento que ocurra un terremoto de una cierta severidad [6, 7]. A partir de dicha predicción pueden definirse soluciones para la reducción de la vulnerabilidad estructural [8].

La presencia del daño en edificaciones después de un terremoto, indica la necesidad de metodologías fiables para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones existentes, teniendo en cuenta la interacción compleja entre elementos estructurales y no estructurales para realizar un análisis más preciso de la respuesta dinámica de la construcción en su totalidad [9, 10, 11]. De acuerdo con los actuales avances técnicos y científicos, la evaluación sísmica de estructuras de concreto armado se puede realizar por dos métodos diferentes: métodos empíricos y métodos mecánicos [12].

La evaluación de los daños sísmicos en edificaciones está influenciada por

incertidumbres en cada paso del proceso de evaluación [13, 14] y las tendencias más recientes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es aplicar métodos mecánicos simplificados basados en desempeño y que involucran esencialmente espectro de capacidad [15], puesto que desarrollan análisis detallados sobre modelos refinados. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: 1) el análisis lineal (estático y dinámico) y 2) el análisis no lineal (estático y dinámico). Algunos ejemplos de amplia aceptación que involucran procedimientos de análisis estático no lineales son: el método del espectro de capacidad propuesto por Freeman *et al.* [16] incorporado en el ATC-40 [17]; el método basado en desplazamiento por Priestley *et al.* [18] y el método N2 desarrollado por Fajfar [15] usado por el Eurocódigo 8 [19]. Otros investigadores proponen caracterizar, mediante algoritmos de evaluaciones detalladas y transparentes, el comportamiento físico directo de la edificación bajo acciones sísmicas reales o sintéticas [20, 21]. La Figura 1 resume las componentes básicas que se necesitan para obtener analíticamente las curvas de vulnerabilidad o las matrices de probabilidad del daño.

El estudio de Dumova-Jovanoska [22] propone curvas de vulnerabilidad con base en la intensidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado, véase la Figura 1. El daño en las estructuras se midió con el índice de daño Park y Ang [23] y para la probabilidad de ocurrencia del daño se adoptó una distribución normal y cinco niveles de estados de daño.

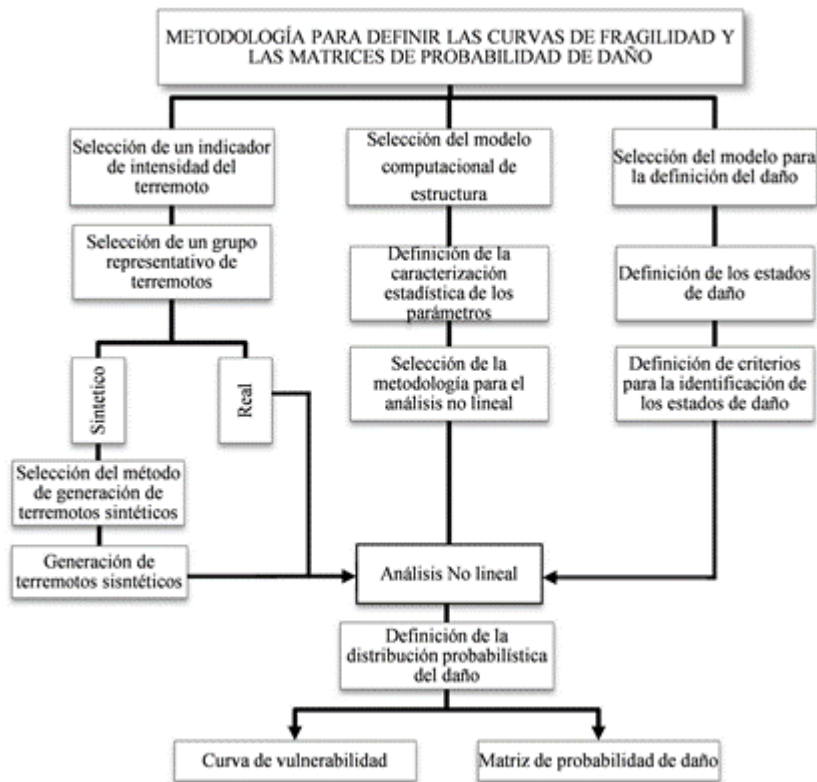


Figura 1. Componentes del cálculo de las curvas de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño con métodos analíticos. Fuente: Dumova-Jovanoska (2004)

Otro enfoque es el planteado en [24] que aplicando un empuje incremental adaptativo de edificios europeos y la metodología del espectro de capacidad obtienen el punto de desempeño. Luego consideran una escala de seis estados límites calibrada con datos

experimentales y, considerando incertidumbres en las características estructurales de los edificios, los modelizaron utilizando el método de superficie de respuesta, obteniendo curvas analíticas de vulnerabilidad basadas en desplazamientos. Olteanu *et al.* [25] evaluaron la vulnerabilidad de pórticos de concreto armado en 2D, diseñados de acuerdo a la norma rumana, de forma determinista utilizando la metodología Risk-UE y de forma probabilística considerando análisis estocásticos, calculando para los dos enfoques curvas de fragilidad basadas en desplazamiento para cinco estados límites de daño.

Vielma *et al.* [26] han, considerando el análisis no lineal determinista de estructuras de concreto armado, y han propuesto una metodología para calcular un índice de daño mediante elementos finitos, estableciendo umbrales de daño mediante el análisis de la evolución de la deriva de entrepiso. Dichos umbrales de daño consideran cinco estados límites, que se utilizan en la determinación de las curvas de fragilidad aplicando la distribución lognormal y calculando luego las matrices de probabilidad de daño.

En vista de la amplia aceptación de los enfoque analíticos, en este capítulo se presenta un procedimiento con base en un método mecánico que considera el diseño por desempeño [27], que involucra análisis deterministas y formulaciones probabilistas para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de una edificaciones de concreto armado de baja altura, con asimetría en planta, proyectada de acuerdo con la Normas Covenin [28, 29, 30] y sometida a acciones sísmicas.

2 METODOLOGÍA

Partiendo de los resultados del análisis inelástico con empuje incremental convencional se aplicaron procedimientos con enfoque determinista como el método del análisis de los cuadrantes [31], ubicando el punto de desempeño en la curva de capacidad de cada pórtico de los tres edificios evaluados. Seguidamente se construyeron las curvas de los índices de daño en función de las derivas globales, valores que representan el nivel de daño de una estructura cuando es sometida a la acción sísmica. Asimismo, se elaboraron las curvas de fragilidad basadas en PGA, aplicando un procedimiento con formulaciones probabilistas y utilizando los resultados obtenidos en el análisis dinámico inelástico (IDA) con el programa de análisis no lineal basado en elementos finitos Zeus NL [32]. Finalmente, se determinó el nivel de daño de cada estructura; cabe indicar que este procedimiento ha sido aplicado en la evaluación de la respuesta sismo-resistente de estructuras de hormigón armado [33, 34]. A continuación se exponen en las siguientes secciones los detalles de la metodología aplicada.

2.1 Caso de estudio

Se ha estudiado una edificación existente de uso residencial de dos niveles con sistema porticado de concreto armado (Figura 2), que contiene una escalera interna y un área total de 220 m². Inicialmente se desarrolló un modelo basado en ésta edificación denominado Edificio Original (EO), caracterizado por presentar asimetría en planta (Figura 3), losas nervadas armadas en una dirección con espesor de $e=25\text{cm}$, compuestas por bloques de arcilla, con tabiquería de bloques de concreto simple de espesor $e=15\text{cm}$ y proyectado con normas de diseño sísmico alto. Las características de los materiales que la conforman se presentan en Tabla 1. Las dimensiones de vigas y columnas se especifican en la Tabla 2.

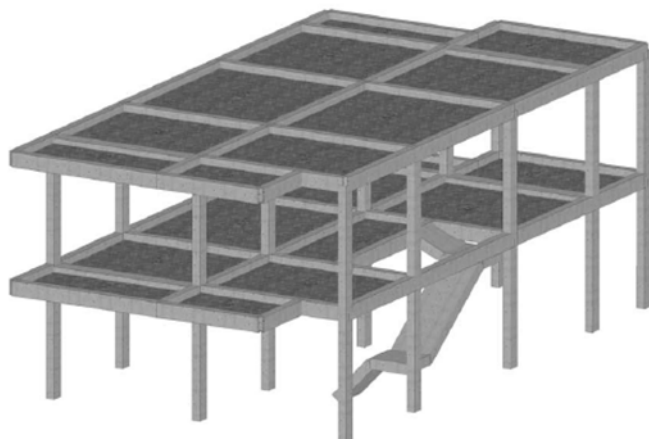


Figura 2. Representación tri-dimensional del edificio estudiado

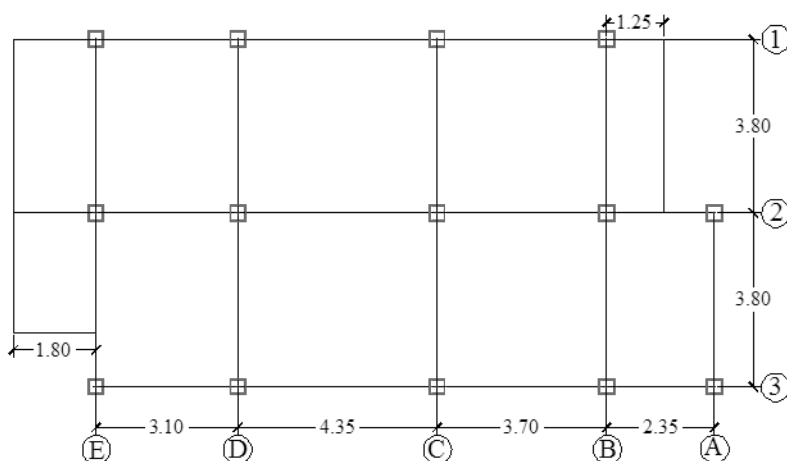


Figura 3. Vista de planta de las columnas y ejes estructurales del edificio estudiado

Se creó un segundo modelo, denominado Edificio Redimensionado (ER), el cual presenta las mismas características del modelo inicial, pero considerando el principio “columna fuerte-viga débil” (Tabla 2). El procedimiento aplicado para el dimensionado de los miembros estructurales de este nuevo edificios se obtuvo aplicando un procedimiento de control de derivas con desplazamientos obtenidos a partir de factores de amplificación de la respuesta elástica lineal deducidos de relaciones de balance de energía [31, 34]. En caso contrario, la condición viga fuerte-columna débil impone condiciones a la respuesta que pueden conducir a un comportamiento de estructura de ductilidad limitada [35, 36].

Tabla 1 Características mecánicas de los materiales del edificio

<i>Material</i>	<i>Valor</i>
Concreto	20,6 Mpa
Acero de refuerzo	412 Mpa

Seguidamente, aplicando el diseño sísmico por el método basado en desplazamiento [18] se diseñó un tercer modelo matemático denominado edificio método por desplazamiento (EMD); se trata de una estructura similar a los dos modelos anteriores pero

en la que difieren en las dimensiones de sus elementos estructurales resultantes (Tabla 2).

Tabla 2 Características geométricas de las secciones de cada edificio modelado.

<i>Edificio</i>	<i>Vigas de carga (m)</i>	<i>Vigas de amarre (m)</i>	<i>Columnas planta baja (m)</i>	<i>Columnas planta alta (m)</i>
EO	0,20 x 0,35	0,20 x 0,35	0,20 x 0,30	0,20 x 0,30
ER	0,20 x 0,45	0,20 x 0,35	0,30 x 0,30	0,30 x 0,30
EBD	0,20 x 0,40	0,20 x 0,40	0,35 x 0,35	0,30 x 0,30

2.2 Métodos de análisis de los cuadrantes

A partir del análisis estático no lineal con empuje incremental convencional, y aplicando el procedimiento N2, se determinó el punto de desempeño de cada edificio en estudio. El método consiste en graficar el punto en la curva de capacidad y establecer criterios para decidir si el diseño de las estructuras en estudio es adecuado o si las mismas disponen de capacidad suficiente [31, 37]. Para ello es necesario trazar dos ejes, uno que represente un umbral de un Estado Límite específico, por ejemplo el Estado Límite de Daños Reparables, y otro que represente el valor del cortante elástico de diseño. Estos ejes permiten definir los cuatro cuadrantes como se muestra en la Figura 4.

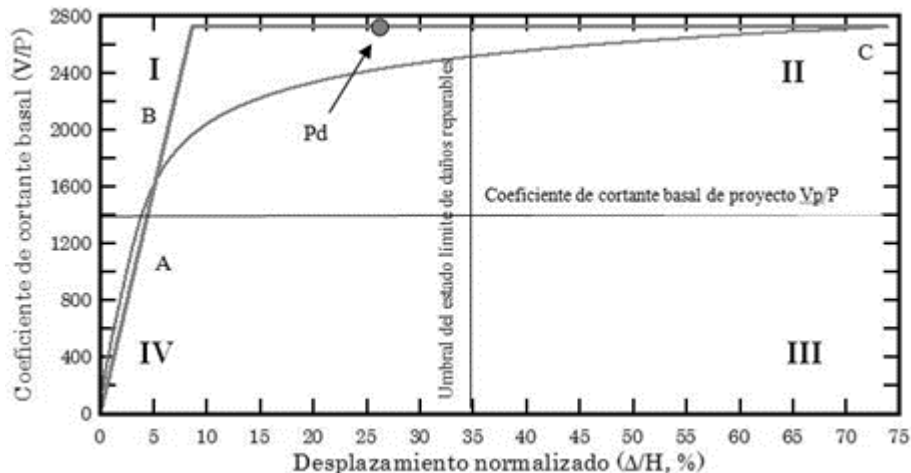


Figura 4. Evaluación de la respuesta sísmica mediante el punto de desempeño.

El eje horizontal indica si el valor del cortante en la base alcanzado por la estructura satisface o no el valor del cortante elástico con el cual esta ha sido proyectada. En el caso de que el cortante en la base de la estructura fuese menor, la estructura ha sido deficientemente diseñada desde el punto de vista de la resistencia. Conforme a esto, si el punto de desempeño se ubicase en los cuadrantes III o IV, la estructura que se proyecta deberá ser redimensionada incrementando su resistencia lateral. Si el punto de desempeño se encontrase por encima del cortante elástico de diseño, es decir, en los cuadrantes I o II, significaría que la estructura dispone de suficiente resistencia lateral

Por otro lado, el eje vertical permite conocer si el diseño sismo-resistente satisface el Estado Límite de Daños Reparables, seleccionado como el Estado Límite asociado con un evento con período de retorno de 475 años. Así: i) si el punto se encuentra a la izquierda del eje vertical, dentro de los cuadrantes I o IV la estructura satisface el Estado Límite para

el cual ha sido diseñada; ii) si recae a la derecha del eje, significa que la estructura presenta desplazamientos laterales muy grandes y, por tanto, requiere de un redimensionado, mediante el que se logre incrementar la rigidez lateral.

De este modo, tendrán comportamiento satisfactorio aquellas estructuras cuyos puntos de desempeño se ubiquen dentro de cuadrante I, ya que no requerirán ser redimensionadas. Aquellas estructuras cuyos puntos de desempeño se ubiquen en el cuadrante II presentan adecuada resistencia e insuficiente rigidez; las que se ubiquen en el cuadrante III presentan insuficiente rigidez y resistencia, y por último las estructuras cuyo punto de desempeño se encuentre en el cuadrante IV se caracterizan por tener adecuada rigidez pero insuficiente resistencia. En este sentido, para aportar rigidez a una estructura es necesario adicionar arriostramientos laterales y para aportar resistencia lateral es necesario redimensionar las secciones de las columnas o adicionar refuerzos como láminas de acero o láminas de FRP.

2.3 Índice de daño objetivo

El índice de daño objetivo es un valor entre 0 y 1 que indica el grado de daño que ha sufrido una estructura en función de la deriva global [26]; con este valor se obtuvo el estado de daño global de las estructuras partiendo de los resultados del análisis inelástico con empuje incremental convencional. A partir de la curva de capacidad normalizada, y suponiendo que la estructura adopta un comportamiento elástico, se obtiene el valor de la rigidez estructural inicial (K_0), que adopta el máximo valor de la rigidez en cada punto (K_p) que describe la curva de capacidad normalizada y que se determina con la siguiente expresión:

$$K_p = \frac{V / W}{\Delta} \quad (1)$$

Aquí, V es el cortante en la base, W el peso sísmico calculado como el 100% de las cargas permanentes y peso propio y el 25% de las cargas variables y Δ es el desplazamiento de la curva de capacidad. Para la determinación del índice de daño se requiere el valor de la ductilidad máxima de diseño cuando la estructura ya ha incursionado en el rango plástico. Justo cuando esto ocurre se registra el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura ($V_{m\acute{a}x}$), y de igual manera se registra su respectivo valor de desplazamiento último (Δ_u):

$$\mu = \frac{\Delta_u}{(V_{m\acute{a}x}/K_0)} \quad (2)$$

Se puede decir que el daño máximo que alcanza una estructura corresponde al instante en el que esta desarrolla toda su ductilidad, luego se define el índice de daño para un punto P cualquiera [38]

$$ID_P = \frac{\left(1 - \frac{K_P}{K_0}\right) \cdot \mu}{(\mu - 1)} \quad (3)$$

Considerando los valores de desplazamiento de la curva de capacidad normalizada y los valores de índice de daño calculados con (3), se elaboró la curva de índice de daño en

función de la deriva global (δ_{global} en función de ID). Finalmente, para calcular los valores correspondientes al índice de daño objetivo para cada pórtico, se determina el desplazamiento del punto de desempeño (d) compatible con la curva de capacidad normalizada mediante la expresión:

$$d = P_d \cdot FPM \quad (4)$$

siendo, P_d el desplazamiento del punto de desempeño del espectro de capacidad y FPM el factor de participación modal. La deriva que se introduce en la curva de índice de daño objetivo es el que se determina con la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{d}{H} \quad (5)$$

2.4 Curvas de fragilidad

Utilizando los resultados que proporcionó el análisis incremental dinámico (IDA) para cada pórtico de los edificios EO, ER, EBD, y el programa Zeus NL [39], se determinaron curvas de capacidad a partir del IDA. Para esto se emplearon como datos iniciales tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño elástico para un suelo rígido según la norma sismo-resistente venezolana (suelo tipo S2), de 60 s de duración cada uno. Los acelerogramas sintéticos han sido generados utilizando el programa PACED [40]. En la Figura 5 se muestra el acelerograma R1.

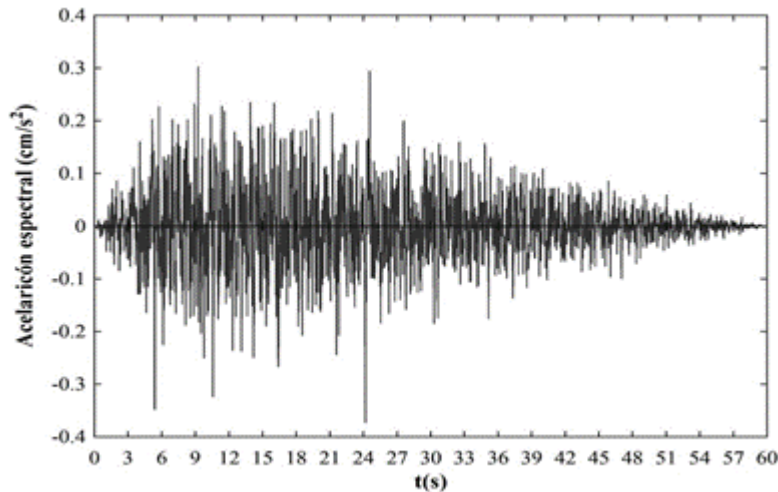


Figura 5. Acelerograma sintético R1_2 para suelo rígido.

En la Figura 6 pueden apreciarse el espectro elástico de diseño para un suelo tipo S2, conjuntamente con los espectros de respuesta originados por los tres acelerogramas sintéticos.

Asimismo se definieron dos parámetros de entrada, el máximo desplazamiento empleado en el análisis IDA y el valor de incremento de la aceleración (PGA) para el registro de cada punto, a fin poder obtener una cantidad de puntos que permitieron posteriormente la elaboración de una curva detallada de evolución de derivas con respecto a la PGA en la que aparezcan representados los estados límite de daños avanzados.

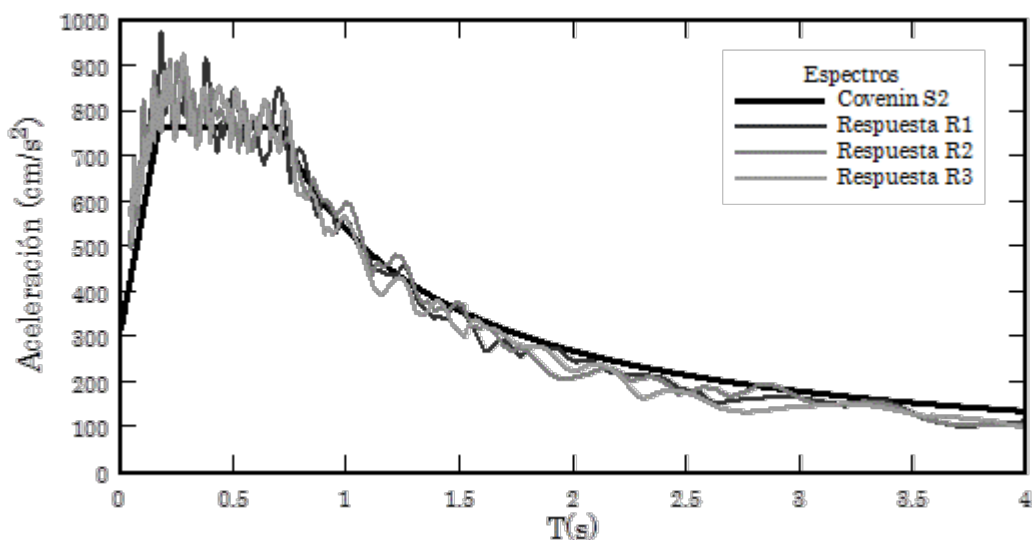


Figura 6. Espectro elástico de diseño y espectros de respuesta originados por los acelerogramas sintéticos utilizados en esta investigación

Cada modelo de pórtico analizado, proporciona una gráfica con puntos referidos a derivas en función de la fuerza cortante en la base (kN), que luego se transforman a unidades de aceleración multiplicándolos por un coeficiente de amplificación y los valores pertenecientes a los máximas derivas, para representarlos en una segunda gráfica de aceleración en función de las derivas que permite conocer la evolución de las derivas de la estructura con respecto a la aceleración para los umbrales de daño. Partiendo de esas gráficas, se construyeron las curvas de fragilidad para cada edificio en las que se han considerado 6 estados límite de daño [41] escalados para el parámetro de la respuesta de máxima de deriva de entrepiso como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3 Estados de daño definidos para los Edificios de concreto armado.

<i>Estado Límite de daño</i>	<i>Intervalo de variación (%)</i>
Sin daños	< 0,5
Daños Ligeros	0,5 - 1,0
Daños Reparables	1,0 - 1,5
Daños Extensivo	1,5 - 2,25
Daños Estabilidad	2,25 - 3,0
Colapso	> 3,0

Para determinar las curvas de fragilidad mediante formulaciones probabilista, se aplican los valores medios y los coeficientes de variación obtenidos de la evolución de las PGAs en función de la deriva global, expuesta anteriormente, y se utiliza una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal

$$F(S_a) = \frac{1}{\beta_{ds} S_a \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_a}{\bar{S}_{a,ds}} \right)^2 \right] \quad (6)$$

donde $\bar{S}_{a,ds}$ es el valor medio de la aceleración espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño ds, β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración espectral para el estado de daño ds. La probabilidad condicional $P(S_a)$ de alcanzar o exceder un estado de daño en particular, ds, dada la aceleración espectral S_a se define como la integral entre 0 y S_a de su función de densidad $F(S_a)$

$$P(S_a) = \int_0^{S_a} F(S_a) d(S_a) \quad (7)$$

3 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL

3.1 Análisis de los cuadrantes

A partir de las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal, se determinó el punto por prestaciones de los pórticos correspondientes de cada edificio evaluado aplicando el método N2, obteniéndose el espectro de capacidad, el espectro elástico e inelástico en formato de Sd en función de Sa, Para obtener mayores detalles sobre la obtención del punto por prestaciones se refiere al lector al trabajo de Vielma *et al.* [42]. En la Tabla 4 se presentan los valores del (Pd) para los pórticos de los edificios evaluados.

Tabla 4 Punto de desempeño (Pd) de pórticos de edificios evaluados

<i>Pórtico</i>	<i>Pd (cm)</i>		
	EO	ER	EBD
A	5,94	2,42	2,52
B	13,89	9,47	7,43
C	15,22	9,5	9,38
D	14,01	9,5	7,57
E	13,45	9,55	6,6
1	12,62	9,35	6,07
2	15,74	11,48	9,29
3	10,92	7,57	4,23

En la Figura 7 se muestra la representación gráfica correspondiente al punto de desempeño del pórtico C del edificio EO, determinado por el punto de intersección entre la curva idealizada y el espectro inelástico.

De forma resumida, la Tabla 5 muestra la ubicación del punto de desempeño en los cuadrantes para cada pórtico de los tres edificios evaluados, observando de forma general un comportamiento insuficiente en rigidez para el edificio EO, un comportamiento satisfactorio para el edificio ER y suficiente para el EBD.

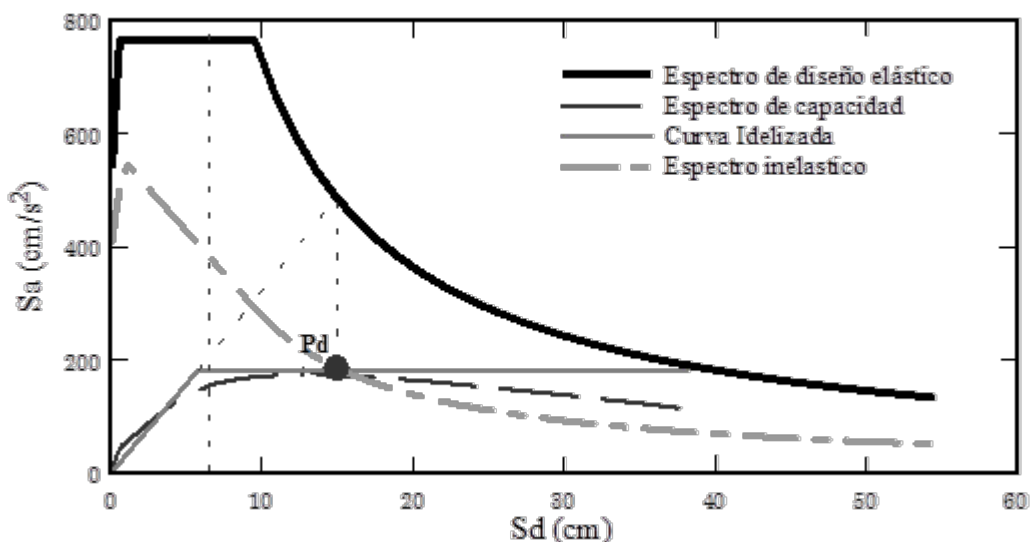


Figura 7. Punto de desempeño (Pd) para el pódico C del edificio EO

Tabla 5 Ubicación del Pd por cuadrante para los pódicos de los edificios

Pódico	EO			ER			EBD	
	UC	RST	RG	UC	RST	RG	UC	RST
A	I	✓	✓	I	✓	✓	IV	✗
B	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
C	II	✓	✗	I	✓	✓	II	✓
D	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
E	I	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
1	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
2	II	✓	✗	II	✓	✗	II	✓
3	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓

3.2 Índice de daño objetivo

A partir de la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal y considerando los parámetros mecánicos y las ecuaciones del apartado 2.3, se obtuvieron las curvas del índice de daño para todos los pódicos de cada edificio evaluado. Las curvas están definidas en función de la deriva global, y representan el nivel de daño que alcanza el pódico para el desplazamiento a nivel de cubierta.

La Figura 8 muestra la curva del índice de daño objetivo del pódico C del edificio ER. En la Tabla 6 se muestran los valores del índice de daño objetivo para los pódicos de los edificios EO, ER y EBD, alcanzados para el punto de desempeño. En la Figura 8 se han graficado los valores ID, observando que los valores de índices de daño iguales a la unidad son alcanzados para los pódicos de las vigas de carga del EO, mientras que para el ER y el EBD disminuye progresivamente; similar es el comportamiento de los pódicos de las vigas de amarre.

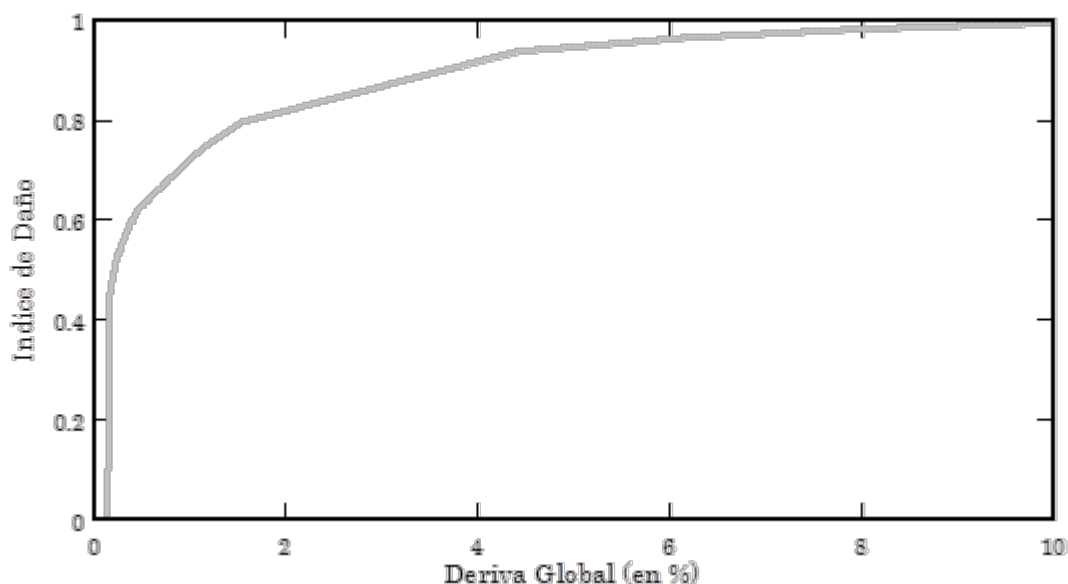


Figura 8. Curva de índice de daño objetivo del pórtico C del caso ER.

Tabla 6 Índice de daño objetivo para los pórticos de cada edificio evaluado

<i>Pórtico</i>	<i>EO</i>			<i>ER</i>			<i>EBD</i>		
	<i>d (cm)</i>	δ	ID	<i>d (cm)</i>	δ	ID	<i>d (cm)</i>	δ	ID
A	7,16	1,19	0,80	3,20	0,53	0,66	3,31	0,55	0,72
B	16,67	2,78	1,00	12,49	2,08	0,82	9,69	1,61	0,81
C	18,35	3,06	1,00	12,18	2,03	0,84	11,96	1,99	0,82
D	16,84	2,81	1,00	12,23	2,04	0,82	9,69	1,60	0,81
E	16,16	2,69	0,99	12,33	2,06	0,83	8,48	1,41	0,80
1	15,20	2,53	0,95	12,31	2,05	0,84	7,92	1,32	0,82
2	18,93	3,15	1,00	14,73	2,46	0,94	11,80	1,97	0,93
3	13,12	2,19	0,95	9,84	1,64	0,87	5,45	0,91	0,88

En la Figura 8 puede notarse que, para el pórtico C del ER, para una deriva global de 2,03% se alcanza un índice de daño igual a 0,84. Este es un umbral aceptable, para el cual la estructura está lejos de colapsar. En los casos estudiados, el colapso se alcanza para derivas globales dentro de un rango entre 3% al 6%. Esto último explica las razones por las que para un índice de daño alrededor de 0,8-0,85 el comportamiento sea satisfactorio, dada la naturaleza no lineal de este índice, para el cual valores superiores a 0,97 señalan proximidad al colapso. Conforme a esto último, todos los pórticos del EO alcanzarían o estarían muy próximos al colapso, mientras que en los casos ER y EBD, sólo el pórtico 2 se aproximaría a un estado de daños avanzado. Sin embargo, el índice de daño representa un procedimiento rápido de evaluación de estados de daño, que debe complementarse con un procedimiento más preciso, por ejemplo, el método de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño que se presentan en la sub-sección siguiente.

El efecto de la irregularidad en planta sobre la respuesta torsional es un aspecto

importante dentro del diseño sismorresistente de este tipo de estructuras, sin embargo se encuentra fuera del alcance de este capítulo. El lector interesado en conocer sobre la modificación del comportamiento torsional es referido al trabajo [43].

3.3 Curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño (MPD)

En la generación de las curvas de fragilidad y determinación de los umbrales de daño se usó la metodología sugerida en [38, 41]. Las curvas fueron generadas en el programa Zeus a partir del análisis no lineal dinámico en 2D. Estas curvas representan la evolución de las derivas con respecto a la aceleración (Figura 9).

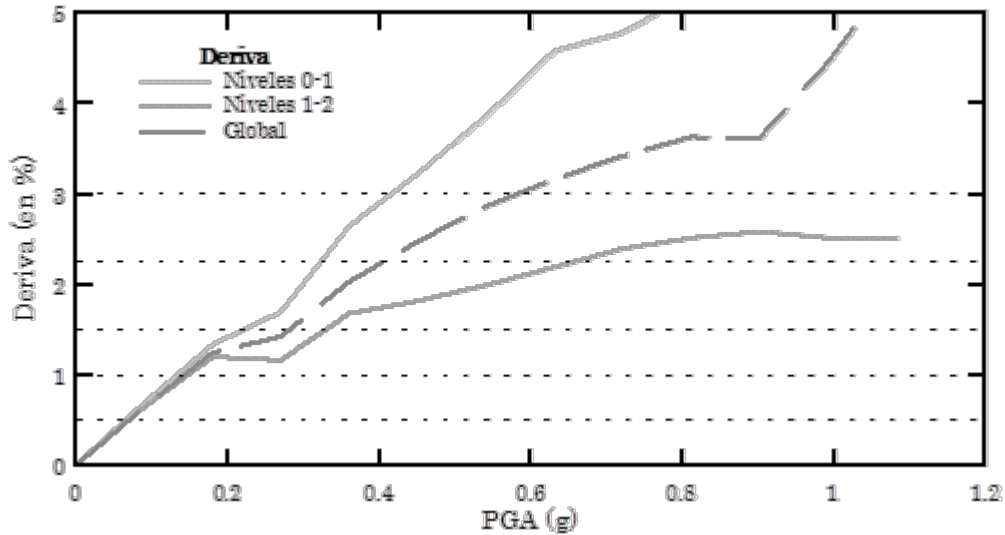


Figura 9. Evolución de la deriva con respecto a la aceleración del pórtico C del EO

En las Figura 10, Figura 11 y Figura 12 se presentan las curvas de fragilidad correspondiente a la probabilidad de excedencia y a la pseudo-aceleración (PGA) para los edificios objeto de estudio.

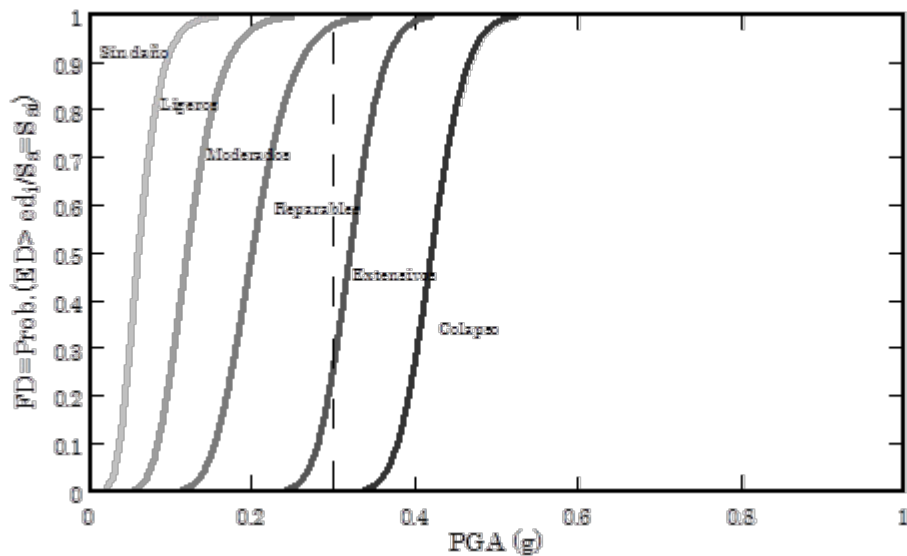


Figura 10. Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio EO

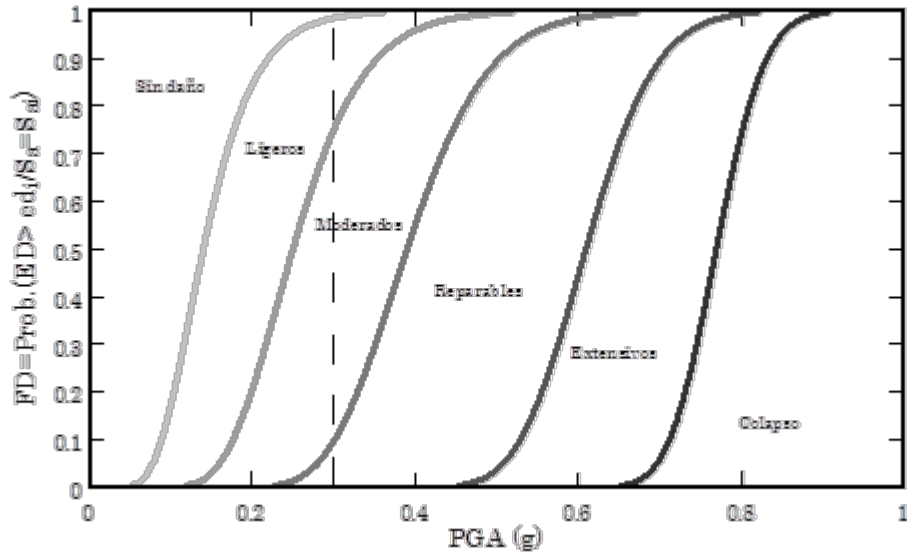


Figura 11. Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio ER

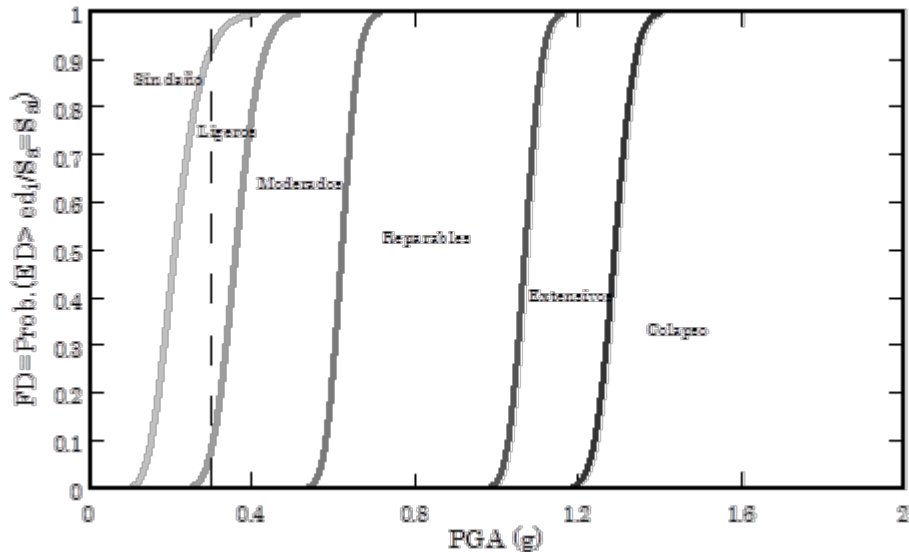


Figura 12. Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio EBD

Las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de la intersección de la amenaza sísmica de 0.3g en las curvas de fragilidad anteriormente señaladas, para representar la probabilidad de excedencia de los estados de daños alcanzados. En la Tabla 7 se muestra la matriz de probabilidad de daños calculada para la respuesta de los tres edificios evaluados.

En la Figura 13 se muestra gráficamente la matriz de probabilidad de daño obtenidas a partir de las curvas de fragilidad, indicando los estados límites en los que incursionan los pórticos de vigas de carga de cada edificio analizado. Es notable para la demanda impuesta a los edificios, que el edificio EO alcanza altas probabilidades de excedencia en los estados

de daño Extensivo y Estabilidad (0,72 y 0,26), mientras que los edificios ER y EBD las probabilidades de excedencia para estos mismos estados de daños son muy bajas; de forma similar es el comportamiento para los pórticos de amarre. Es de hacer notar que los resultados mostrados son consecuentes con los obtenidos en estudios en los que se ha aplicado la misma metodología [44, 45].

Tabla 7 Matriz de probabilidad de daño de los edificios para los pórticos con vigas de carga.

<i>Estado Límite de daño</i>	<i>Probabilidad acumulada</i>		
	EO	ER	EBD
Sin daños	0,00	0,00	0,08
Ligeros	0,00	0,24	0,84
Reparables	0,02	0,65	0,08
Extensivo	0,72	0,10	0,00
Estabilidad	0,26	0,00	0,00
Colapso	0,00	0,00	0,00

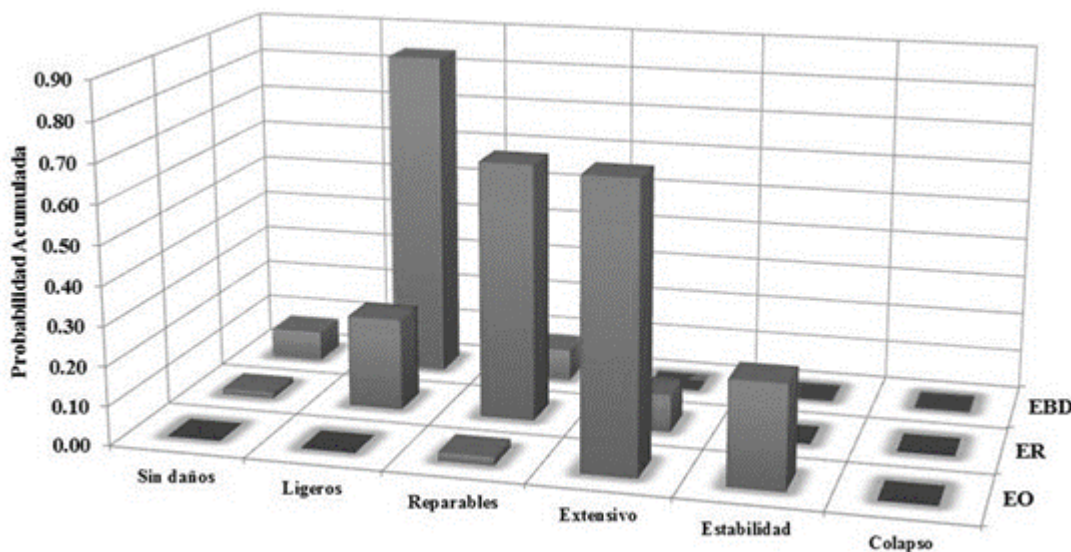


Figura 13. Matriz de probabilidad de daño para los edificios de concreto armado evaluados

4 CONCLUSIONES

Los métodos analíticos expuestos en este capítulo han sido aplicados a edificios de concreto armado de baja altura y configuración asimétrica en planta, sin descartar su aplicación a edificaciones con diferentes configuraciones estructurales. En otro contexto, la confluencia de distintas metodologías aplicadas en este estudio, incrementan la fiabilidad de los resultados obtenidos.

El método de análisis de los cuadrantes ubicó el punto de desempeño de cada pórtico de los tres edificios, permitiendo evaluar el comportamiento sísmico de la estructura

combinando su capacidad y demanda. Para el edificio EO, el punto estuvo ubicado generalmente en el segundo cuadrante, el cual define un comportamiento con adecuada resistencia pero insuficiente rigidez. Por tanto, es necesaria la aplicación de una técnica de refuerzo que contemple el encamisado con el fin de incrementar las secciones e inercias de los elementos estructurales o también adicionar elementos para el arriostramiento lateral. Mientras que para los edificios ER y EBD el punto de desempeño está ubicado en el primer cuadrante, generándose un comportamiento sísmico satisfactorio.

El índice de daño objetivo permite conocer la distribución del daño en los elementos, además de definir aquellas zonas en las que se ha concentrado mayores daños. Estos daños pueden ser generados por defectos en el diseño conceptual o por fallas en el detallado del armado. Los valores de estos índices se encuentran entre 0 y 1 y por medio de estos se puede determinar de forma sencilla el nivel de daño que alcanzaría una estructura ante una amenaza específica. Entre los resultados de los tres edificios existe cierta variabilidad, donde los índices de daño del edificio EO están muy cercanos a la unidad. Dada la naturaleza no lineal de esta índice, valores inferiores a 0,97 señalan la cercanía al colapso. Para los otros dos edificios estos valores son inferiores a 0,97 y sólo el pórtico 2 pudiese alcanzar un estado de daños avanzado, sin llegar a colapsar.

Otro método aplicado para evaluar la vulnerabilidad sísmica fue las curvas de fragilidad, que describe la probabilidad de excedencia del estado límite con respecto a la pseudo aceleración. Estas curvas fueron obtenidas tanto para los pórticos de carga como los de amarre de cada edificio, aplicando un procedimiento de análisis incremental dinámico (IDA). En función de esas curvas se determinaron las matrices de probabilidad de daño, donde los pórticos de carga y de amarre del EO alcanzaron el estado límite entre Extensivo y Estabilidad, para el edificio ER alcanzó el estado límite entre Ligero y Reparable y por último para el edificio EBD el Estado Límite se encontró entre Sin daño y Ligero.

Los resultados permiten concluir que el comportamiento sísmico del edificio original no es adecuado y posee una alta probabilidad a sufrir daños Extensos para una zona de alta amenaza sísmica, ya que el mismo no satisface los requerimientos propios del análisis inelástico a los cuales fue sometido. Por otra parte, los edificios ER y EBD en líneas generales muestran un comportamiento sísmico satisfactorio a la vez que la probabilidad de sufrir daños es ligera, lo que permite interpretar que la capacidad de ambas estructuras es superior a la del edificio original y que, al ser evaluados con los procedimientos establecidos en este trabajo, ambos edificios muestran un diseño sismo-resistente adecuado.

En general, la metodología permite una evaluación rápida de los edificios con base al análisis pseudo-estático no lineal. Para estructuras cuya complejidad implique irregularidad mucho más marcada, se sugiere aplicar métodos de evaluación mediante modelos tri-dimensionales, sometidos a acciones de historia tiempo con componentes en las dos direcciones de los pórticos. Los resultados muestran que las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño permiten estimar de una manera más confiable y precisa el estado de daño que puede alcanzar una estructura, mientras que el índice de daño permite una evaluación rápida sobre la base de los resultados del análisis no lineal con empuje incremental.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

REFERENCIAS

- [1] Grases J., Altez R. y Lugo M., (1999). *Catálogo de Sismos Sentidos o Destrucciones Venezuela 1530/1998*. Universidad Central de Venezuela/Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales. Facultad de Ingeniería, Caracas, Venezuela.
- [2] Márquez W. y San M. (2010). *Disaster Mitigation Plan in the Coastal Area of Venezuela Based on the Tsunami Simulation Program of the Magnitude 8.0 Earthquake, State Anzoategui*. Country, Venezuela, JICA Training course 2009-2010, Nagoya University, Japan.
- [3] Barbat A.H. (1998). El riesgo sísmico en el diseño de edificios, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [4] Barbat A. H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). Vulnerability assessment of dwelling buildings, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [5] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda, M.C. (2011). Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.
- [6] Oller S., Luccioni B. y Barbat A.H. (1996). Un método de evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 12(2), 215-238.
- [7] Faleiro J., Oller S. and Barbat A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [8] Barbat A.H., Mena U y Yépez F. (1998). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas*, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 14(2), 247-268.
- [9] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [10] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [11] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [12] Calvi G., Pinho R., Magenes G., Bommer J., Restrepo L. y Crowley H. (2006).

- Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, 43(3), 75-104.
- [13] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013a). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [14] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013b). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032.
- [15] Fajfar P. (2000). *Nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra, EERI, United States of America, 16(3), 573-591.
- [16] Freeman S., Nicoletti J. y Tyrell J. (1975). *Evaluations of existing buildings for seismic risk—A case study of Puget Sound Naval Shipyard*, Bremerton, Washington. Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, U.S.A, 113-122.
- [17] Applied Technology Council (ATC). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, ATC-40, Seismic Safety Commission, SSC Rep. 96-01, 1-2, California, U.S.A.
- [18] Priestley M., Calvi G. y Kowalski M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press. Pavia. Italia.
- [19] European Standard Code (ESN). (1998). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance*. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels. European Committee for standardization.
- [20] Barbat A.H. y Bozzo L.M. (1997). Seismic analysis of base isolated buildings, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 4(2), 153-192.
- [21] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [22] Dumova-Jovanoska E. (2004). *Fragility Curves for RC Structures in Skopje Region*, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake, Vancouver, Canada, Paper 3.
- [23] Park Y. y Ang A. (1985). *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Division, ASCE, 111(4), 722-739.
- [24] Rossetto T. y Elnashai A. (2005). *A New Analytical Procedure for the Derivation of Displacement-Based Vulnerability Curves for Populations of RC Structures*, Engineering Structures, 7(3), 397-409.
- [25] Olteanu I., Vargas Y., Barbat A. H., Budescu M. y Pujades L. (2011). *Vulnerability and risk evaluation for a reinforced concrete frame*, Buletinul Institutului Politehnic din Iași, LIV (LVIII), Fasc. 3.
- [26] Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller, S. (2007b). *Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada*, Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil, 7(2),

- 273-286.
- [27] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2011a). *Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal*. 4to Congreso español de ingeniería sísmica. Granada, España.
- [28] Covenin (1989). Norma Venezolana COVENIN 2002:1988, *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*, FONDONORMA, Caracas.
- [29] Covenin. (2001). Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, *Edificaciones Sismorresistentes*, Requisitos y Comentarios, FONDONORMA, Caracas.
- [30] Covenin. (2006). Norma Venezolana COVENIN 1753:2006, *Proyecto, Construcción de Obras en Concreto Estructural*, FONDONORMA, Caracas.
- [31] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011b). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografías CIMNE de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [32] Elnashai A., Papanikolaou V. y Lee D. (2011). *Zeus-NL, A system for Inelastic Analysis of Structures*. User Manual. Mid-America Earthquake Center report no. MAE, Illinois University. Urban, Champagne, Illinois.
- [33] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes*. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering. Springer. Heidelberg. Germany.
- [34] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011c). *Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes*. Journal of Civil Engineering and Architecture. In press. David Publishing Company. Chicago, United States of America.
- [35] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009b) *Seismic performance of waffled-slab floor buildings*, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182.
- [36] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). *Seismic safety of limited ductility buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [37] Vielma J.C., Barbat A.H. y Martínez, Y. (2012a). *The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings*. 15 World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.
- [38] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2008). *An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings*. 14 World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- [39] Zeus-NL (2011) *Users Manual*. Mid America Earthquake Center. Illinois.
- [40] PACED (2009) *Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño*. UCLA. Barquisimeto.
- [41] Papadrakakis M., Fragiadakis M. y Lagaros N. (2010). *Computational Methods in Earthquake Engineering*. Computational Methods in Applied Sciences, (Volumen 21), Centro internacional para métodos numéricos en Ingeniería. (CIMNE).

Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

- [42] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2009c). *Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety*. Camilleri, M. (Ed) in Structural Analysis, Nova Science Publishers. New York. The United States of America.
- [43] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013) *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. Chapter 12 of Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [44] Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A. y Pujades L. (2013). *Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes*. Brebbia, C.A. y Hernandez S. (Eds.) in Earthquake resistant Engineering Structures. WIT Press. Southampton, United Kingdom. ISBN: 978-1-84564-736-0.
- [45] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera, R. (2012b). *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. D'Amico S. (Ed) in, In Tech Publishers. Rijeka, Croatia. ISBN: 980-953-307-518-6.

Capítulo 8

EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA DE UN EDIFICIO DAÑADO POR EL TERREMOTO DE TUCACAS

Juan Carlos Vielma¹ Angely Barrios² y Anny Alfaro²

¹ Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jvielma@ucla.edu.ve y jvielma@espe.edu.ec)

² Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela

1 INTRODUCCIÓN

Ante la constante amenaza sísmica a la que se encuentran expuestas las edificaciones, en Venezuela, se hace necesario diseñar edificios cuyo comportamiento sea adecuado bajo la acción sísmica, es decir, que sean capaces de disipar la energía, tengan resistencia y capacidad de deformación adecuada, sin llegar al colapso. A pesar de que la normativa sismo-resistente actual establece requisitos mínimos para poder disminuir el riesgo al colapso de la edificación, dichos requerimientos resultan insuficientes al evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras y de cada uno de los miembros que la integran [1]. Por este motivo se propone evaluar el comportamiento de un edificio de reciente construcción, proyectado conforme a las normas vigentes en Venezuela, en base a métodos de análisis no lineal avanzado, considerando para ello modelos que permiten calcular y evaluar los desplazamientos que las mismas puedan alcanzar al ser sometidas a fuerzas sísmicas, de manera tal de obtener estructuras más eficientes y que sufran daños menores.

Es importante destacar que la edificación objeto de este estudio, ha sido sometida a un evento sísmico, en el año 2009 (ver Figura 1), ocurrido en las costas venezolanas con una magnitud 6,4 en la escala de Richter generando daños significativos en elementos no estructurales (frisos y mampostería). Seguidamente se pretende evaluar la respuesta sísmica y en consecuencia la vulnerabilidad de la edificación ante probables eventos sísmicos futuros, lo que conlleva a ampliar los conocimientos en el comportamiento sismo resistente de edificaciones de concreto armado.



Figura 1. Edificaciones dañadas por el terremoto de Tucacas (2009)

En el presente capítulo se desarrolla el procedimiento formulado por Vamvatsikos y Cornell [2] para el cálculo de las curvas de fragilidad, el cual se basa en los resultados del análisis incremental dinámico (IDA), donde se aplica a la evolución de las derivas entre plantas frente a la deriva global del edificio alcanzado por un fuerte movimiento específico.

2 CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio consiste en una estructura de uso residencial turístico, la cual se compone de cuatro estructuras independientes; tres de ellas son parte de un edificio de 8 niveles donde los módulos laterales son simétricos y la cuarta es independiente de 1 nivel destinada al uso de estacionamiento, (ver la Figura 2). La separación entre los módulos que conforman la edificación es de 35 cm medidos de eje a eje de columnas contiguas, resultando un espacio libre de 3 cm entre ellas.

El sistema resistente a cargas verticales adoptado en las cuatro estructuras independientes se encuentra definido por pórticos de concreto armado, con miembros principales de vigas y columnas la cual representa un caso interesante pues a lo largo del país se adopta sistemas estructurales similares a esta edificación.

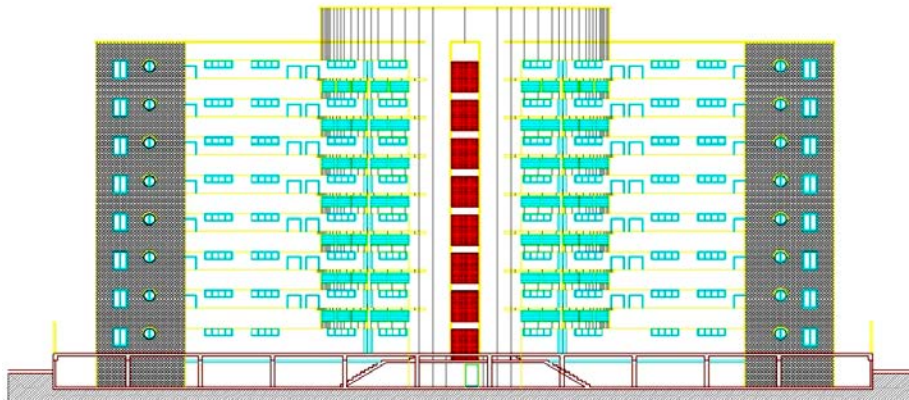


Figura 2. Vista Frontal de la estructura

En el sentido x de la edificación, cuenta con 3 pórticos de carga para los módulos laterales, y para el módulo central cuenta con 4 pórticos de carga. Mientras que en el sentido y , los módulos laterales disponen de 5 pórticos de amarre cada uno, y el módulo central dispone de 4 pórticos. La altura de entrepiso es de 3.10 m para ambos módulos. El sistema de losas de entrepiso y techo está conformado por losas nervadas armadas en una dirección de 25 cm de espesor orientadas conforme al eje y . Las escaleras están en el núcleo de circulación que se encuentra ubicado dentro del módulo central, sostenida mediante muros laterales (Figura 3).

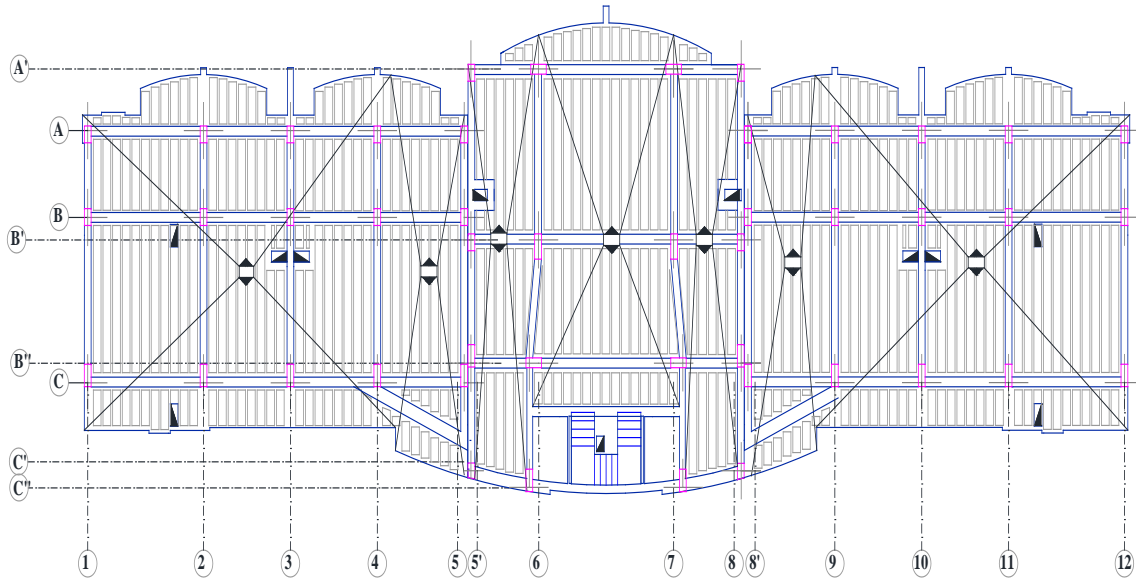


Figura 3. Vista en planta del edificio

Las propiedades geométricas de los miembros estructurales son variables para cada módulo, pues tienen dimensiones de columnas comprendidas entre 40 x 40 cm y 40 x 90 cm, mientras que las vigas poseen dimensiones comprendidas entre 30 x 50 cm y 30 x 60 cm. La fundación adoptada es una losa de fundación de 50 cm de espesor para el edificio y para el estacionamiento se tiene un espesor variable.

Con el fin de evaluar el comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo a los códigos actuales de Venezuela, se creó una nueva estructura la cual mantiene las mismas características estructurales y casos de cargas de servicio que la estructura original, pero incrementando las dimensiones de vigas y columnas basándose en el principio de Columnas fuertes vigas débiles [3] y conforme a las derivas calculadas. En la Figura 4 se puede observar el espectro de diseño elástico e inelástico para un suelo (S1) prescrito por la norma Covenin 1756-1:2001 [4], donde este último se calculó utilizando un factor de reducción de respuesta $R=6$. Las fuerzas sísmicas fueron calculadas mediante la aplicación de este espectro para los períodos modales obtenidos mediante el análisis modal.

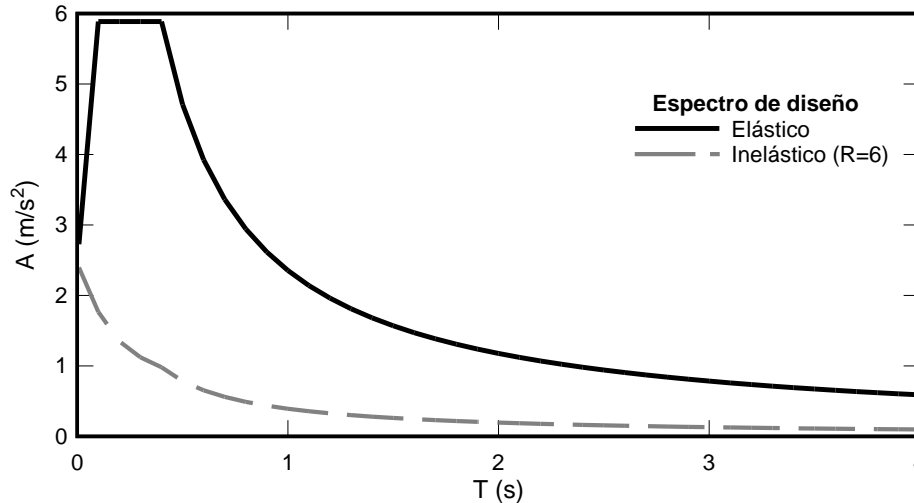


Figura 4. Espectro de diseño elástico e inelástico

El procedimiento general incluye la verificación de la deriva máxima obtenido a partir de la combinación de los desplazamientos modales. Para ello, los desplazamientos deben ser amplificados por medio del factor de reducción utilizado para calcular el espectro de diseño inelástico y el factor de amplificación de desplazamiento igual a 0,8. Adicionalmente se estableció un segundo valor máximo admisible correspondiente a las derivas de entrepiso, aún más exigentes con la rigidez de los miembros de la edificación, pues los desplazamientos obtenidos en el análisis elástico fueron incrementados por el factor de amplificación de desplazamiento igual a 1,5, el cual depende de los factores de reserva de resistencia y redundancia estructural [5]. Posteriormente, dichos desplazamientos inelásticos se utilizaron para calcular las derivas de entrepiso inelásticas y, finalmente, para compararlos con el valor máximo prescrito por la norma Covenin 1756-1:2001 ($\delta = 0,018$).

Seguidamente se evaluó otro criterio especial que se aplica para el diseño y detallado de las columnas como es la verificación de la cuantía máxima de refuerzo, que no debe superar el 2,5%. Además se han considerado las zonas especiales de confinamiento en las que se densifica la presencia de ligaduras a fin de garantizar el comportamiento dúctil, evitando el fallo de los miembros estructurales cerca de las juntas columnas-vigas. En la Tabla 1, se pueden apreciar las características geométricas de los miembros resultantes de los módulos rediseñados, así como las cuantías de acero longitudinal de las columnas ρ (en %).

Tabla 1. Geometría y diseño de los módulos rediseñados.

Miembro	Sección	Acero longitudinal	ρ (%)
Columnas	60 x 90	22 \emptyset 7/8"	1,55
		20 \emptyset 7/8"	1,41
	60 x 80	20 \emptyset 1"	2,05
		18 \emptyset 1"	1,84
		20 \emptyset 7/8"	1,58
		18 \emptyset 7/8"	1,43

	60 x 70	18 \varnothing 3/4"	1,06	
		20 \varnothing 7/8"	1,81	
		18 \varnothing 7/8"	1,45	
		16 \varnothing 7/8"	1,84	
		16 \varnothing 3/4"	1,08	
	60 x 60	16 \varnothing 3/4"	1,26	
	50 x 50	14 \varnothing 5/8"	1,11	
Miembro	Sección	Acero longitudinal superior	Acero longitudinal inferior	
Vigas	30 x 60	6 \varnothing 7/8"	6 \varnothing 7/8"	
		5 \varnothing 7/8"	5 \varnothing 7/8"	
	30 x 55	6 \varnothing 7/8"	6 \varnothing 7/8"	
		4 \varnothing 7/8"	4 \varnothing 7/8"	
		3 \varnothing 7/8"	3 \varnothing 7/8"	
		4 \varnothing 3/4"	4 \varnothing 3/4"	
		3 \varnothing 3/4"	3 \varnothing 3/4"	
		2 \varnothing 3/4"	2 \varnothing 3/4"	
	30 x 50	5 \varnothing 7/8"	5 \varnothing 7/8"	
		4 \varnothing 7/8"	4 \varnothing 7/8"	
		2 \varnothing 7/8"	2 \varnothing 7/8"	
		4 \varnothing 3/4"	4 \varnothing 3/4"	
		3 \varnothing 3/4"	3 \varnothing 3/4"	
		2 \varnothing 3/4"	2 \varnothing 3/4"	
			4 \varnothing 5/8"	4 \varnothing 5/8"

2.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Los métodos de análisis han evolucionado paulatinamente según los avances de la ingeniería sismo-resistente [6, 7, 8, 9]. Es por ello que, para evaluar la respuesta sísmica del edificio, fue posible aplicar procedimientos de análisis no lineal pseudo-estáticos y dinámicos, los cuales permiten localizar debilidades del diseño que el análisis elástico no puede capturar y asimismo conocer de manera más cercana la respuesta de una edificación ante un evento sísmico [10].

La primera etapa de análisis consiste en el análisis con empuje incremental convencional donde se somete a la estructura a fuerzas gravitacionales y laterales, siendo éstas últimas equivalentes al efecto del sismo, inicializadas en cero e incrementadas secuencialmente a lo largo de la altura del edificio. Es frecuente usar un patrón de fuerzas distribuidas en forma de triángulo invertido, el cual se aproxima al primer modo de vibración de la estructura. La herramienta de cálculo utilizada con el fin de realizar el análisis no lineal fue el programa Zeus-NL [11]. Este software es adecuado para la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras complejas, como es el caso en estudio. Se modelaron todos los miembros estructurales partiendo de las características del edificio original. La contribución de la armadura de refuerzo transversal se obtuvo usando el modelo formulado por Mander *et al.* [12].

El proceso de modelado se realizó aplicando la técnica de los elementos finitos, donde las columnas y vigas de los pórticos que conforman la estructura fueron discretizadas en cuatro elementos (véase la Figura 5). De esta manera, en cada elemento se consideraron dos zonas: zona confinada, que corresponde a las zonas que se proyectan con confinamiento especial (proximidades de los nudos viga-columna) y zona no confinada que corresponde a los tramos centrales de vigas y columnas (Norma venezolana Fondonorma 1753:2006 2006[13]).

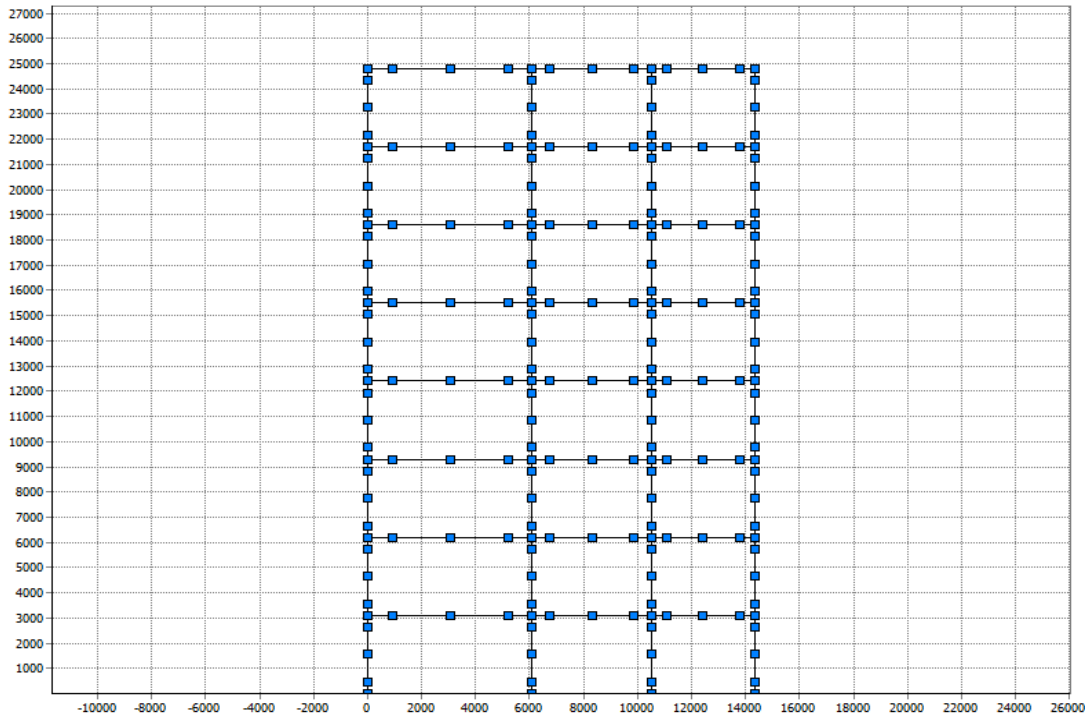


Figura 5. Discretización típica de los marcos de análisis no lineal estático (longitudes en mm)

Los resultados del análisis se representaron gráficamente mostrando el desplazamiento de un nodo de control situado en el centro de gravedad del nivel de techo. Este tipo de representación se conoce como curva de capacidad o curva pushover.

A partir del análisis estático no lineal es posible calcular un conjunto de parámetros estructurales que caracterizan la respuesta sísmica de toda la estructura. Estos parámetros son: la ductilidad global (μ), reserva de resistencia (Ω) y el factor de reducción de respuesta (R) [14, 15, 16]. La Tabla 2 muestra los resultados obtenidos para los pórticos de los módulos originales y redimensionados.

Es importante indicar que todos los pórticos deben satisfacer la condición básica en el diseño sísmico, pues se deben tener valores de reserva de resistencia mayores a uno. Esta condición es necesaria pero no suficiente, para garantizar una estructura capaz de resistir las fuerzas sísmicas mínimas que el código prescribe. El parámetro importante es la ductilidad global, que indica cómo es el modo de fallo de la estructura, donde se observa que todos los valores son mayores que uno, lo que refleja que la estructura presenta capacidad para disipar energía cuando es sometida a un movimiento sísmico fuerte. Se debe tomar en cuenta que los valores obtenidos para el módulo lateral redimensionado presentan un ligero aumento de los mismos.

Tabla 2. Parámetros obtenidos en el Análisis con Empuje Incremental

Módulo	Pórtico	Reserva de Resistencia (Ω)	Ductilidad (μ)	Factor de Respuesta (R)
Central Original	5'	3,07	2,61	8,01
	6	2,95	3,07	9,06
	7	3,00	3,07	9,21
	8	3,17	2,61	8,27
	A	2,81	1,95	5,48
	B'	4,84	2,94	14,23
	B''	3,17	1,92	6,09
	C	4,96	2,56	12,70
Lateral Original	1	4,83	2,31	11,16
	2	3,71	2,89	10,72
	3	6,64	2,44	16,20
	4	3,71	2,89	10,72
	5	6,97	2,60	18,12
	B	4,82	2,58	12,44
	C	4,30	2,20	9,46
	D	5,05	2,45	12,37
Lateral Redimensionado	1	4,22	2,97	12,53
	2	4,22	2,55	10,76
	3	3,99	2,48	9,90
	4	4,52	2,48	11,21
	5	4,20	2,95	12,39
	B	5,09	3,11	15,83
	C	5,19	3,09	16,04
	D	5,17	3,81	19,70

Debido al desarrollo de diferentes procedimientos de análisis estructural y a las sollicitaciones que un sismo de gran intensidad impone a las estructuras, se determinó la respuesta no lineal de la edificación; sujeta a acelerogramas sintéticos y un registro del terremoto de Tucacas del año 2009 (ver Figura 6) llevados a cabo mediante tres niveles de amenazas, asociados a tres estados límite que se muestran en la Tabla 3. Haciendo uso del software mencionado se implementa la segunda etapa de análisis, tomando en consideración la geometría, materiales, secciones y cargas gravitacionales en la dirección y (en todos los nodos juntas viga-columna), definidas en el análisis con empuje incremental de cada uno de los pórticos que conforman los módulos definidos. Además se definieron las cargas dinámicas en dirección x , las cuales fueron aplicadas en los nodos empotrados de cada pórtico. Seguidamente, fue necesario definir las masas por niveles, las cuales se concentraron en los nodos pertenecientes a la junta de vigas y columnas.

Tabla 3. Intensidades sísmicas aplicadas en el análisis no lineal dinámico

Sismo	Estado Límite	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50%
Raro	Reparable	475	10%
Muy raro	Colapso	2475	2%

Cada sismo se ha escalado con la finalidad de reproducir tres eventos de diferente magnitud [17], quedando definidos los siguientes terremotos:

Terremoto frecuente ($Tr = 95$ años): Posee una amplificación de 0,4 y una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años. La respuesta de la estructura ante un terremoto de esta magnitud permite verificar el estado límite de servicio (*ELS*) de la misma mediante las derivas obtenidas tanto globales como de entrepiso. Las mismas deben estar por debajo de 0.5%.

Terremoto raro ($Tr = 475$ años): Presenta una amplificación de 1, y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Mediante la aplicación de este acelerograma se verifica el Estado Límite de daño reparable (*ELDR*), en función de los desplazamientos obtenidos (derivas globales y de entrepiso), los cuales no deben superar el 1,5% de acuerdo a la norma mencionada.

Terremoto muy raro ($Tr = 2475$ años): Finalmente, este terremoto presenta una amplificación de 2 y una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. La evaluación de la estructura bajo este sismo, permite verificar el estado límite de prevención de colapso (*ELPC*), en donde, los desplazamientos máximos alcanzados por las derivas globales deben ser menores 3% para cumplir con este requerimiento [18].

En la Figura 6 se muestra un acelerograma sintético compatible con el espectro de diseño elástico de la estructura y el registro modificado del terremoto de Tucacas del año 2009, cuyo registro básico fue suministrado por Funvisis.

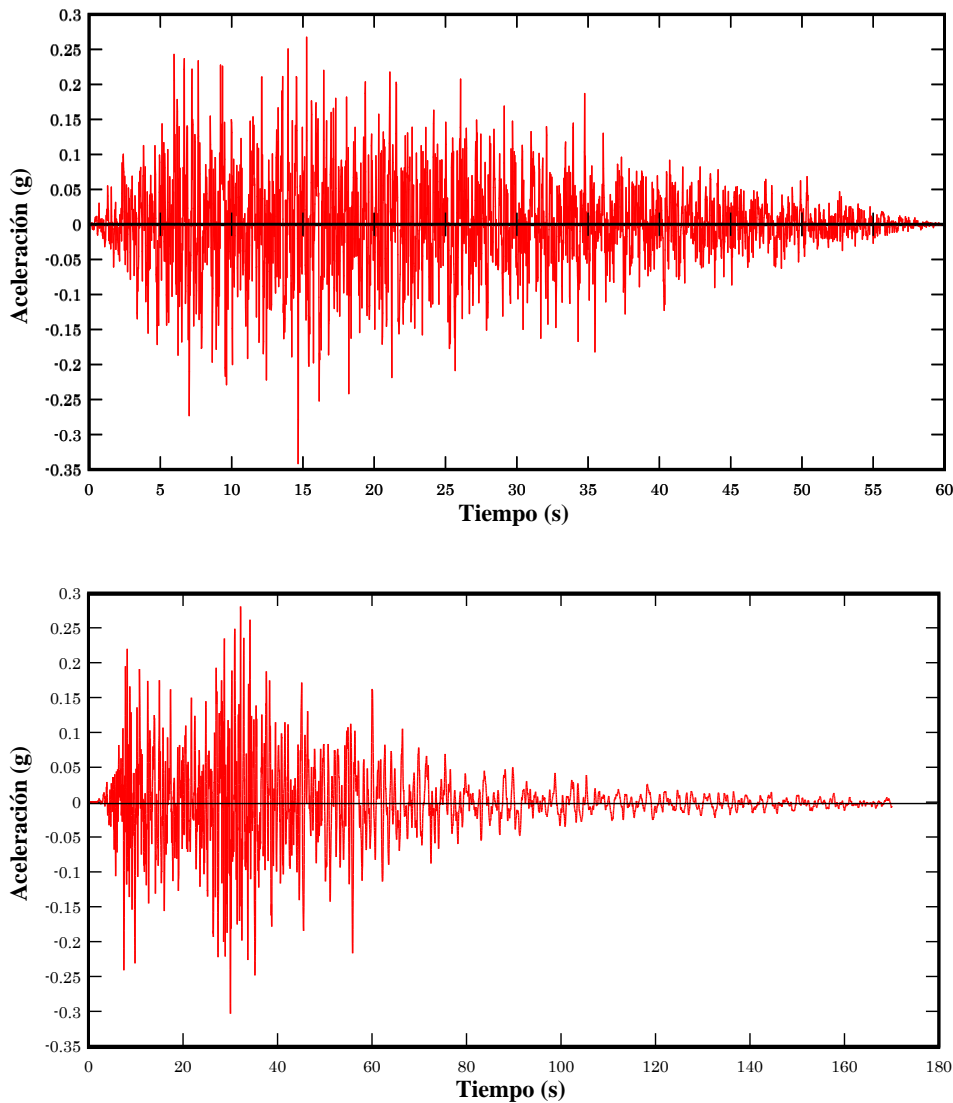


Figura 6. Acelerograma sintético compatible con el espectro de diseño elástico y registro modificado del terremoto de Tucacas

3 RESULTADOS

Los resultados dinámicos son especialmente importantes, primero porque representan la respuesta de las estructuras frente a acciones similares a los terremotos que las pudiesen afectar y segundo porque el efecto de la acción dinámica suele ser más severo que el efecto de la acción del tipo pseudo-estática, puesto que se producen desplazamientos de diferente signo, lo que origina distorsiones angulares en los elementos más elevadas.

Mediante el análisis no lineal dinámico plano se determinaron los desplazamientos máximos inelásticos alcanzados en cada uno de los pórticos de cada módulo definido, con la finalidad de determinar los valores de las derivas globales y de entrepiso, mediante las expresiones

$$\delta_{global} = \frac{D_{cubierta} \times 100}{H_{total}} \quad (1)$$

donde δ_{global} es la deriva global, $D_{cubierta}$ es el desplazamiento del nodo de control de la planta de cubierta y H_{total} es la altura total de la edificación. La deriva de entrepiso $\delta_{entrepiso}$ se calcula mediante:

$$\delta_{entrepiso} = \frac{D_{nivel} \times 100}{H_{entrepiso}} \quad (2)$$

siendo D_{nivel} el desplazamiento de la planta y $H_{entrepiso}$ la altura de entrepiso.

En la Figura 9 se muestra la evolución de las derivas globales respecto al tiempo, para el edificio de 8 niveles. En esta figura se han representado las derivas globales obtenidas al aplicar tres acelerogramas sintéticos escalados a una intensidad correspondiente a un evento muy raro y el acelerograma obtenido del registro del terremoto de Tucacas del 2009. Es importante notar que la respuesta dinámica es satisfactoria, ya que para ninguno de los acelerogramas se ha sobrepasado el umbral de la deriva global que marcaría el colapso inminente (2,5%). Similar comportamiento se ha obtenido para el resto de los módulos, llegándose a la conclusión de que el diseño sismo resistente es capaz de producir estructuras que no alcanzarán el colapso inclusive frente a terremotos de muy rara ocurrencia. Estos resultados se corresponden con los obtenidos al aplicar el mismo procedimiento a diversa tipologías de edificios [19, 20, 21, 22]

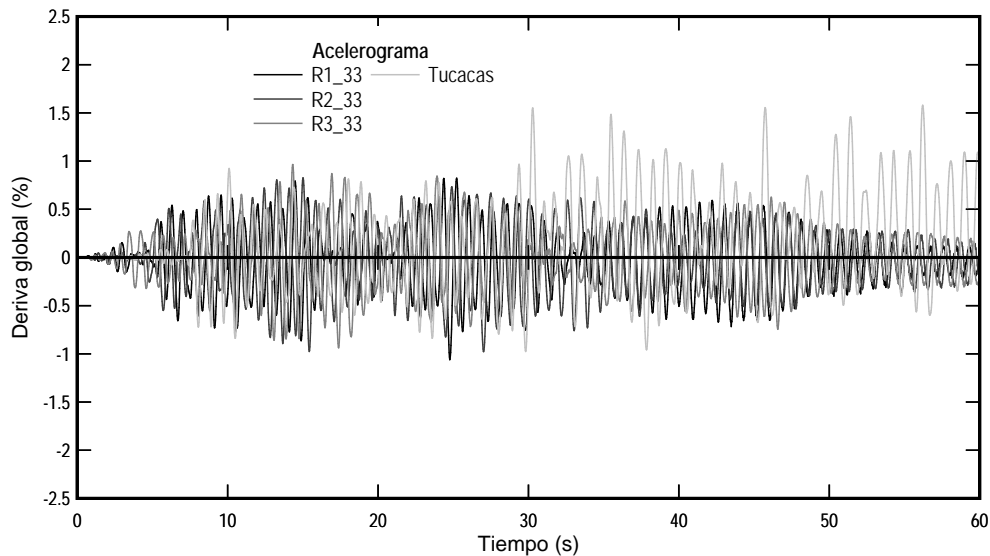


Figura 9. Evolución de las derivas globales del edificio de 8 niveles, para diferentes acelerogramas

En la Figura 10 se muestran los resultados de la evolución de las derivas de entrepiso respecto del tiempo, obtenidas de la respuesta dinámica del módulo lateral.

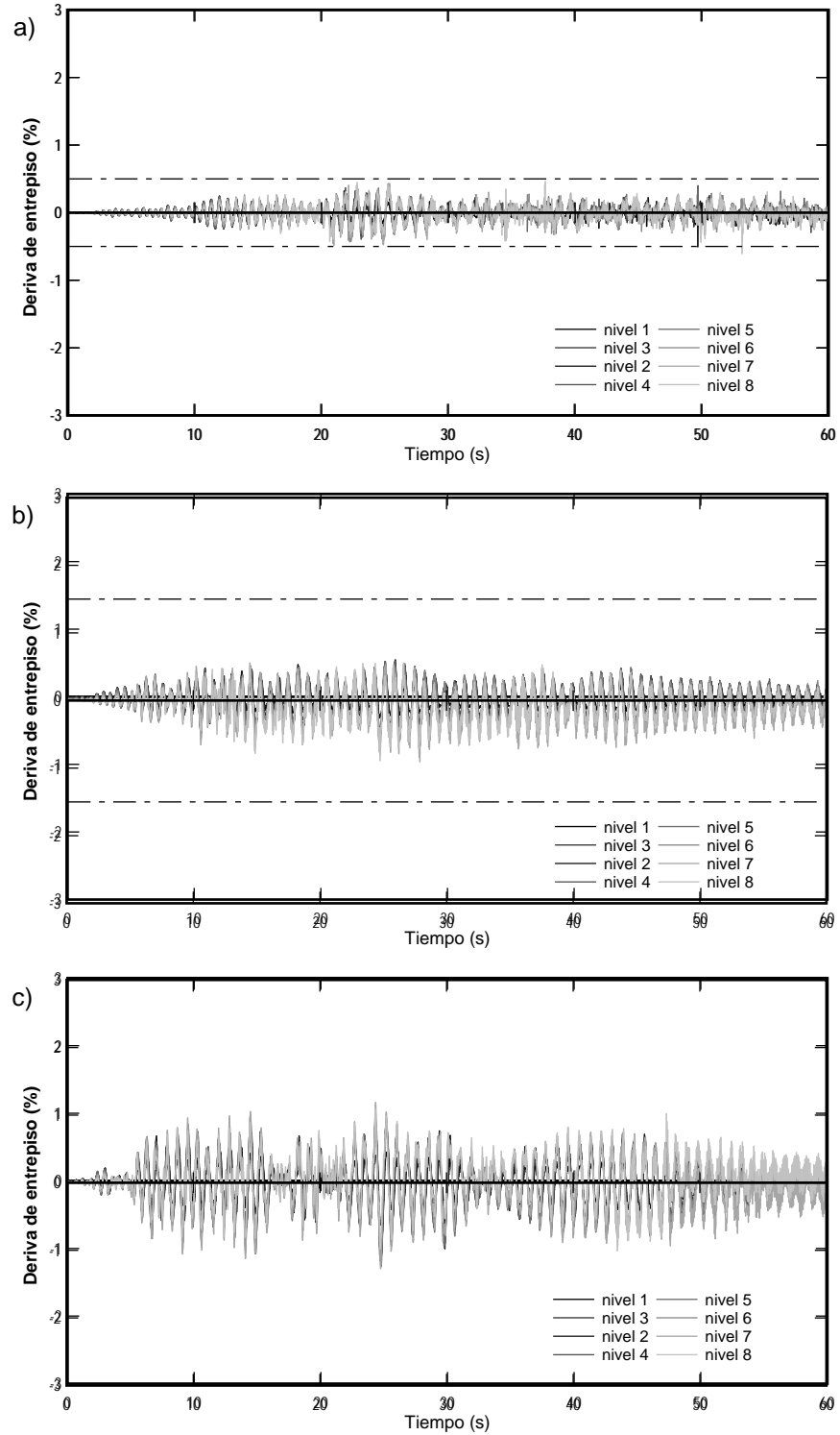


Figura 10. Evolución de las máximas derivas de entrepiso del módulo lateral, para a) sismo frecuente, b) sismo raro y c) sismo muy raro

En la Figura 11 se muestran las derivas de entrepiso para el módulo central del edificio.

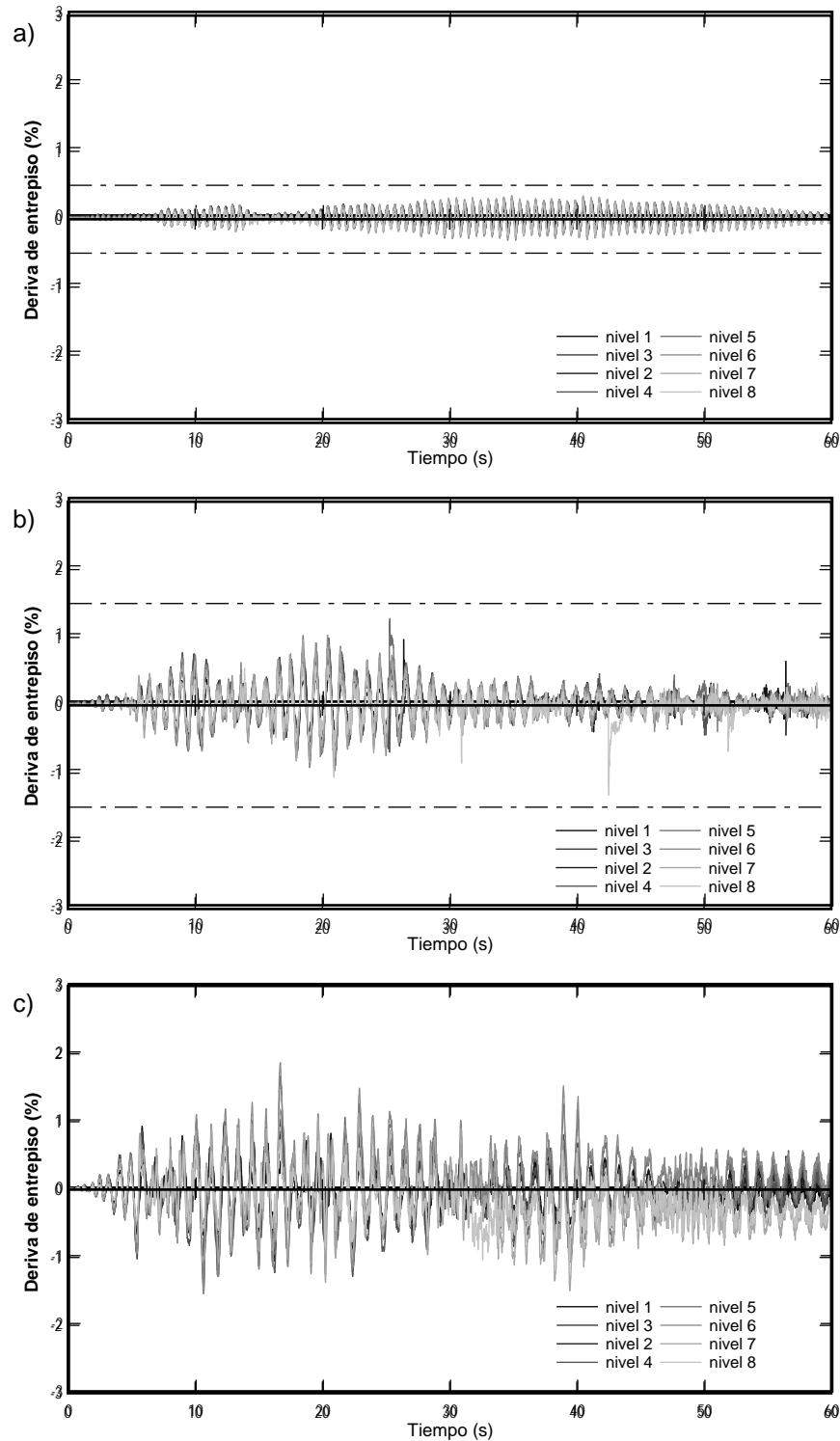


Figura 11. Evolución de las máximas derivas de entrepiso del módulo central, para a) sismo frecuente, b) sismo raro y c) sismo muy raro

Nótese que ninguno de los edificios llega a sobrepasar los umbrales que señalan los estados límite de la Tabla 4 [23], por lo que se puede considerar satisfactorio el diseño

sismo resistente de estos edificios.

Tabla 4. Estados Límite y derivas de plantas asociadas para evaluar la respuesta sismo resistente

Estado Límite	Deriva de entrepiso δ (en %)
Servicio	0,50
Reparable	1,50
Colapso	3,00

3.1 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad permiten estimar la probabilidad de exceder un determinado estado límite de daño cuando se produce una determinada acción sísmica, definida mediante desplazamientos, velocidades o aceleraciones, si bien la definición en velocidades es menos frecuente Independientemente del método aplicado es fundamental definir un conjunto de umbrales para el cálculo de los estados de daño [24, 25]. En este capítulo se propone un nuevo procedimiento basado en la evolución de la relación derivas respecto a la aceleración.

Este procedimiento consiste en la determinación de los valores de las aceleraciones (PGA) que corresponden a valores específicos de derivas correspondientes a 0,5%, 1%, 1,5%, 2,25% y 3%, calculados a partir del análisis incremental dinámica (IDA). Este análisis se realizó usando un conjunto de tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño. Este conjunto se obtuvo a partir del espectro elástico mostrado en la Figura 4 utilizando el programa PACED [26].

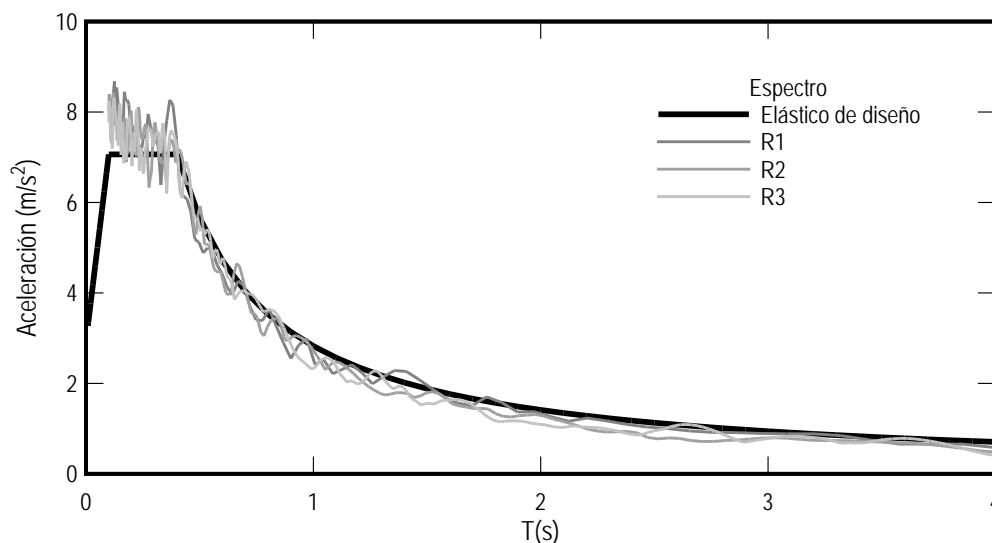


Figura 11. Espectros de respuesta compatibles con el espectro elástico de diseño

En la Figura 11 se puede observar el espectro elástico y los espectros de respuesta resultante del análisis dinámico de un solo grado de libertad del sistema estructural.

Los valores de aceleraciones (PGA) correspondientes a cada umbral se obtienen de la

intersección de la deriva con la curva, independientemente del nivel en el que se produce. Una representación típica de los resultados se muestra en la Figura 12. Se debe tomar en cuenta que hay cinco umbrales de daño correspondientes a los estados límites: ligero, reparable, irreparables, extensivo y colapso.

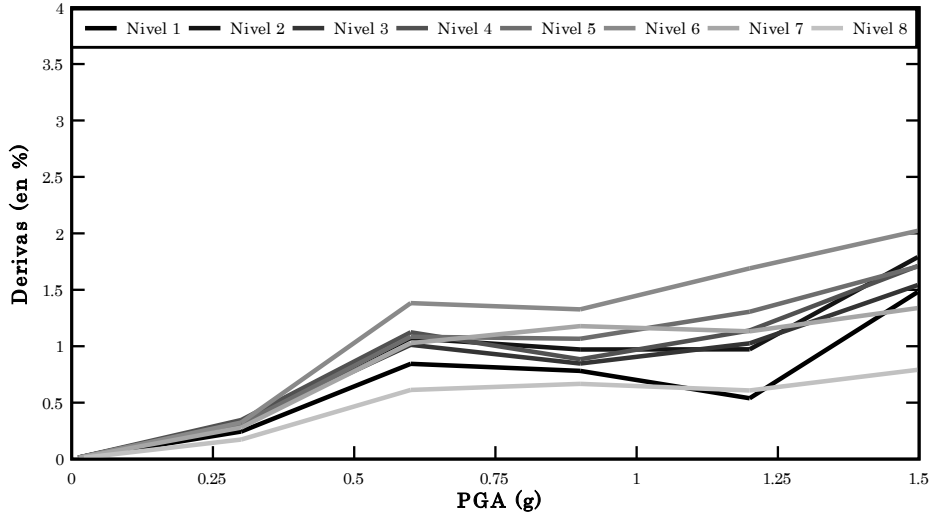


Figura 12. Curva de evolución de derivas del Edificio 1

Las curvas de fragilidad se obtienen utilizando los desplazamientos espectrales determinados para los umbrales de daño y considerando una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño correspondiente a la distribución lognormal [27]

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right)^2 \right] \quad (3)$$

donde $\bar{S}_{d,ds}$, es el valor medio del desplazamiento espectral para la cual el edificio llega al umbral del estado de daño ds , β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño ds . La probabilidad condicional $P(S_d)$ de alcanzar o sobrepasar un estado de daño particular ds , dado el desplazamiento espectral S_d , (u otro parámetro de demanda sísmica) se define como la integral de 0 y S_d de su función de densidad $F(S_d)$ [28, 29, 30]

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d) d(S_d) \quad (4)$$

Finalmente se grafican las curvas de fragilidad para cada estado de daño como se muestra en la Figura 13.

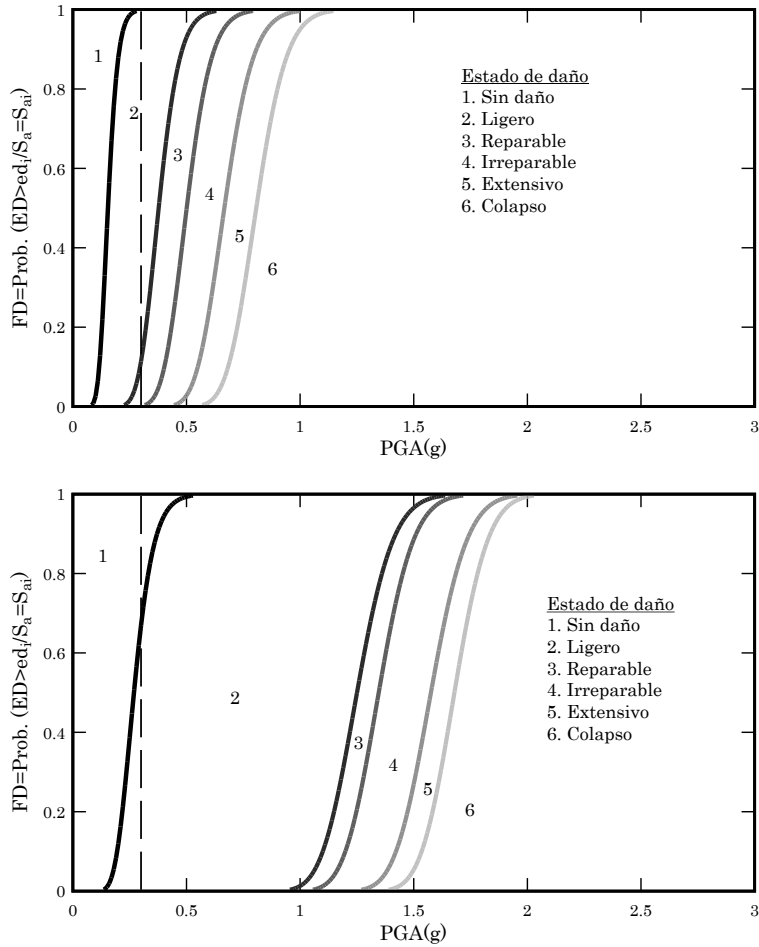


Figura 13. Curvas de fragilidad de los pórticos en la dirección X, a) Módulo Lateral Original, b) Módulo Lateral Redimensionado

La Figura 13 muestra las curvas de fragilidad calculados a partir de los resultados obtenidos mediante el procedimiento explicado anteriormente, para los pórticos orientados en la dirección x , tanto para el módulo lateral original y módulo lateral rediseñado, en estas graficas se pueden observar la presencia de seis zonas de daños.

De acuerdo con la Figura 13, los pórticos orientados en la dirección X, pertenecientes al Módulo Lateral Original tienen una alta probabilidad de llegar a un estado de daños ligeros a moderados si se les somete a una aceleración de 0,3g, que es la aceleración prescrita por código para la ubicación del edificio. Por otra parte se observa que el Módulo Lateral Redimensionado alcanza un estado de daño ligeros cuando son sometidos a una acción sísmica de 0.3 g. Esto indica que estos pórticos son propensos a sufrir daños reparables que indica que el diseño está en la zona segura.

En la Figura 14 se muestran las curvas de fragilidad de los pórticos orientados en la dirección Y, pertenecientes al Módulo Lateral Original y Redimensionado.

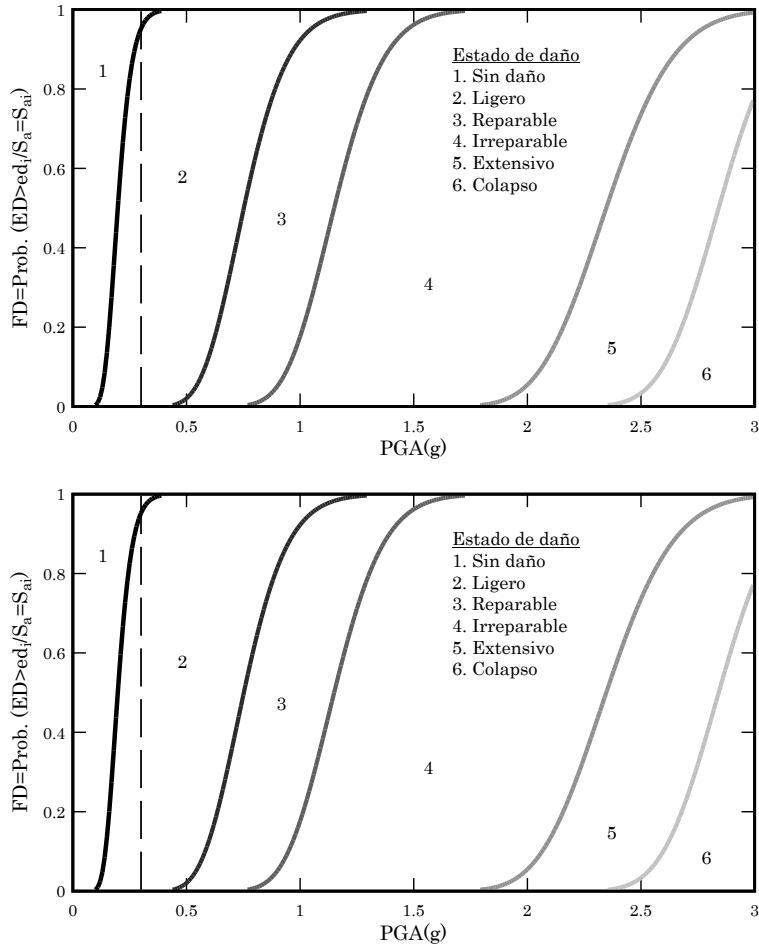


Figura 14. Curvas de fragilidad de los pórticos en la dirección Y, a) Módulo Lateral Original, b) Módulo Lateral Redimensionado

Las curvas de fragilidad de la Figura 14, presentan un comportamiento similar a los pórticos orientados en la dirección x .

3.2 Golpeteo

Los efectos del golpeteo son decisivos en la respuesta sísmica de los edificios, pues es fundamental guardar una separación que sea suficiente entre ellos para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo. El daño puede ser particularmente grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no coinciden en las mismas alturas de manera que durante la vibración las losas de piso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas del otro.

Además, es importante resaltar que los códigos sísmicos no reflejan la necesidad de tener en cuenta este efecto de golpeteo, pues solo existen recomendaciones de divisiones de las estructuras cuando se tratan de estructuras irregulares. Con el fin de evitar fallos inesperados provocados no solamente por los daños producidos por un evento sísmico, sino también cuantificar los daños adicionales que se producen en la edificaciones por efecto del golpeteo, se propone estudiar este efecto, graficando los desplazamientos en función del tiempo obtenidos en el análisis dinámico no lineal, donde una de las curva se desplazó a

una distancia igual a la separación entre módulos contemplado en el diseño original, para verificar si existe alguna intercepción entre ambas curvas y donde se demuestre el efecto del golpeteo entre módulos.

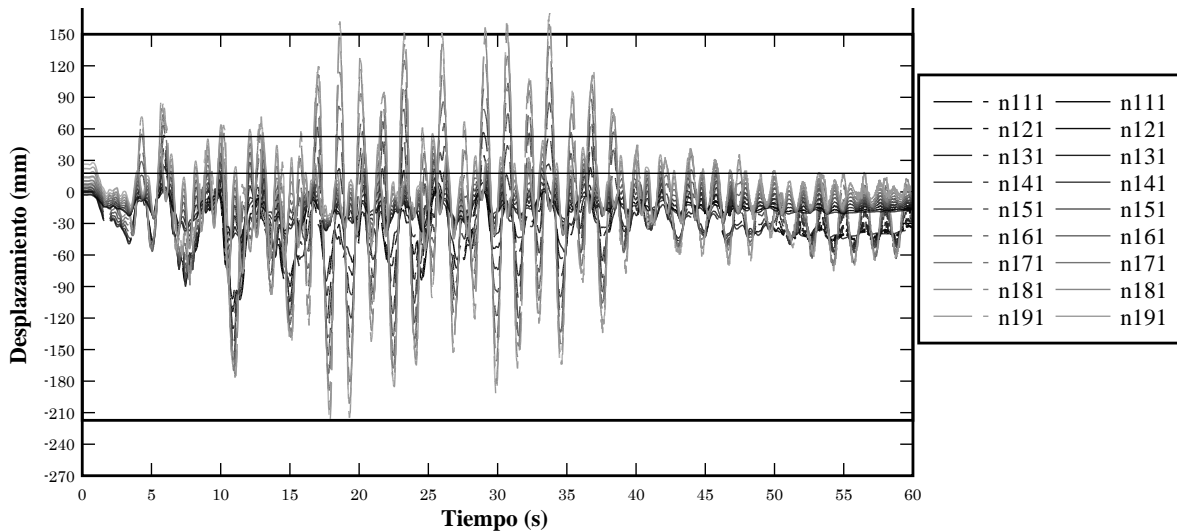


Figura 15. Desplazamientos obtenidos entre columnas colindantes entre el Módulo Central y el Módulo Lateral

En la Figura 15 se muestran los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no lineal, entre columnas adyacentes, donde estos fueron graficados conjuntamente con la separación horizontal contemplada en el diseño original. En la figura se evidencia que existe la posibilidad de que ocurra golpeteo entre ambos módulos del edificio, por lo que los daños sísmicos en la estructura original se incrementarían por el efecto local, no considerado en el diseño sismo-resistente del edificio.

4 CONCLUSIONES

El análisis realizado permite estudiar la respuesta general de un tipo de estructura muy común en Venezuela. Mediante métodos de análisis avanzados se llevó a cabo el análisis estático no lineal, el análisis dinámico no lineal y el análisis dinámico incremental. Los resultados demostraron que el comportamiento que se espera de la estructura original satisface los requisitos sísmicos de la versión actual de la norma sismo-resistente venezolana. Sin embargo, se espera que la estructura pueda tener daños reparables en los miembros estructurales al ser sometida a la acción de un terremoto con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, que es la ventana de tiempo para la que se proyectan este tipo de edificaciones.

Se propuso una estructura rediseñada, analizada con el fin de comparar el comportamiento de la misma con la estructura actual, diseñada de acuerdo con la normativa vigente. La respuesta de esta estructura satisface los objetivos globales de diseño con base en prestaciones.

Las curvas de fragilidad se calcularon mediante el uso de un procedimiento innovador basado en el análisis dinámico incremental, donde se observa claramente que para una aceleración pico efectiva del suelo de 0,25g el edificio original probablemente llegue a tener estados de daño reparables, que son más significativos en comparación con el edificio

rediseñado.

Por último, los resultados de los desplazamientos indican que la separación usada entre los módulos puede resultar insuficiente para evitar problemas asociados al golpeteo entre los módulos colindantes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores están especialmente agradecidos con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. El primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía. También queremos expresar nuestro agradecimiento al Mid-American Earthquake Center y la National Science Foundation (CEE-9701785), los desarrolladores del software Zeus NL utilizados en esta investigación. Finalmente, agradecemos al Ing. Ángel Delgado, por haber suministrado los documentos técnicos del diseño original del edificio, del cual es autor.

REFERENCIAS

- [1] Barbat A.H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [2] Vamvatsikos D. y Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng Struct Dynam* 31(3):491–514
- [3] Fardis N.M. (2009) *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer. Heilderberg.
- [4] FONDONORMA (2001). *Norma venezolana Covenin 1756-1:2001. Edificaciones sismorresistentes. Parte I*. Caracas, Venezuela.
- [5] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011). Dimensionado sísmico de edificios de hormigón armado mediante factores de amplificación de desplazamientos con base en el balance de energía. *Hormigón y acero*. Vol. 63, Nº 263, 83-96. Madrid, Spain.
- [6] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [7] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [8] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [9] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [10] Faleiro J., Oller S. y Barbat A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [11] Zeus NL (2010) *User manual*. Version 1.8.9. Mid America Earthquake Center. Urbana, USA.

- [12] Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park R (1988) Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *J Struct Eng* (ASCE) 114. 1827–1849
- [13] FONDONORMA (2006). *Norma venezolana Fondonorma 1753:2006. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Caracas, Venezuela.
- [14] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). Non-linear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety. Camilleri, M. (Ed). *Chapter in Structural Analysis*, Nova Science Publishers. New York. USA. ISBN: 978-1-61668-987-2.
- [15] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011a). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *J Civil Eng and Arch*. Vol. 5 N° 7, 567-575. David Publishing Company. Chicago, USA.
- [16] Vielma J.C., Barbat A. y Martínez Y. (2012). The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings. *15 World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal.
- [17] Kappos A. y Stefanidou S.A. (2009). Deformation-based seismic design method for 3d R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. *Bull Earthquake Eng*, Springer. Vol. 8, n°4, 875-895.
- [18] Vielma J.C. y Mendoza E. (2011). *Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas*. Revista Ingeniería UC. Vol. 18, N° 1. 88-98. Valencia.
- [19] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010c). *Seismic safety of limited ductility buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [20] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011b). *Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes*. Journal of Civil Engineering and Architecture. In press. David Publishing Company. Chicago, United States of America.
- [21] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011c). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [22] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013) *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. Chapter 12 of Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [23] Elnashai A. y Di Sarno L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom.
- [24] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat, A.H. (2013a). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [25] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013b). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, *Bulletin of*

Earthquake Engineering, 11(6), 2007-2032.

- [26] PACED (2009) *Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño*. UCLA. Barquisimeto.
- [27] Pinto P.E., Giannini R. y Franchin P. (2006) *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- [28] Barbat A.H., Pujades L.G. y Lantada N. (2006) Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng* 21:573–593
- [29] Barbat A.H., Pujades L.G. y Lantada N. (2008) Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dyn Earthquake Eng* 28:851–865
- [30] Lantada N., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2009) Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Nat Hazards* 51:501–524

Capítulo 9

DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD MEDIANTE ANÁLISIS INCREMENTAL DINÁMICO

Juan Carlos Vielma¹ Angely Barrios² y Anny Alfaro²

¹ Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email jvielma@ucla.edu.ve y jvielma@espe.edu.ec)

² Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela

1 INTRODUCCIÓN

El proceso de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras debe considerar aspectos relativos a la amenaza del sitio de emplazamiento de la misma y aspectos propios de la estructura. En primer término, la respuesta de la estructura depende fundamentalmente de la ductilidad global, la reserva de resistencia, la regularidad tanto en planta como en elevación, entre otros.

Los aspectos relativos a la amenaza presentan una alta variabilidad, razón por la cual es necesario aplicar enfoques probabilistas en la definición de la acción sísmica. Estos métodos probabilistas son aplicados de forma combinada con métodos de corte determinista, que son usualmente aplicados para determinar la respuesta estructural. Uno de los procedimientos que combinan ambos enfoques es el que permite calcular las curvas de fragilidad [1, 2].

Las curvas de fragilidad permiten estimar la probabilidad de exceder un determinado estado límite de daño cuando se produce una determinada acción sísmica, definida mediante desplazamientos, velocidades o aceleraciones, si bien la definición en velocidades es menos frecuente [3]. Este método tiene una amplia aceptación dentro de la comunidad de investigadores, ya que permite obtener las probabilidades de daño en función de los valores medios de los umbrales de daño [4].

En un caso próximo a la ingeniería sísmica, la frecuencia media anual de que la deriva de entrepiso máxima (θ_{max}) exceda un cierto valor y , se obtiene como:

$$\vartheta_{\theta > y} = \int P(\theta_{max} \geq y / MI = x) |d\lambda_{MI}(x)| \quad (1)$$

Donde $\vartheta_{\theta > y}$ es la rata de θ_{max} que excede el valor y . $\lambda_{MI}(x)$ es la frecuencia media anual de la medida de intensidad elegida que excede a x . Por tanto $\lambda_{MI}(x)$ es la curva de amenaza y $d\lambda_{MI}(x)$ es su pendiente (en valor absoluto).

Shinozuka y coautores [5] asumieron que las curvas de fragilidad se podían expresar en función de dos parámetros: la media (μ) y la desviación estándar (β) aplicando funciones lognormales de distribución. De esta forma la fragilidad sísmica se expresa como:

$$F_R(S_A) = \Phi \left[\frac{\ln \left(S_A / \mu_k \right)}{\beta_k} \right] \quad (2)$$

Donde Φ es la función normal estandarizada de distribución μ_k y β_k se calculan para $k = 1, 2, \dots, n$, siendo n el número de estados límite obtenidos o aplicados.

En un reciente trabajo [6] se ha propuesto curvas de fragilidad usando como medida de intensidad (MI) la aceleración horizontal máxima del terreno (PGA) Esto permite modelar la acción del suelo conforme se ha considerado en la etapa de diseño. La PGA fue seleccionada como MI sobre otras alternativas más eficientes e informativas (desplazamiento espectral para el período fundamental para modos dúctiles de falla o la aceleración espectral para los casos frágiles).

Contemplaron dos estados de daño: uno para el cual se producía la plastificación y otro para el estado límite último a flexión. La medida de daño seleccionada (MD) es la rotación de la cuerda en los extremos de los miembros estructurales. De esta manera se obtienen resultados determinados de las medidas de daño (MD) para valores específicos de las medidas de intensidad. Estas relaciones se obtuvieron aplicando análisis estáticos bajo un conjunto de fuerzas laterales invariantes.

El enfoque utilizado en el análisis de fragilidad que no aplica simulación de Monte Carlo es el siguiente:

- Encontrar la medida de intensidad para la cual la media de la medida de la demanda se iguala con la media de la medida del daño disponible.
- Establecer con este valor la media de la Distribución Lognormal de la medida de intensidad describiendo la curva de fragilidad,
- suplementar de ser necesario con un coeficiente de variación ($\beta=0,6$)

La definición de los umbrales de daño suele hacerse sobre la base de resultados experimentales y/o simulaciones numéricas aplicadas a modelos con comportamiento no lineal. A través de la respuesta de la estructura se plantean parámetros ingenieriles que permiten establecer estados asociados de daño.

En otro trabajo [7], se resume el procedimiento para determinar las curvas de fragilidad

considerando como hipótesis: primero, que en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño, la probabilidad de que se alcance o que se exceda ese estado de daño sea del 50% y segundo que las curvas de fragilidad siguen una función de distribución de probabilidad lognormal cumulativa.

El análisis incremental dinámico (también conocido como IDA por sus siglas en inglés) fue propuesto en [8]. Su principal objetivo es definir una curva mediante la relación del nivel de intensidad con la respuesta sísmica máxima de la estructura. La implementación se logra siguiendo los pasos siguientes [9]:

- Simular la estructura con un programa de elementos finitos capaz de predecir la respuesta no lineal
- Seleccionar un conjunto de acelerogramas.
- Seleccionar una medida de intensidad (MI) y de daño (MD) apropiados.
- Aplicar un algoritmo que realice el escalado de los registros con la finalidad de optimizar la cantidad de análisis a realizar.
- Utilizar una técnica de procesamiento de datos para procesar los múltiples resultados que produce el análisis

Actualmente el análisis incremental dinámico es aplicado para evaluar la respuesta sismorresistente de edificios existentes [10, 11] e incluso con la finalidad de evaluar la seguridad sísmica de edificios proyectados conforme a normas actuales [12,13].

En este Capítulo se propone un nuevo procedimiento para determinar curvas de fragilidad aplicando umbrales de daño formulados mediante aceleraciones. En el procedimiento se aplican derivas de entrepiso como medida de daño para establecer relaciones con el daño.

El procedimiento formulado ha sido probado con dos edificios de concreto armado el primero diseñado conforme a las normas antiguas de Venezuela y el segundo diseñado siguiendo las normas actuales. Los resultados muestran que el método se puede adaptar fácilmente a la evaluación de la vulnerabilidad combinado convenientemente con la definición normativa de la acción sísmica.

2 PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD

En primer lugar es necesario establecer un modelo que contenga las principales características de la estructura que se pretende estudiar. Estos modelos deben permitir considerar aspectos de la respuesta no lineal tanto geométrica como constitutiva. Entre los modelos más usuales se tienen los modelos de plasticidad y daño concentrado y los modelos de plasticidad y daño distribuido. En este Capítulo se utilizan estos últimos.

El modelado puede realizarse tanto en dos dimensiones (análisis de pórticos) o en tres dimensiones (análisis de edificios). Este último tipo de análisis es el preferido por que incorpora los efectos de la torsión. Dentro del modelado es importante considerar una adecuada discretización. Usualmente en edificios porticados se asume un elemento por cada miembro (columna o viga). Sin embargo, en estructuras sometidas a acciones sísmicas las partes de los miembros próximas a las juntas viga-columna suelen presentar la mayor

concentración de daño, por este motivo resulta conveniente definir elementos en las proximidades de las mismas a fin de capturar las distorsiones angulares y relacionarlas con estados de daño.

Una vez que se ha definido el modelo mecánico del edificio o pórtico, es necesario definir las cargas. Estas deberán transformarse en masas que se concentrarán en los nodos que corresponden a las juntas viga-columna [14].

Seguidamente se definen las acciones sísmicas. En el caso presente se requiere una acción de historia-tiempo, que permita aplicar el método de análisis incremental dinámico. En la definición de historia-tiempo suelen utilizarse acelerogramas obtenidos mediante registros instrumentales debidamente corregidos. También se utilizan acelerogramas sintéticos generados siguiendo determinados objetivos en la investigación. En esta caso se utilizarán acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño, ya que uno de los principales objetivos que se persiguen es el de evaluar la vulnerabilidad usando los datos geotécnicos del emplazamiento de la estructura analizada.

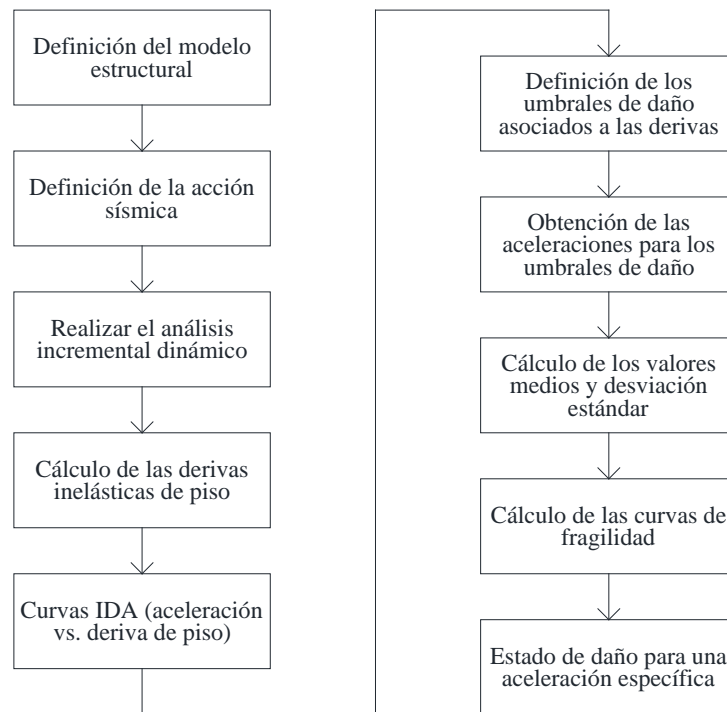


Figura 1 Flujograma para la determinación de curvas de fragilidad con base en los resultados del análisis incremental dinámico

En el análisis dinámico incremental se aplican al modelo previamente definido, los acelerogramas sintéticos. Estos se aplican en la base de los edificios (nodos empotrados) liberando el grado de libertad traslacional correspondiente a la dirección a ser analizada. Como es bien sabido, los valores de las ordenadas de los acelerogramas son progresivamente amplificados hasta lograr que se produzca el fallo global de la estructura, también conocido como colapso. Los valores de la medida de intensidad se obtienen a partir de los máximos alcanzados en cada amplificación del acelerograma.

Tabla 1. Estados Límite y los parámetros utilizados en su caracterización

Estado Límite	Deriva de entrepiso (%)
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0,5\%$
De servicio	$0,5\% \leq \delta < 1,5\%$
Daños irreparables	$1,5\% \leq \delta < 2,5\%$
Daños extensos	$2,5\% \leq \delta < 3,0\%$
Prevención de colapso	$3,0\% \leq \delta$; ID < 95%

En diversos trabajos se ha propuesto utilizar las derivas de entrepiso para cuantificar el daño sísmico [15, 16, 17, 18, 19]. En el presente Capítulo se han seleccionado convenientemente los valores de las derivas de entrepiso como medida de daño asociándolas convenientemente con un grupo de estados de daño específicos. En la Tabla 1 se muestran los valores de las derivas de entrepiso y su correspondiente estado de daño [20]. Puede apreciarse que el umbral del estado límite de Prevención de colapso viene dado por una deriva de entrepiso de 3% o cuando se alcanza un 95% del índice de daño objetivo formulado en [21].

Una vez que se han graficado las curvas IDA con las aceleraciones en el eje de las abscisas y las derivas en el eje de las ordenadas, se procede a intersectar los valores de los estados de daño contra cada una de las curvas. Como es de esperar, existirán tantas curvas como número de niveles tenga la estructura.

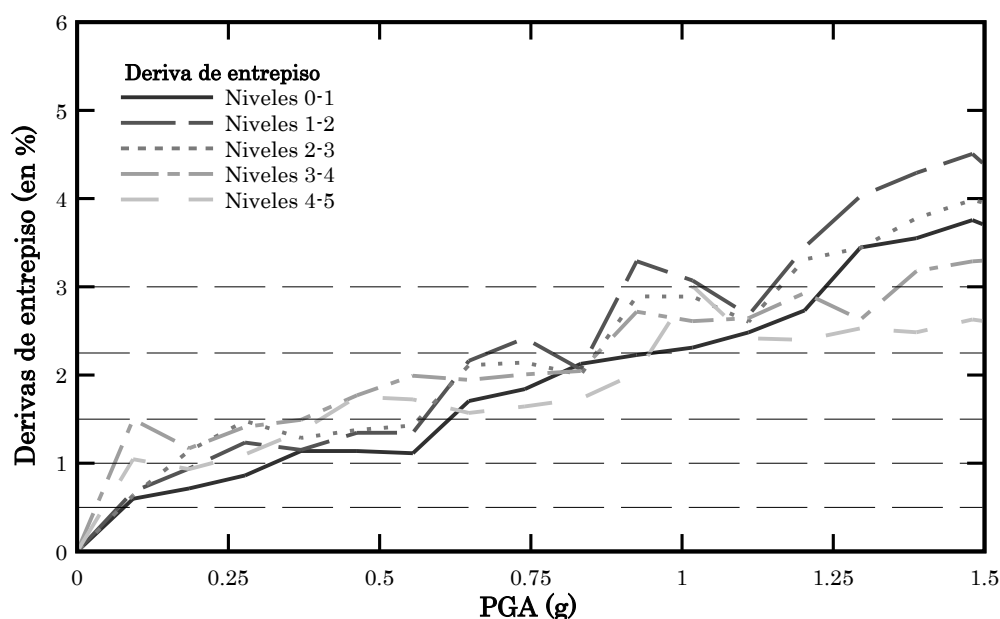


Figura 2 Determinación de los umbrales de daño a partir de las curvas IDA

La aceleración para la cual se alcanza un determinado estado de daño corresponderá a la intersección del valor de la deriva de entrepiso que define ese valor de estado de daño con la primera curva IDA. Es de hacer notar que la intersección no necesariamente ha de producirse siempre con la misma curva IDA, ya estas no siempre tienen patrones uniformes [8]. De esta manera se obtiene un conjunto de valores de aceleraciones para el conjunto de

acelerogramas sintéticos aplicados. Sobre este conjunto de valores se calcula el valor medio y la desviación estándar.

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizan las aceleraciones determinadas para los estados de daño, los resultados obtenidos se procesan calculando los valores medios de las aceleraciones para cada estado de daño y las correspondientes desviaciones estándar. Se aplica una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal, Pinto *et al.* 2006 [22]:

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right)^2 \right] \quad (3)$$

Donde $\bar{S}_{d,ds}$ es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño ds , β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño ds .

La probabilidad condicional $P(S_d)$ de alcanzar o exceder un estado de daño en particular, ds , dado el desplazamiento espectral, S_d , (u otra medida de demanda sísmica) se define como la integral entre 0 y S_d de su función de densidad $F(S_d)$:

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d) d(S_d) \quad (4)$$

Una vez graficadas las curvas de fragilidad, se determina a partir del valor de la aceleración correspondiente al emplazamiento de la estructura la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño específico. Estos valores permitirán la toma de decisiones en cuanto a la necesidad de reforzar la estructura para reducir la probabilidad de que esta alcance estados avanzados de daño.

3 CASOS DE ESTUDIO

El método de determinación de curvas de fragilidad a partir del análisis incremental dinámico se ha aplicado a dos casos de estudio correspondientes a dos edificios de concreto armado existentes en Venezuela.

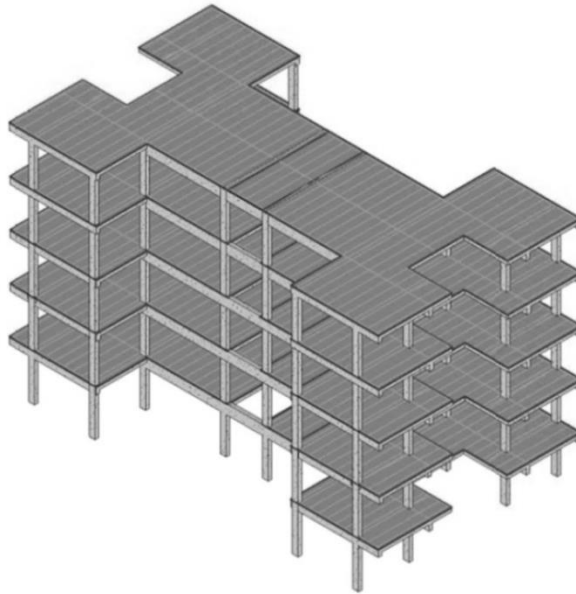


Figura 3 Vista isométrica de edificio de 5 niveles con múltiples entrantes

3.1 Primer caso de estudio

El primer caso estudiado consiste en un edificio residencial multifamiliar de cinco niveles, construido conforme a las normas antiguas de Venezuela. El uso del edificio es residencial, tiene una estructura porticada de concreto armado con losas nervadas unidireccionales, presentando además la particularidad de que las vigas de arriostramiento son planas (se encuentran embebidas dentro de la losa nervada). La forma general en planta es de H, teniendo importantes entrantes que dan cabida a pasillos de circulación.

Este caso representa una construcción típica destinada a viviendas multifamiliares en Venezuela. Este tipo de estructuras se encuentran diseminadas en las principales ciudades del país, de allí el especial interés por evaluar su vulnerabilidad. Segundo caso de estudio

El segundo caso de estudio consiste en una edificación hotelera. La estructura es porticada de concreto armado, alcanzando nueve niveles. La planta es de forma asimilable a un rectángulo, pero se ha dividido en tres cuerpos independientes con juntas sísmicas con la finalidad de evitar problemas asociados con la relación ancho/largo de la planta, que pudiese haber producido problemas torsionales en las columnas del perímetro. De esta forma se originan tres cuerpos, dos laterales y uno central, siendo los dos laterales perfectamente simétricos respecto de este último. En la Figura 4 se aprecia una isometría parcial del edificio (sólo se muestran el módulo central y el lateral izquierdo).

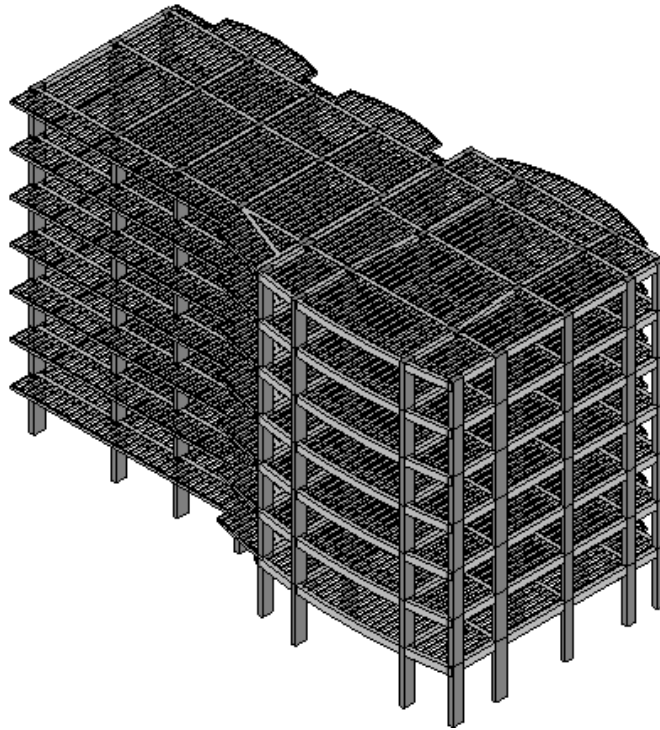


Figura 4 Vista isométrica de edificio de nueve niveles en la que se aprecian el módulo central y el módulo lateral izquierdo

3.2 Acción de historia-tiempo

Las acciones dinámicas aplicadas han sido tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño para las características geotécnicas propias del emplazamiento de la edificación. En la Figura 5 se muestran el espectro elástico de diseño del caso 1 conjuntamente con los espectros de respuesta obtenidos de los tres acelerogramas sintéticos obtenidos mediante el programa PACED [23].

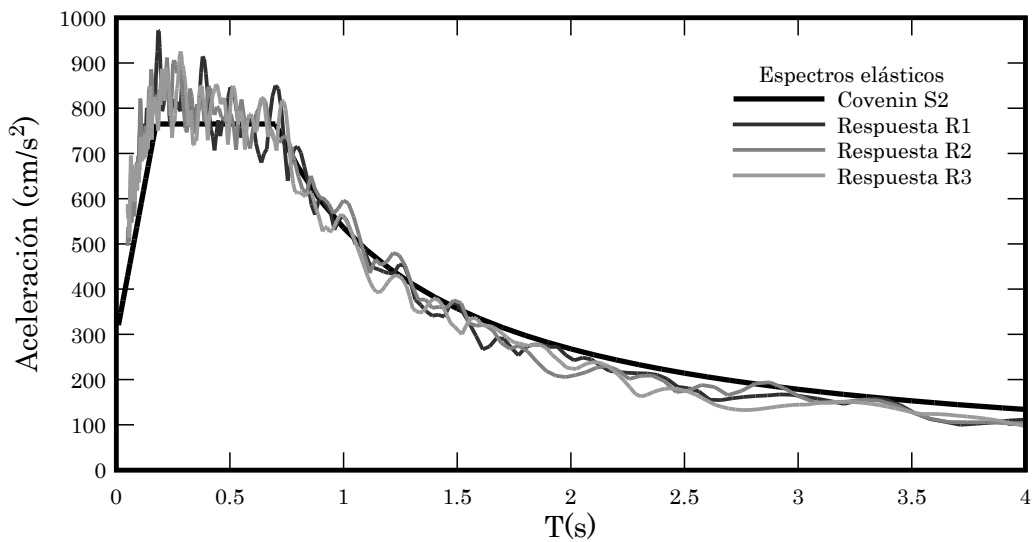


Figura 5 Espectro de diseño correspondiente a un suelo S2 (duro) con una aceleración de 0,3g con los espectros de respuesta obtenidos con los acelerogramas sintéticos

Adicionalmente para el caso del edificio de nueve plantas se aplicó el acelerograma correspondiente al terremoto de Tucacas ocurrido en septiembre de 2009 con una M_w de 6,4 a 15 km de la costa de los Estados Carabobo y Falcón. A pesar de la magnitud del terremoto y de la proximidad con centros poblados en la costa del mar Caribe, originó daños estructurales y no estructurales en edificios de siete a diez niveles, sin llegar a afectar edificios de menor altura. Esta característica se puede explicar al analizar el espectro de respuesta en velocidades generado con el registro del terremoto. En la Figura 6 puede apreciarse que los picos del espectro se ubican entre 0,8 y 1,1 s, que es precisamente el rango de los períodos correspondiente a los edificios más afectados.

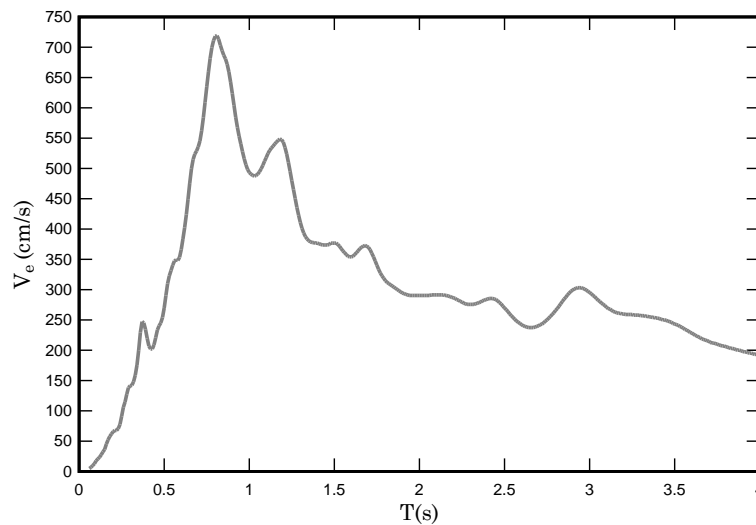


Figura 6 Espectro de respuesta en velocidades obtenido del registro del terremoto de Tucacas

Además se ha modificado el registro original con la finalidad de hacerlo compatible con el espectro elástico de diseño correspondiente al emplazamiento del edificio del caso 2. En la Figura 7 se puede apreciar el acelerograma resultante del proceso de compatibilización con el espectro elástico de diseño.

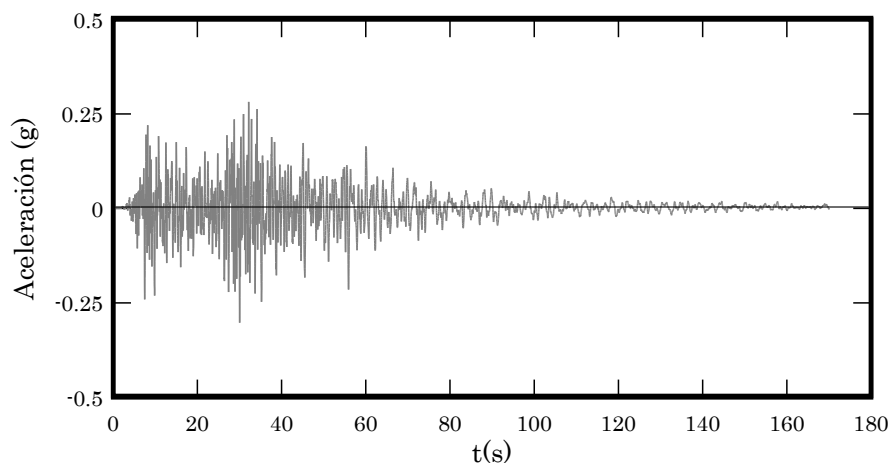


Figura 7 Acelerograma modificado del registro del terremoto de Tucacas (2009)

4 RESULTADOS

Seguidamente se muestran los resultados de las curvas de fragilidad calculadas aplicando el procedimiento propuesto.

En primer lugar se muestran los resultados del primer caso de estudio. Las curvas de fragilidad reflejan el comportamiento notablemente diferente de los pórticos en dirección X (dirección de arriostamiento) que contienen vigas planas, con respecto de los pórticos en dirección Y, que al tener que soportar cargas de gravedad se diseñan con vigas profundas. De esta manera, el edificio presenta una probabilidad total de alcanzar un estado de daños irreparables si fuese sometido a la acción de un terremoto en la dirección X, mientras que si el terremoto actuase en dirección de los pórticos de carga la probabilidad de alcanzar un estado de daños irreparables disminuye notablemente, teniéndose una mayor probabilidad de que este alcance estados de daño reparables desde un punto de vista económico y tecnológico.

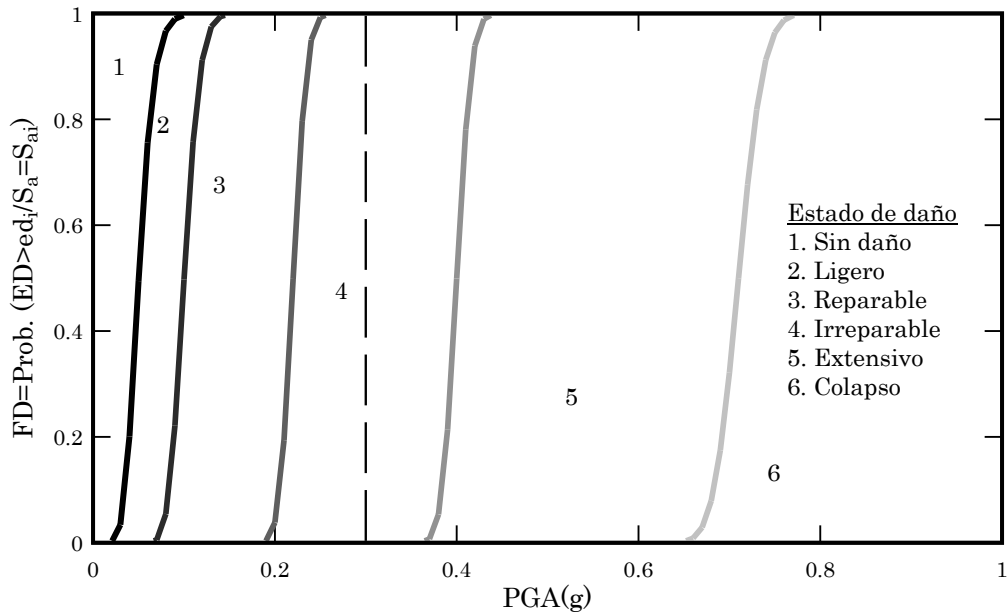


Figura 1 Curvas de fragilidad del edificio en dirección X

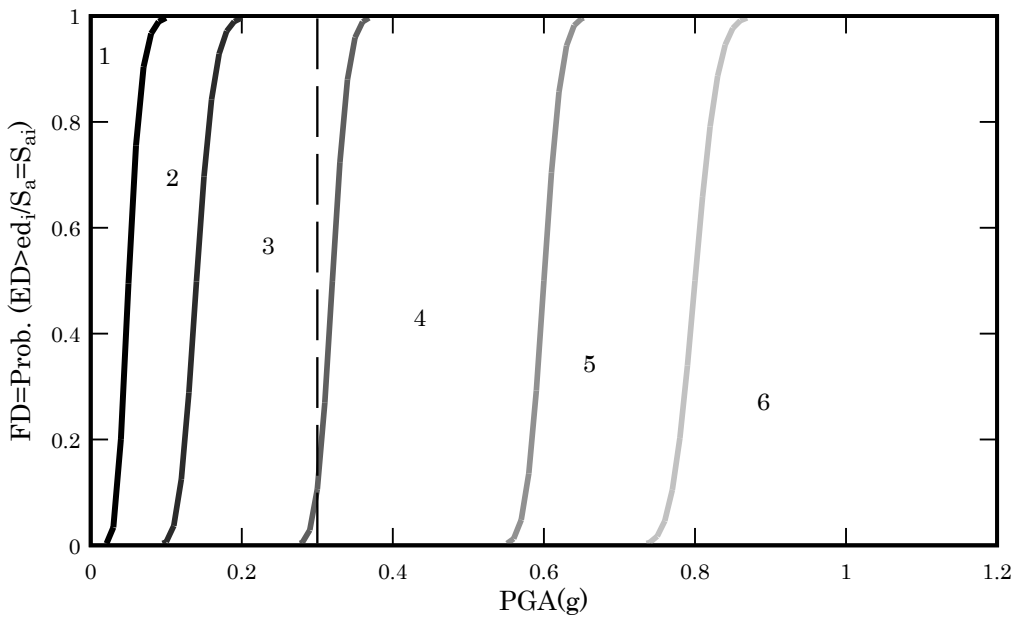


Figura 2 Curvas de fragilidad del edificio en dirección Y

En las Figuras 8 y 9 se observan las curvas de fragilidad del edificio en direcciones X e Y respectivamente. Las curvas de fragilidad resultantes son consistentes con las curvas obtenidas en trabajos recientes [24, 25, 26] aplicando procedimientos convencionales con la deriva global como medida de intensidad.

En las Figuras 10 y 11 se puede observar las curvas de fragilidad calculadas para el

módulo central en dirección X e Y, respectivamente. Nótese que en la dirección de carga existe mayor probabilidad de alcanzar mayores daños en comparación con la dirección de los pórticos de arriostramiento, sin embargo los daños alcanzados para la aceleración espectral de diseño correspondiente al lugar de emplazamiento del edificio, se alcanzarían solo daños ligeros.

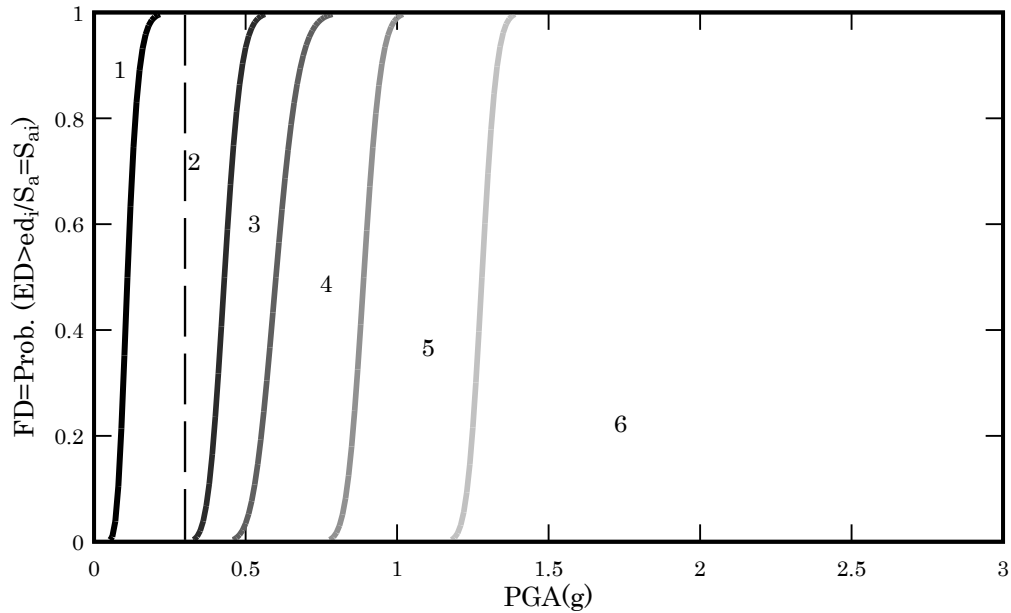


Figura 3 Curvas de fragilidad del módulo central en dirección X

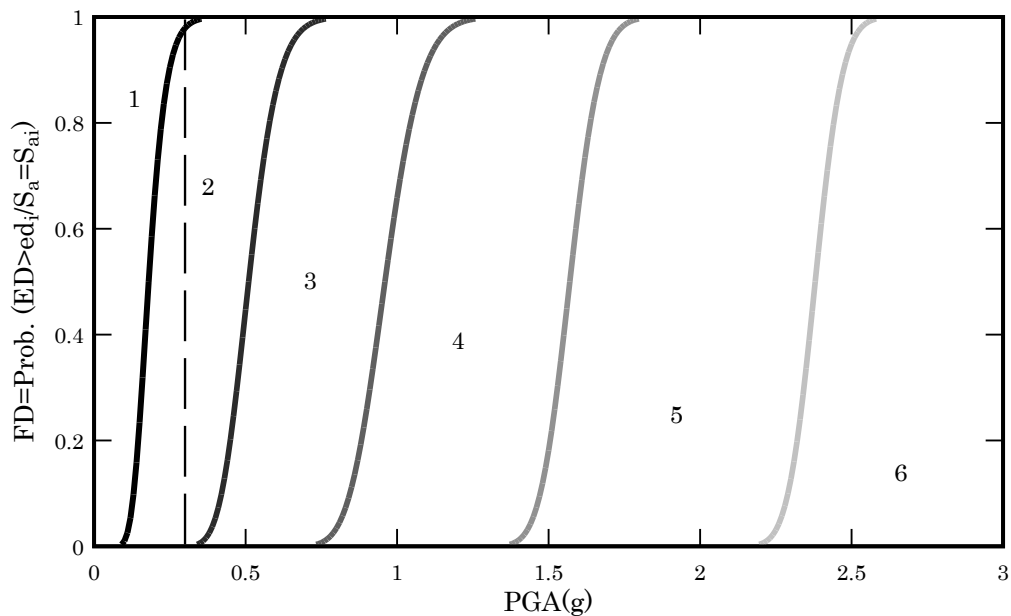


Figura 4 Curvas de fragilidad del módulo central en dirección Y

En las Figuras 12 y 13 se pueden apreciar las curvas de fragilidad del módulo lateral calculadas tanto para la dirección X como la Y, respectivamente. Aquí puede notarse que el módulo lateral tiene una alta probabilidad de alcanzar un estado de daños reparables si el sismo actúa en dirección de los pórticos de carga, mientras que si lo hace en dirección de los pórticos de arriostramiento los daños que se presentan son ligeros.

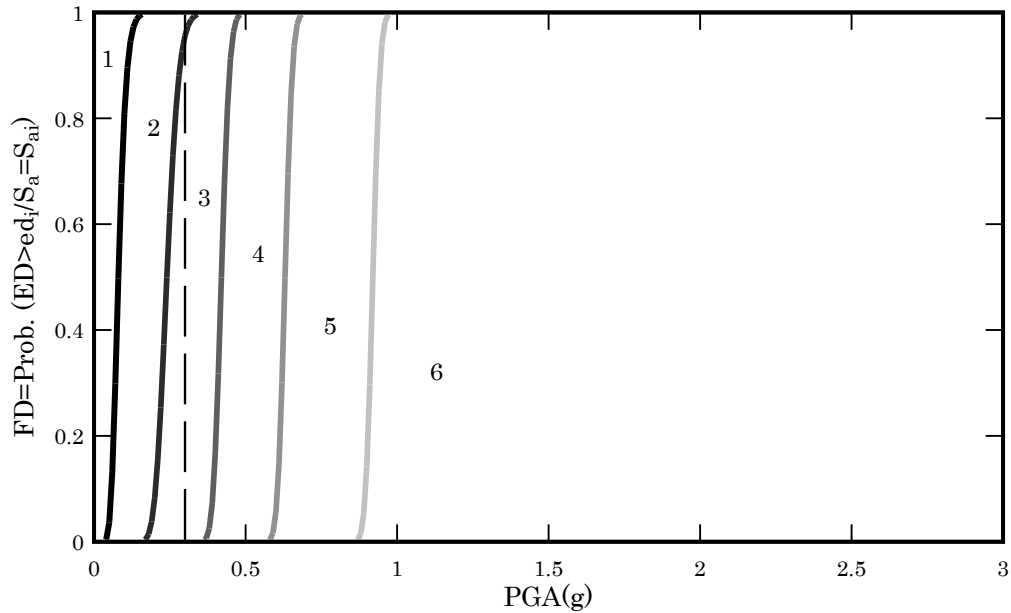


Figura 5 Curvas de fragilidad del módulo lateral en dirección X

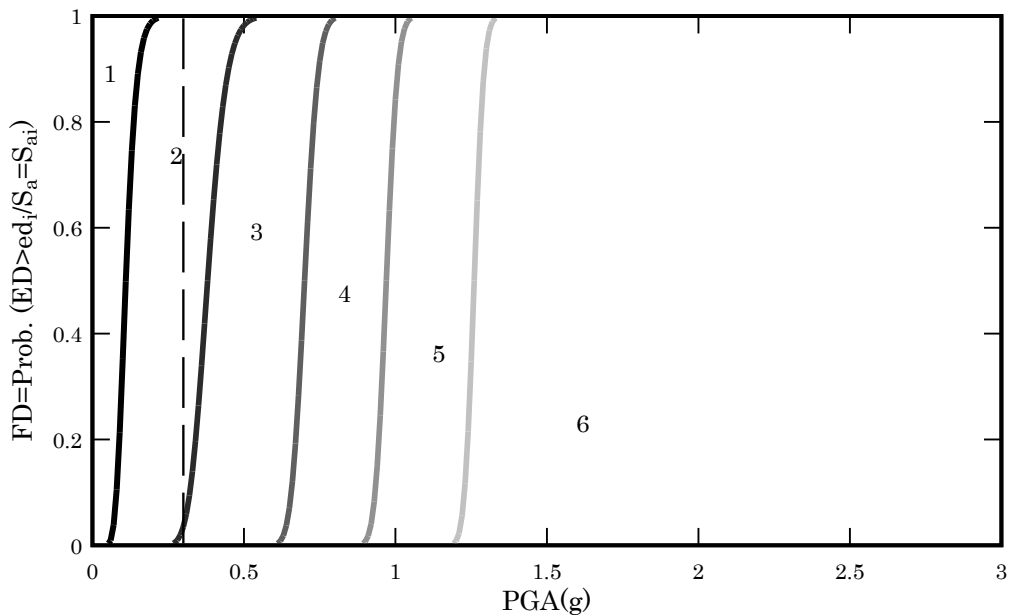


Figura 6 Curvas de fragilidad del módulo lateral en dirección Y

Es de hacer notar que la mayoría de los daños observados en el edificio luego de que

ocurriera el terremoto de 2009 fueron de tipo no estructural, apreciándose daño principalmente en la mampostería y los cristales, pero sin apreciarse daños evidentes en la estructura de concreto armado de losas y pórticos. Justamente el tipo de daños que es recogido dentro de las probabilidades que se extraen de las curvas de fragilidad.

5 CONCLUSIONES

En este Capítulo se presenta un procedimiento innovador para obtener curvas de fragilidad a partir de los resultados del análisis incremental dinámico.

Se han aplicado una serie de umbrales de daño correlacionándolos con la aceleración máxima del terreno, obtenida del proceso de escalado de los acelerogramas sintéticos utilizados en la investigación.

También se ha utilizado un registro instrumental de un sismo fuerte (Tucacas, 2009) que ha sido modificado para hacerlo compatible con el espectro de diseño elástico del sitio afectado.

Se aplicó el procedimiento a la obtención de curvas de fragilidad de dos edificios de concreto armado de diferentes alturas y diferentes irregularidades. Los resultados muestran que el método propuesto permite obtener curvas de fragilidad que reflejan adecuadamente la vulnerabilidad de los casos estudiados. Esto se ha podido verificar especialmente por el edificio que sufrió daños durante el terremoto de Tucacas (2009), los resultados muestran que el edificio alcanzaría estados de daños entre ligeros y reparables al contemplar una acción sísmica similar a la ocurrida durante el terremoto, comparables a los daños no estructurales registrados luego del evento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores están especialmente agradecidos con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. El primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este Capítulo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía. También queremos expresar nuestro agradecimiento al Mid-American Earthquake Center y la National Science Foundation (premio número CEE-9701785), los desarrolladores del software Zeus NL utilizados en esta investigación.

REFERENCIAS

- [1] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009) Seismic performance of waffled-slab floor buildings, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182.
- [2] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S (2010a) Seismic safety of low ductility structures used in Spain. Bull Earthquake Eng 8:135–155.
- [3] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2007). Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura. Vol.7 N° 2-3, 273-286. Mayagüez, Puerto Rico.

- [4] Kunnath S. (2005). Performance-based seismic design and evaluation of buildings structures. In: Chen WF, Lui EM (eds), Earthquake engineering for structural design. CRC, Boca Raton Press
- [5] Shinozuka M., Feng M.Q., Lee J. y Naganuma T. (2000) Statistical analysis of fragility curves. *J Eng Mech.* 126 (12): 1224-1231.
- [6] Fardis M.N., Papailia A. y Tsionis G. (2012) Seismic fragility of RC framed and wall-frame buildings designed to the EN-Eurocodes. *Bull Earthquake Eng.* 10:1767–1793.
- [7] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat, A.H. y Hurtado J.E.. (2013) Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.* 29(2) 63-78.
- [8] Vamvatsikos D. y Cornell C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng Struct Dynam* 31(3):491–514.
- [9] Mitropoulou Ch. y Papadrakakis M. (2011) Developing fragility curves base on neural network IDA predictions. *Eng Struct.* 33: 3409-3421.
- [10] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b) Non-linear structural analysis. Application for evaluating seismic safety, Chapter 6 of *Structural Analysis*, M. Camilleri editor, Nova Science Publishers, 101-128, New York, 2010.
- [11] Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller S. (2011a) Seismic response of RC framed buildings designed according to Eurocodes. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Springer, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis y N.D. Lagaros Editores, 201-220.
- [12] Sánchez A.M. y Plumier L. (2008) Parametric study of ductile moment-resisting steel frames: a first step towards Eurocode 8 calibration. *Earthquake Eng Struct Dynam* 37:1135–1155.
- [13] Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2011b). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *Journal of Civil Engineering and Architecture.* Vol. 5 N° 7, 567-575. David Publishing Company. Chicago, United States of America.
- [14] Chopra A. (2011) *Dynamics of Structures.* Prentice Hall; 4 edition. New Jersey.
- [15] Calvi, G.M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering.* Vol. 3, N° 3, 411-438.
- [16] Kircher Ch., Nassar A., Kustu O. y Holmes W. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra.* Vol. 13. N° 4. 663-682.
- [17] Panagiotakos T.B. y Fardis N.M. (2001). A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 30:1439–1462.
- [18] Verderame G.M., Ricci P., Manfredi G. y Cosenza E. (2011). Ultimate chord rotation of RC columns with smooth bars: some considerations about EC8 prescriptions. *Bull Earthquake Eng.* 8:1351–1373.

- [19] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011c) Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-65, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [20] Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2008a). Umbrales de daño para estados límite de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura. Vol. 8, 2, 119-134. Mayagüez, Puerto Rico.
- [21] Vielma J.C., Barbat A.H. y S. Oller (2008b) An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [22] Pinto P.E., Giannini R. y Franchin P. (2006). Seismic reliability analysis of structures. IUSS Press. Pavia. Italy.
- [23] Vielma J.C. (2009). PACED. Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros de diseño. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.
- [24] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013) Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes. Chapter 12 of Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [25] Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A.H. y Pujades L.G. (2013). Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes. WIT Transactions on the Built Environment, 132, 85-96.
- [26] Ugel R., Herrera R.I., Vielma J.C., Barbat A.H. y Pujades L.G. (2013) Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes. WIT Transactions on the Built Environment. 132: 109-120.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almansa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango González, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1999

- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995
- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya, ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña*, J.A. Canas, J.J. Egozcue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997
- IS-24 *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 *Stochastic dynamics of hysteretic structures*, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998

- IS-26 *Análisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994*, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, ISBN: 84-89925-11-9, 1998
- IS-27 *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, E. Maldonado, J.A. Canas, J.R. Casas, L.G. Pujades, ISBN: 84-89925-23-2, 107pp., 1998
- IS-28 *Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes*, E. Maldonado, J.A. Canas y J.R. Casas, ISBN: 84-89925-16-X, 97pp., 1998
- IS-29 *Metodologías para o cálculo sísmico não-linear de barragens de betão*, R. Faria ISBN: 84-89925-25-9, 113pp., 1998
- IS-30 *Acciones para el diseño sísmico de estructuras*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-27-5, 122pp., 1998
- IS-31 *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão*, R. Faria, ISBN: 84-89925-28-3, 88pp., 1998
- IS-32 *Vulnerabilidad sísmica de hospitales. Fundamentos para ingenieros y arquitectos*, O.D. Cardona, ISBN:84-89925-33-X, 165pp., 1999
- IS-33 *Modelación estocástica de la acción sísmica*, J. E. Hurtado, ISBN:84-8925-34-8, 93pp., 1999
- IS-34 *Earthquake simulator testing of a steel model seismically protected with friction energy dissipators*, D. Foti and J. Canas, ISBN: 84-89925-40-2, 110pp., 1999
- IS-35 *Plasticidad y fractura en estructuras aperticadas*, J. Flórez López, ISBN: 84-89925-46-1, 90pp., 1999
- IS-36 *Estimación de efectos locales con movimientos sísmicos y microtemblores*, V. Giraldo, A. Alfaro, L. G. Pujades, J. A. Canas, ISBN: 84-89925-54-2, 83pp., 1999
- IS-37 *Modelo numérico de elastómeros multi-fase y su aplicación al análisis de estructuras con aislamiento sísmico*, O. Salomón, S. Oller y A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-54-2, 239pp.,1999
- IS-38 *Dinámica de estructuras. Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica*, J.E. Hurtado, ISBN:84-89925-59-3,177pp., 2000

- IS-39 *Utilización de los conjuntos difusos en modelos de vulnerabilidad sísmica*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius y J.A. Canas, ISBN:84-89925-61-5, 2000
- IS-40 *Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en " Conjuntos Difusos "*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius, J. A.Canas, ISBN: 84-89925-64-X, 110pp, 2000
- IS-41 *Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte*, C. Gómez Soberón, A. Barbat, S. Oller, ISBN: 84-89925-64-X, 168pp, 2000
- IS-42 *Fuerzas sísmicas en los Países Bolivarianos*, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-74-7, 101pp., 2000
- IS-43 *Espectros de input de energía de aplicación en el proyecto sismorresistente estructuras en regiones de sismicidad moderada*, A. Benavent-Climent, L.G. Pujades, F. López-Almansa, ISBN: 84-89925-86-0, 85 pp., 2001
- IS-44 *Capacidad límite última de disipación de energía de estructuras de hormigón Armado sometidas a acciones sísmicas*, A. Benavent- Climent, F. López-Almansa, L. G. Pujades, ISBN: 84-89925-88-7, 2001
- IS-45 *Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico. Programa de ordenador CEINCI3*, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-87-9, 107pp., 2001
- IS-46 *Estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada con aberturas*, J. J. Álvarez, S.M. Alcocer, ISBN: 84-89925-90-9, 119pp., 2002
- IS-47 *Seismic vulnerability of bridges using simplified models*, C. Gómez Soberón, S. Oller, A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-96-8, 135pp., 2002
- IS-48 *Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica*, M. Jara, J. R. Casas, ISBN: 84-95999-01-3, 120pp., 2002
- IS-49 *Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía*, M. Jara, J. R. Casas, ISBN: 84-955999-02-1, 115pp., 2002
- IS-50 *Ferrocemento: Un acercamiento al diseño sísmico*, D. A. Bedoya, J. Farbiarz, J. E. Hurtado, Ll. G. Pujades, ISBN: 84-95999-23-4, 76pp., 2002
- IS-51 *Metodología para la evaluación del desempeño de la gestión del riego*, M. L. Carreño, O. D. Cardona, A. H. Barbat, ISBN: 84-95999-66-8, 2004

- IS-52 *Sistema de indicadores para la evaluación de riesgos*, M. L. Carreño, O. D. Cardona, A. H. Barbat, ISBN: 84-95999-70-6, 200
- IS-53 *Evaluación "ex-post" del estado de daño en los edificios afectados por un terremoto*, M. L. Carreño, O. D. Cardona, A. H. Barbat, ISBN: 84-95999-76-5, 2005
- IS-54 *Identificação modal estocástica de estruturas de engenharia civil*, F. Magalhães, A. Cunha, E. Caetano, ISBN: 84-95999-89-7, 2005
- IS-55 *Comportamiento sísmico de puentes articulados y disipación de energía adicional: Un estado del crecimiento*, G. E. Valdebenito, A. C. Aparicio, ISBN: 84-95999-87-0, 2005
- IS-56 *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*, A.H. Barbat, S. Oller and J.C. Vielma, 2005
- IS-57 *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras*, R. Aguiar, ISBN: 84-95999-91-9, 2006
- IS-58 *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*, R. Aguiar, ISBN: 978-84-96736-40-7, 2007
- IS-59 *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*, R. Moreno, L. Pujades, A.C. Aparicio, A.H. Barbat, ISBN: 978-84-96736-53-5, 2007
- IS-60 *Inelastic Analysis of Geometrically Exact Rods*, P. L. Mata, A.H. Barbat, S. Oller, R. Boroschek, ISBN: 978-84-96736-59-7, 2007
- IS-61 *La gestión financiera del riesgo desde la perspectiva de los desastres*, M.C.Marulanda, O.D. Cardona, M.G. Ordaz, A.H.Barbat, ISBN:978-84-96736-60-3, 2008
- IS-62 *Seismic protection of cable-stayed bridges applying fluid viscous dampers*, G.E. Valdebenito, A.C. Aparicio, ISBN:978-84-96736-84-9, 2010
- IS-63 *Reliability problems in earthquake engineering*, J.E. Hurtado, ISBN: 978-84-96736-86-3, 2010

- IS-64 *Theoretical and experimental analysis of dissipative buckling restrained braces*, G. Perazzo, F. López-Almansa, X. Cahís, F. Crisafulli, ISBN: 978-84-96736-98-6, 2011
- IS-65 *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*, J. C. Vielma, A.H. Barbat, S. Oller, ISBN: 978-84-95999-60-3, 2011
- IS-66 *Modelización numérica del comportamiento estructural de barras de pandeo restringido* J. C. Castro, F. López, S. Oller, ISBN: 978-84-95999-12-2, 2011
- IS-67 *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura*, F. D. Diaz F. Espinoza, R. Sánchez, C.I. Huerta, ISBN: 978-84-939640-1-6, 2012

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.