

Simulación de funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de hormigón armado en sistema pórtico¹

Simulating vulnerability functions and seismic damage probability matrix for reinforced concrete frame buildings

Esperanza Maldonado Rondón², Iván Dario Gómez Araujo³ y Gustavo Chio Cho⁴

RESUMEN

En el presente trabajo se construyen funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de concreto que corresponden al sistema estructural de pórticos, a partir de técnicas de simulación y de opinión de expertos. Las funciones y matrices propuestas relacionan la vulnerabilidad de una edificación con el nivel de daño que pueden alcanzar dependiendo de la acción del sismo. La determinación de la vulnerabilidad se realiza a partir de un índice, el cual es propuesto con base en la opinión de expertos. El daño se define por medio de un índice que depende de un análisis no lineal estático. Las técnicas de simulación fueron utilizadas para generar edificaciones hipotéticas que representan las características propias de las edificaciones de ciudades colombianas como Bucaramanga. Para la construcción y aplicación de las funciones y matrices se elaboró una serie de herramientas que permiten, a partir de las características de las edificaciones de una zona, establecer el nivel de daño de una acción sísmica determinada.

Palabras clave: funciones de vulnerabilidad sísmica, matrices de probabilidad de daño sísmico, vulnerabilidad sísmica, daño sísmico, edificaciones en concreto, sistema pórticos.

ABSTRACT

This paper outlines vulnerability functions and seismic damage probability matrixes being constructed for reinforced concrete frame buildings. These functions and matrixes were based on simulation techniques and experts' opinion. The proposed functions and matrixes relate a building's vulnerability to the level of damage which might be incurred, depending on an earthquake's motion. Vulnerability was defined by estimating an index proposed by expert opinion. Damage was defined by means of a damage index depending on nonlinear static analysis. Simulation techniques were used for constructing hypothetical buildings and thereby to building the functions and matrixes. Such buildings represented the typical characteristics of Colombian cities' reinforced concrete frame system (Bucaramanga for example). A set of tools was made for constructing and applying these functions and matrixes, allowing us to determine the level of seismic damage by using the buildings' characteristics for specific seismic action.

Keywords: seismic vulnerability function, seismic damage probability matrix, seismic vulnerability, seismic damage, concrete building, frame.

Recibido: abril 15 de 2008

Aceptado: octubre 21 de 2008

Introducción

La construcción de un modelo para definir el nivel de daño sísmico depende del sistema estructural al que corresponde la edificación que se desea analizar. En un contexto regional las ciudades cuentan con edificaciones asociadas a diferentes configuraciones estructurales (Maldonado y Chio, 2007; Carreño y Rodríguez, 2003), siendo el sistema pórtico en concreto reforzado uno de los más utilizados, especialmente en edificaciones de más de cuatro pisos y construidas antes de la vigencia de la NSR-98.

En la definición del modelo para estimar el daño de una muestra de edificaciones de una zona se pueden utilizar las funciones de vulnerabilidad o las matrices de probabilidad de daño (Mena, 2002; Jiménez, 2002; Yépez, 1996; Castillo, 2005; Maldonado *et al.*, 2008; Maldonado y Chio, 2008). Las primeras expresan el daño en forma continua y la segunda de manera discreta. Las funciones y matrices pueden construirse a partir de datos experimentales, analíticos, o estar basados en observaciones de campo o en la opinión de expertos. Dependiendo de la información con la que

¹ Este trabajo hace parte de los resultados del proyecto de investigación titulado "Zonificación del riesgo sísmico en centros urbanos utilizando funciones de vulnerabilidad calculadas. Caso de estudio: Meseta de Bucaramanga", el cual es financiado por Colciencias y por la Universidad Industrial de Santander.

² Ingeniera civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia. M.Sc., en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Colombia. Ph.D., en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, España. Integrante Grupo INME, Profesora titular, Universidad Industrial de Santander, Colombia. emaldona@uis.edu.co

³ Ingeniero civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia. Joven Investigador, Grupo de investigación INME, Estudiante de Maestría y Profesor de cátedra, Universidad Industrial de Santander, Colombia. igomez19@hotmail.com

⁴ Ingeniero civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia. Ph.D., en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, España. Integrante Grupo INME y Profesor asociado, Universidad Industrial de Santander, Colombia. gchioch@uis.edu.co

se cuente se podrá utilizar uno u otro método, o combinar. En el caso de la estimación del daño de edificaciones como las del Área Metropolitana de Bucaramanga, donde no se cuenta con suficiente información de registros de daño ante eventos pasados o no se tienen datos experimentales de evaluación de daño de las edificaciones, es necesario proponer modelos híbridos (Yépez, 1996), razón por la cual, para el caso de Bucaramanga se tomó la decisión de utilizar técnicas basadas en opinión de expertos combinadas con procesos analíticos, aplicando técnicas de simulación.

En la construcción de las funciones y matrices se definieron 2.000 edificaciones hipotéticas. Para ello se generaron de forma aleatoria las características y propiedades estructurales de cada edificación y con ello se definió su modelo estructural. Este modelo posteriormente se analizó bajo comportamiento no lineal, estimando el daño ante diversos eventos sísmicos. A su vez, a cada edificación hipotética se le determinó su índice de vulnerabilidad en función de sus características definidas de forma aleatoria. Luego, con estos valores se simularon las funciones para variados eventos sísmicos. Una vez realizado el proceso de construcción de las funciones se hizo un análisis probabilista de los resultados de la simulación y con ellos se generaron las matrices de probabilidad de daño.

A continuación se presenta una descripción detallada del procedimiento desarrollado para construir las funciones y matrices de probabilidad de daño en edificios de hormigón armado.

Funciones de vulnerabilidad

Una función de vulnerabilidad muestra en forma continua el grado de daño que puede lograr un tipo de estructura específica cuando está expuesta a una acción sísmica determinada. Las funciones de vulnerabilidad se calculan a partir de los datos de daño observados o son construidas artificialmente. Una de sus principales variantes la constituyen las funciones de vulnerabilidad que relacionan un *índice de vulnerabilidad* con un *índice de daño*, condicionado por un parámetro que describe el movimiento del terreno; este parámetro puede ser la aceleración máxima A_w , o una de las escalas de intensidad sísmica, tales como MSK y MMI.

Algunos ejemplos de estas funciones son los propuestos por Yépez (1996), quien generó funciones de vulnerabilidad a través de la simulación de estructuras de mampostería y hormigón armado. Para el caso de las estructuras de hormigón el proyecto se basó en el estudio de las edificaciones de una zona céntrica de Barcelona (España) denominada "Eixample", en el cual se distinguieron dos tipologías: edificios aporricados con vigas o con losa plana. Después de un examen detallado de cada una de estas estructuras se fijaron los límites de sus propiedades estructurales, así como las relaciones entre ellas, lo que permitió la generación aleatoria de edificios, que posteriormente fueron analizados en el estado no lineal para la eventual estimación de daños. Los resultados de las funciones de vulnerabilidad generadas en el estudio permitieron concluir que el comportamiento sísmico en general de las edificaciones de "Eixample", para los dos sistemas constructivos, era bastante frágil.

Jiménez (2002) construyó funciones de vulnerabilidad en la ciudad de Cuenca (Perú) para los sistemas de pórticos y mampostería, a partir de investigar los patrones de construcción y diseño de las edificaciones de la ciudad y así luego simular el comportamiento sísmico ante diversas demandas sísmicas.

Matrices de probabilidad de daño

Una matriz de probabilidad de daño expresa en forma discreta la posibilidad que tiene un sistema estructural específico de sufrir un daño debido a un sismo determinado. Es decir, enuncia la probabilidad

condicional $P[D=j|i]$ de alcanzar un nivel de daño en una tipología específica igual a j , de acuerdo a un terremoto de tamaño i .

Un ejemplo de matrices de probabilidad de daño son las enunciadas en el documento ATC-13 (1985), elaboradas a partir de opinión de expertos en la materia. En el ATC-13 se presentan matrices de probabilidad de daño para más de 40 tipologías de edificaciones, las cuales se definen a partir de la escala de intensidad modificada de Mercalli para los grados comprendidos entre VI y XII. En las matrices se plantean siete estados discretos de daño con un factor central de daño.

Simulación de las funciones de vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado en sistema pórtico

Para la simulación de las edificaciones de hormigón armado se tomaron características identificables de edificaciones existentes en la ciudad de Bucaramanga. A su vez, a cada una de esas características se les hallaron sus valores límites y las distribuciones de probabilidad que gobiernan su comportamiento. Luego, a partir de estos intervalos de valores se generaron aleatoriamente las características que permitieron simular un gran número de edificaciones hipotéticas; de esta manera, las edificaciones simuladas correspondieron a una combinación de las propiedades de las estructuras presentes en la zona de estudio.

Para el caso de la simulación aleatoria de las edificaciones hipotéticas se efectuó un análisis detallado de 39 estructuras, representativas de la zona de estudio. La selección de estas se realizó con base en un grupo que contiene una muestra amplia de edificaciones de diversos años de construcción y números de pisos. Después del estudio detallado de cada una de las estructuras se fijaron los límites inferior y superior de sus propiedades estructurales, además se establecieron relaciones entre ellas para la respectiva generación aleatoria de edificaciones.

Variables utilizadas para la generación aleatoria de edificaciones hipotéticas

Con el fin de lograr definir las variables aleatorias fue imperante conocer la distribución de probabilidad a la que responden las variables en cuestión. Dicha distribución se determinó mediante una indagación probabilística de la variación, ajustándose a modelos existentes. Posteriormente las variables utilizadas en la simulación se dividieron en dos grupos: las variables que pertenecen a las características o dimensiones de elementos como altura, número de pisos, cantidad de refuerzo, etc., y las que representan las propiedades y resistencia de los materiales. Las primeras se ajustaron a una distribución de probabilidad uniforme, es decir, que todos los valores, desde el límite inferior hasta el superior, poseían la misma probabilidad de ocurrencia en una generación aleatoria. En el segundo grupo, en el cual se encuentra la resistencia a la compresión del hormigón y el módulo de elasticidad, se siguieron los lineamientos de algunos autores como Da Costa (1990), Ellingwood y Hwang (1985), Mirza et al. (1979), quienes afirman que estas variables pueden modelarse utilizando una distribución de probabilidad normal con variaciones entre el 15% y el 20%. Por otro lado, Mirza y MacGregor (1979) establecen, para la resistencia del acero de refuerzo, una distribución de probabilidad log-normal con un coeficiente de variación del 11%; a su vez, consideran que el módulo de elasticidad presenta muy poca variabilidad en su valor.

Acto seguido se tomaron como variables estructurales aleatorias las presentadas en las Tablas 1, 2 y 3. En la Tabla 1 se enseñan las va-

riables que poseen una distribución uniforme de probabilidad; en la Tabla 2, una distribución de probabilidad normal; y, en la Tabla 3, una distribución log-normal. Todos los valores se obtuvieron a partir del estudio estadístico de la muestra de 39 edificaciones, así como de los valores recomendados en los estudios mencionados anteriormente. Otros valores referentes a los modelos de falla del hormigón y del acero se evaluaron en forma determinista según las curvas constitutivas planteadas de los diversos materiales.

Tabla 1. Parámetros con distribución de probabilidad uniforme

Dato	Límite inferior	Límite superior	UN
Número de pisos.	4	12	un
Altura del primer piso.	2.14	3.05	m
Altura pisos superiores.	2.14	2.85	m
Superficie en planta.	44.95	1274.92	m ²
Espesor promedio de losas.	0.1	0.2	m
Separación de refuerzo transversal en columnas.	0.055	0.2	m
Separación del refuerzo transversal vigas.	0.055	0.25	m
Parámetro que considera la posición de la cimentación.	0	1 *	un
Parámetro que considera el suelo y la pendiente del terreno.	0	1 *	un
Parámetro que considera el diafragma de piso.	0	1 *	un
Parámetro que considera la configuración en elevación.	0	1 *	un
Parámetro que considera la presencia de columnas cortas.	0	1 *	un
Parámetro que considera los elementos no estructurales.	0	1 *	un
Parámetro que considera las edificaciones adyacentes	0	1 *	un
Dimensión de la base de vigas pisos 1 y 2.	0.3	0.45	m
Dimensión de la base de vigas pisos 3 y 4.	0.3	0.45	m
Dimensión del peralte de vigas pisos 1 y 2.	0.3	0.6	m
Dimensión del peralte de vigas pisos 3 y 4.	0.3	0.6	m
Cuántía acero negativo vigas exteriores 1 y 2	2.03	0.38	%
Cuántía acero positivo vigas exteriores 3 y 4	1.08	0.176	%
Cuántía acero negativo vigas interiores 1 y 2	2.03	0.44	%
Cuántía acero positivo vigas interiores 3 y 4	1.06	0.25	%

*Ver Tabla 4

Tabla 2. Parámetros con distribución de probabilidad normal

Dato	Media	Desviación	UN
Resistencia a la compresión	200	10	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2.10E+06	1.05E+05	kg/cm ²
Cuántía acero Longitudinal, columnas pisos 1 y 2	1.82	0.2	%
Cuántía acero Longitudinal, columnas pisos 3 y 4	1.82	0.2	%
Cuántía acero Longitudinal, columnas pisos >5	1.22	0.1	%

Para describir espacialmente la estructura se definió el número de pórticos en las dos direcciones ortogonales mediante una relación estadística que relaciona el área en planta *A* con el número de va-

nos en las direcciones *x* y *y* (*nv_x*, *nv_y*) (m), respectivamente. Estas relaciones se construyeron mediante los datos de las edificaciones de hormigón armado en sistema pórticos de la muestra. Las relaciones en cuestión se presentan en las Figuras 1 y 2, de manera que a partir de ellas se obtuvieron las relaciones de las ecuaciones 1 y 2.

Tabla 3. Parámetros con distribución de probabilidad log-normal

Dato	Media	Desviación	UN
Esfuerzo de fluencia del refuerzo principal	4200	170	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia de acero utilizado en los estribos	2800	170	kg/cm ²

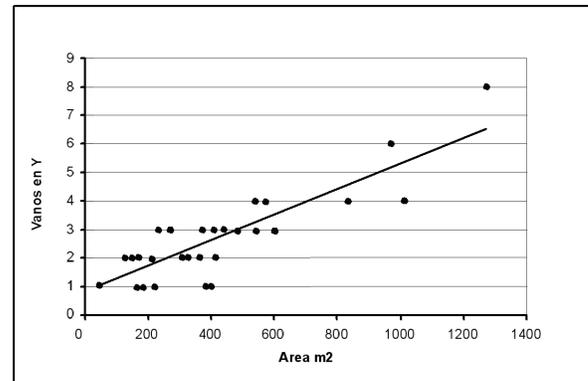


Figura 1. Número de vanos en la dirección ortogonal y en relación con el área construida

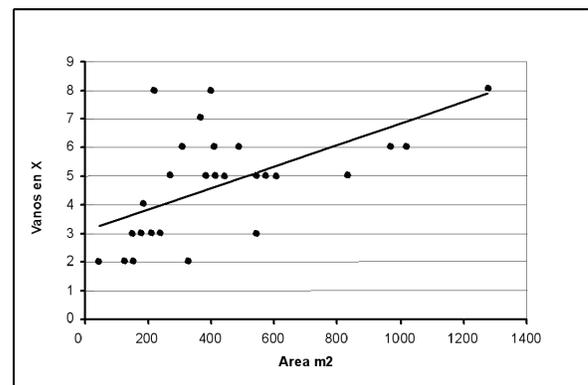


Figura 2. Número de vanos en la dirección ortogonal x en relación con el área construida

$$nv_x = 2 + \frac{6(A - 44.95)}{1229.97} \quad (1)$$

$$nv_y = 1 + \frac{4(A - 44.95)}{1229.97} \quad (2)$$

Además, los espaciamientos *S_x* y *S_y* (m) entre vanos, que se asumen constantes en las direcciones ortogonales *x* y *y*, se determinaron, de igual manera, a partir de la información de los edificios de la muestra (Figuras y Ecuaciones 3 y 4).

$$S_x = 4.5 + \frac{1.5(A - 44.95)}{1229.97} \quad (3)$$

$$S_y = 3.4 + \frac{1.6(A - 44.95)}{1229.97} \quad (4)$$

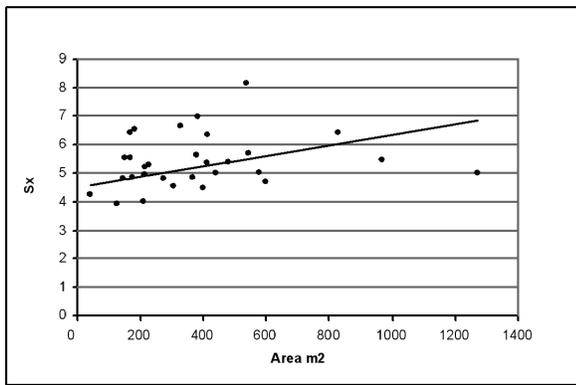


Figura 3. Separación de vanos en la dirección ortogonal x en relación con el área construida

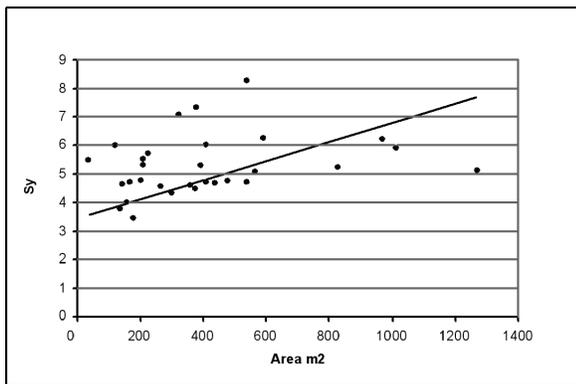


Figura 4. Separación de vanos en la dirección ortogonal y en relación con el área construida

Para el cálculo de las dimensiones de las columnas se procedió de manera similar, siendo *HCol*, *BCol* (m) las dimensiones de la columna; *HCol* la mayor dimensión en la dirección ortogonal *y*, donde hay el menor número de vanos (Figuras y Ecuaciones 5 y 6).

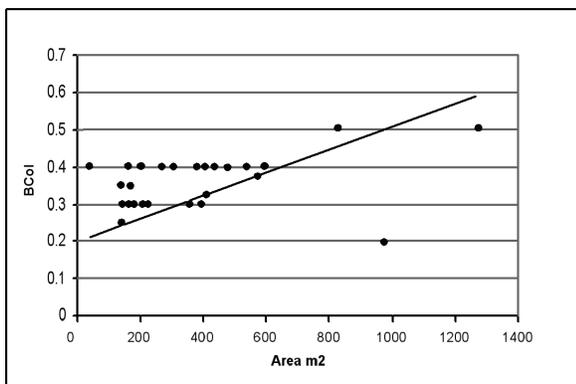


Figura 5. Dimensiones de columnas BCol en relación con el área construida

$$HCol = 0.3 + \frac{0.7(A - 44.95)}{1229.97} \quad (5)$$

$$BCol = 0.2 + \frac{0.5(A - 44.95)}{1229.97} \quad (6)$$

Las dimensiones de las columnas se consideraron iguales en todo el edificio. En el caso de las vigas para los pisos superiores al cuarto nivel, la base y la altura de la sección de la viga, se establecieron constantes, base igual a 0,30 m y altura igual a 0,40 m.

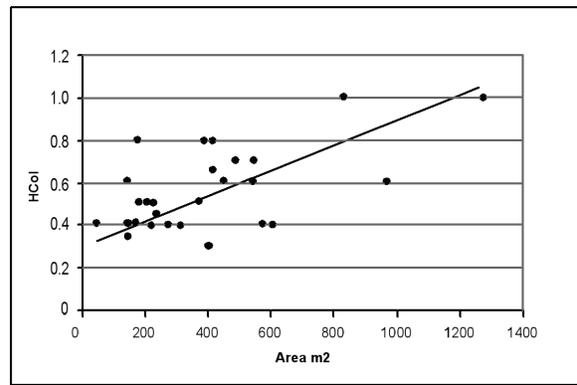


Figura 6. Dimensiones de columnas HCol en relación con el área construida

Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad

El modelo utilizado para la estimación de la vulnerabilidad dentro de la construcción de las funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad se definió a partir del método del índice de vulnerabilidad del GNDT de Italia (1986), el cual ha sido aplicado en ciudades diferentes a las italianas, tales como Barcelona (España) (Yépez, 1996 y Mena, 2002) y Cuenca (Ecuador) (Jiménez, 2002), entre otras. Dicha metodología fue adaptada en este trabajo de manera que se aplicara a las condiciones de las edificaciones de Bucaramanga. Para ello, se modificaron las clasificaciones de algunos parámetros, se incluyeron nuevos y se cuantificó el grado de vulnerabilidad de las condiciones de calidad de cada parámetro y sus valores de importancia.

El modelo adaptado propuesto cuantifica la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en función de catorce (14) parámetros que representan la predisposición de una edificación a sufrir daño debido a un evento sísmico. Los parámetros que se encuentran en el modelo son referidos a:

1. Sistema estructural
2. Año de construcción
3. Calidad del sistema resistente
4. Resistencia estructural
5. Posición de la cimentación
6. Suelo y pendiente del terreno
7. Diafragma de piso
8. Configuración en planta
9. Configuración en elevación
10. Conexión entre elementos críticos
11. Presencia de columnas cortas
12. Elementos no estructurales
13. Estado de conservación
14. Edificaciones adyacentes

Cada parámetro, a su vez, se encuentra dividido en tres o cuatro clasificaciones, a las cuales se les asocia un grado de vulnerabilidad diferente entre *A* (nada vulnerable) y *C* (muy vulnerable). Por ejemplo, en lo referente al tercer parámetro, *calidad del sistema resistente*, la clasificación es la siguiente:

A = Edificio con hormigón de buena consistencia, resistente al rayado y que se observa bien ejecutado. El refuerzo utilizado es corrugado y no se ve en la superficie de los elementos estructurales. Además, la mano de obra de la construcción es adecuada y el procedimiento constructivo es eficiente.

B = Edificios que no clasifican como A o C.

C = Edificios que presentan por lo menos dos de las siguientes características: hormigón de mala calidad, juntas de construcción mal construidas, refuerzo de acero visible, mala calidad de la obra, los paneles de mampostería son de mala calidad.

El cálculo del índice de vulnerabilidad se encuentra basado en la relación del grado de vulnerabilidad de los diferentes parámetros y en su respectivo valor de importancia, los cuales fueron definidos a partir de opiniones de expertos. Al recurrir a la opinión de estos se reconoció que se posee un alto grado de subjetividad, imprecisión e incertidumbre. Por consiguiente, se utilizaron las matemáticas de conjuntos difusos, para su manejo (Zadeh, 1965; Terano et al., 1992; Bandemer y Gottwald, 1996). Luego la aritmética difusa se utilizó para relacionar las calificaciones de cada parámetro con su respectivo valor de importancia. El método tradicional para combinar información difusa con diferentes pesos o importancia es el llamado *Promedio Ponderado Difuso*, el cual fue utilizado en este modelo para calcular el índice de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón en sistema aporticado, que se expresa como:

$$IV = \frac{\sum_{i=1}^{11} K_i W_i}{\sum_{i=1}^{11} W_i} \quad (7)$$

donde **IV** corresponde al índice de vulnerabilidad sísmica de la edificación y K_i es una medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro i . Los valores W_i son una medida de la importancia asociada con el parámetro i con respecto a los demás parámetros.

Evaluación del índice de vulnerabilidad

En la simulación de las edificaciones la determinación de las calificaciones de grado de vulnerabilidad de los parámetros 5, 6, 7, 9, 11, 12 y 14 se efectuó a través de la generación aleatoria de sus calificaciones, siguiendo una distribución uniforme que varía entre 0 y 1. Luego, para establecer la clasificación A, B o C en función de un valor aleatorio que varía entre 0 y 1 se utilizaron los intervalos definidos en la Tabla 4.

Tabla 4. Clasificación de los parámetros 5, 6, 7, 9, 11, 12 y 14 en la simulación de edificaciones

Valor Aleatorio	Clasificación del parámetro en el IV
0 < VA ≤ 0.33	A
0.33 < VA ≤ 0.67	B
0.67 < VA ≤ 1	C

En la determinación de los parámetros restantes algunas consideraciones adicionales que se utilizaron fueron las siguientes:

1. En el parámetro 1, que evalúa el sistema estructural, sólo se establecieron dos clasificaciones, las cuales se estimaron según el número de niveles, de tal manera que las edificaciones con menos de 7 pisos se clasificaron como B, y de 7 o más pisos, como C.
2. Para la evaluación del parámetro 2, correspondiente al año de construcción, se ubicó la edificación en un intervalo de años, los cuales conciernen a los periodos de vigencia de las normativas que han existido en el territorio colombiano. El Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes (CCCSR-84) se aplicó en el periodo que abarco desde 1984 a 1998, posteriormente surgió la

Norma Sismorresistente NSR-98, la cual hoy en día está vigente, siendo una de las principales diferencias de la NSR-98 con respecto de la CCCSR-84 la definición del comportamiento sísmico de los sistemas y elementos estructurales, de acuerdo con su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, aspecto relevante en la obtención de una respuesta apropiada de la estructura frente a una sollicitación sísmica. En la NSR-98 se contemplan tres niveles de capacidad de disipación de energía DES (especial), DMO (moderada), DMI (mínima). Por consiguiente, de acuerdo a la NSR-98, una de las alternativas para lograr mayor capacidad de disipación de energía o de ductilidad de la estructura es disminuir las separaciones de estribos en las columnas y vigas en las zonas de confinamiento. Por consiguiente, el parámetro 2 se avaluó según la separación de estribo que se presenta en vigas y columnas. La calificación de este parámetro se presenta en el diagrama de flujo de la Figura 7.

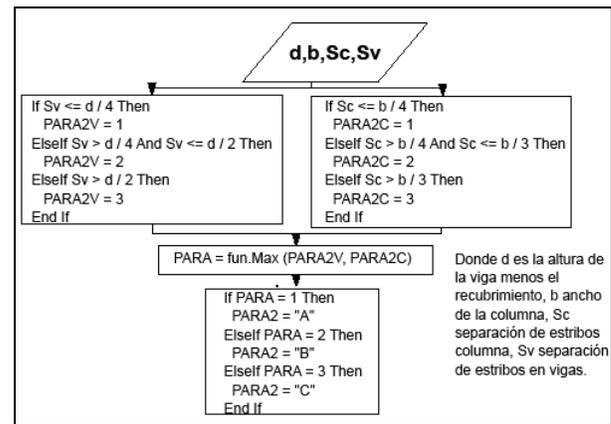


Figura 7. Clasificación del parámetro 2 en la simulación de estructuras de hormigón armado de sistema pórtico

3. La clasificación de los parámetros 3 y 13, calidad del sistema resistente y estado de conservación, respectivamente, se basó en la resistencia del hormigón. Por lo tanto, si el valor de $f'c$ es menor o igual a 190 kg/cm² se clasificó como C y, si es mayor de 210 kg/cm², como A. Para valores intermedios se calificó como B.
4. El parámetro 4, resistencia convencional, evalúa en forma sencilla pero confiable la capacidad que tiene la estructura para soportar la acción sísmica por medio de la relación capacidad/ demanda. Esta relación se estimó siguiendo todos los lineamientos de las ecuaciones planteadas en el parámetro, pero con las siguientes observaciones:

La resistencia al cortante de las columnas se valoró considerando el aporte simultáneo de hormigón y acero de la siguiente manera:

- a) Resistencia al cortante del hormigón en MPa:

$$\tau_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \quad (8)$$

donde $\frac{Nu}{Ag}$ debe estar en MPa

Las variables **Nu** y **Ag** se refieren a la carga axial y al área bruta de la columna, respectivamente.

- b) Resistencia al cortante del acero de refuerzo transversal en MPa:

$$\tau_s = \frac{Av \times fy}{bw \times S} \quad (9)$$

Donde A_v corresponde al área de las ramas de refuerzo transversal (se definieron dos ramas); f_y , resistencia del refuerzo transversal; bw , ancho de la columna, y S , separación de los estribos.

Se calculó la resistencia de las columnas interiores, exteriores y esquineras independientemente, dado que el área aferente sobre ellas es diferente y por consiguiente la carga que soporta también.

Se verificó que ninguno de los tipos de columnas interiores, exteriores y esquineras sufriera falla a compresión, estableciendo como carga máxima la calculada por la siguiente ecuación (10).

$$Pu = 0.85 f'c (Ag - Ast) + f_y Ast \quad (10)$$

donde Ast es el área de refuerzo longitudinal de la columna.

La aceleración espectral S_a se definió para una aceleración pico efectivo en la roca A_a de 0,25g por ser el máximo valor estimado para Bucaramanga.

5. El parámetro δ , relacionado con la configuración en planta, se calculó a partir del ancho a y largo de la estructura L . Las clasificaciones se determinaron según los límites considerados en el parámetro.

$$a = S_y V_y \quad (11)$$

$$L = S_x V_x \quad (12)$$

donde $S_{x,y}$ es la separación entre vanos y $V_{x,y}$ el número de ellos.

6. Finalmente, en la evaluación del parámetro 10, correspondiente a las conexiones de elementos críticos, se definió el factor S_e , que describe la diferencia de dimensiones de columnas y vigas en un nodo.

Una vez definidas todas las clasificaciones de los parámetros se procedió a evaluar el índice de vulnerabilidad de las edificaciones a partir del modelo basado en opiniones de expertos.

Definición de la acción sísmica

Debido a la necesidad de realizar un análisis no lineal estático que definiera una curva de comportamiento o de capacidad (curva Pushover) de la estructura que relacionara desplazamiento contra cortante basal actuante en la edificación, fue necesario especificar la acción sísmica por medio de un espectro de respuesta que representara la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad, como una función de periodos o frecuencias del sistema. Para hallar el punto de desempeño de la estructura, el cual se define como aquel donde la capacidad se hace igual a la demanda, es necesario superponer en un mismo diagrama la capacidad y la demanda, por lo tanto, se utilizó el formato ADRS (*acceleration-displacement response spectra*), el cual considera las ordenadas, la aceleración espectral, y en las abscisas el desplazamiento espectral (ATC-40, 1996).

La conversión del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones S_a Vs. T al formato S_a Vs. S_d (ADRS), se hizo hallando para cada punto el valor de (S_d, T) mediante la expresión:

$$S_d_i = \frac{T_i^2}{4\pi} S_a_i \quad (13)$$

Para desarrollar la conversión de la curva de capacidad al formato S_a Vs. S_d , fue necesario hacer punto por punto la transformación a coordenadas espectrales correspondientes al primer modo de vi-

bración. Cada uno de los puntos V_i, Δ_i en la curva Pushover es transformado a coordenadas (S_a, S_d) , usando las ecuaciones:

$$S_a_i = \frac{V_i}{W} \alpha_1 \quad (14)$$

$$S_d_i = \frac{\Delta_i}{PF_1 \phi_1} \quad (15)$$

donde α_1 y PF_1 son, respectivamente, el coeficiente de masa modal y el factor de participación modal correspondientes al primer modo de vibración de la estructura; ϕ_1 es la amplitud a nivel del último piso del primer modo de vibración.

Espectro de respuesta

La aceleración pico efectiva A_a se escogió como parámetro descriptor de la amenaza sísmica. Según el estudio realizado por la AIS en su documento NSR-98, la aceleración pico efectiva para Bucaramanga está determinada igual a 0,25 g. Por consiguiente, se definieron 6 niveles de A_a en el proceso de simulación de las funciones de vulnerabilidad entre 0,05g a 0,30g.

El coeficiente de sitio, S_i , se estableció como 1,2 (NSR-98) por corresponder al tipo de suelo presente en la ciudad de Bucaramanga (suelos donde entre la roca y la superficie existen más de 60 m, depósitos estables de suelos duros o densos, compuesto por arcillas duras, suelos no cohesivos). El coeficiente de importancia, I , referido a la edificación, se cuantificó igual a 1,0 dado que se consideró asociado al grupo de edificaciones de ocupación normal (NSR-98). Con los anteriores valores se construyó el espectro de aceleraciones (Figura 8).

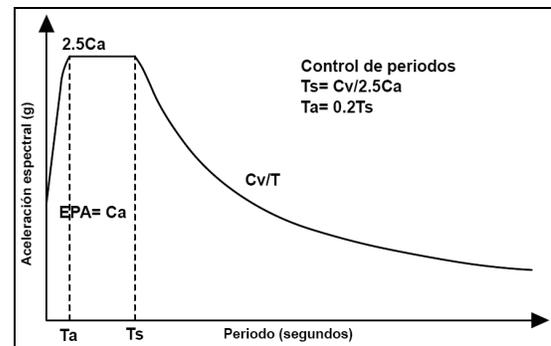


Figura 8. Espectro de aceleraciones del documento ATC-40

Por otro lado, en términos concretos los métodos que propone la ATC-40 para hallar puntos de desempeño utiliza las variables de la forma espectral que propone el mismo, por lo anterior fue necesario transformar el espectro de la NSR-98 a los coeficientes Ca y Cv que formula el ATC 40.

Evaluación de los índices de daño globales

En la construcción de las funciones y matrices se definieron 2.000 edificaciones hipotéticas. Para ello se generaron de forma aleatoria las características y propiedades estructurales de cada edificación y con ello se construyó su modelo estructural. Este modelo posteriormente se analizó bajo comportamiento no lineal utilizando la herramienta computacional SAP2000®. Todas las variables aleatorias fueron programadas y alojadas en una hoja de cálculo (Microsoft Excel®). Debido a la gran cantidad de edificaciones analizadas se tuvo que recurrir a la construcción del programa

Isora, que generó todos los archivos de las edificaciones, los cuales fueran compatibles con el SAP2000®. Este programa posee tres formatos de lectura de modelos, el *.S2K, que es un archivo de texto; el *.MDB, que es una base de datos en Access®, y el *.XLS, un archivo de Excel®; los archivos de los modelos fueron generados en formato *.XLS. En la generación de estos archivos se tuvo que definir y programar toda la información necesaria para que el SAP2000® los leyera correctamente, que va desde la definición de la geometría de la estructura hasta la construcción de las rótulas plásticas de las vigas y columnas. Luego de construidos los 2.000 archivos que representan los modelos de las edificaciones, estos se analizaron en el software SAP2000®. Para dicha labor se construyó otro programa, Runsap, que corre los archivos de las edificaciones en el SAP2000®, automática y consecutivamente. A su vez, el Runsap a cada edificación le guarda el archivo que corresponde a la curva de capacidad que arroja el programa. Luego, los archivos de las curvas de capacidad de cada edificación arrojados por el SAP2000® fueron confrontados con las curvas de demanda para diversas aceleraciones, que van desde 0,05 g hasta 0,30 g. Por último, se definieron los puntos de desempeño y se determinó el nivel o índice de daño para cada edificación mediante el programa Bilineal.

Análisis de capacidad

Para analizar la capacidad de las 2.000 edificaciones simuladas se utilizó el software de análisis y diseño estructural SAP2000® no lineal.

Algunos aspectos importantes tenidos en cuenta en los modelos desarrollados en el programa fueron:

Se construyeron los modelos de pórticos con las secciones fisuradas tanto para vigas como para columnas (vigas con rigidez a flexión de $0,5*EI$ y para columnas con $0,7*EI$, según recomendaciones de la FEMA 273). El refuerzo longitudinal se determinó de acuerdo a los valores de cuantías simulados de forma aleatoria; para las vigas se colocó el refuerzo en los extremos, y para el caso de las columnas el programa sólo permite un tipo de varilla, por lo cual el refuerzo se distribuyó en barras de diámetro 5/8".

Se asumió recubrimiento del refuerzo tanto para vigas como para columnas de 5 cm.

Las propiedades mecánicas de los materiales fueron generadas de forma aleatoria. Sin embargo, para el módulo de elasticidad del concreto se adoptó igual a:

$$E = 3900 \times \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad (16)$$

Se consideró una carga repartida (kg/m^2) igual al valor del espesor de la losa, que fue un valor aleatorio, multiplicado por 2.400 kg/m^3 más un 75% de carga viva. La carga muerta por losa se consideró parte de la masa de la estructura, además de los elementos de la misma.

Las propiedades de las articulaciones plásticas para vigas y columnas se consideraron según las curvas constitutivas de los materiales. En el caso de las vigas se asumió una articulación de momento, **M3**, y una de cortante, **V2**, y para las columnas interacción momento de carga axial, **PMM**, y cortante, **V3**. En el caso de las columnas, para el diagrama de interacción se tomó por defecto el que realiza el SAP2000® según lineamientos de la ACI.

Se aplicaron dos condiciones de carga para el análisis Pushover; la primera, Push1, que representa la carga vertical, carga viva más muerta; y la segunda, Push2, carga lateral. El patrón de carga para

el Push2 se tomó proporcional al análisis modal que efectúa el programa, hasta una deformación determinada. Por otro lado, el Push1 se definió que empezara justo después que terminara el Push2, es decir, que la carga lateral actuara después de que el modelo se deformara por carga vertical.

Rótulas plásticas

Las relaciones esfuerzo-deformación para el hormigón y el acero orientadas a la obtención del diagrama momento flector curvatura, para los modelos constitutivos que definen la no linealidad del material, se determinaron de la siguiente manera.

Acero: el modelo utilizado para definir la relación entre el esfuerzo f_s y la deformación ϵ para el acero fue el elastoplástico, que se indica en la Figura 9.

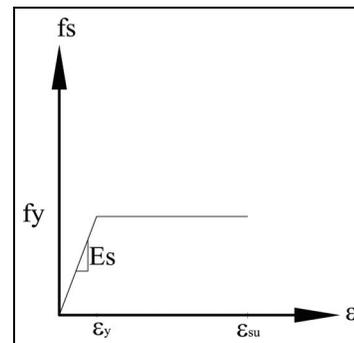


Figura 9. Modelo elastoplástico del acero

Hormigón confinado: el modelo de falla del hormigón armado se consideró el correspondiente a una sección confinada, ya que mediante los estribos o espirales se vuelve un material dúctil, apoyándose en el acero de refuerzo transversal cuando existen deformaciones excesivas del material. El perfil de la curva de esfuerzo de deformación para el hormigón confinado depende principalmente de la relación volumétrica del acero transversal, del volumen del núcleo confinado de hormigón ρ_s , de la resistencia del acero utilizado, del espaciamiento del refuerzo transversal y de la resistencia del hormigón. El modelo utilizado en este estudio fue el de Kent y Park (1971), el cual se describe en la Figura 10.

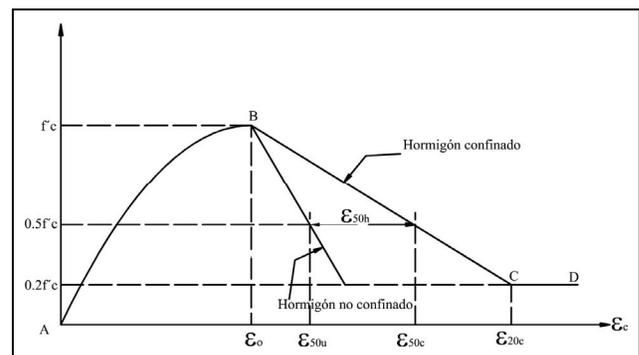


Figura 10. Relación esfuerzo de deformación del hormigón confinado, propuesta por Kent y Park (1969)

Momento de curvatura: se definieron tres puntos en los diagramas momento de curvatura (Figura 11): A (punto de agrietamiento), el cual se identifica en el momento en que aparece la primera grieta en el hormigón; Y (punto de fluencia del acero), se obtiene cuando el acero a tracción alcanza la fluencia, es decir, ϵ_s igual ϵ_y , y U (punto de rotura del hormigón), que se logra cuando el

hormigón a compresión llega al valor de ϵ_u . El primer punto en la curva no se tuvo en cuenta al momento de llevarlo a las tablas del programa SAP2000. A su vez, en las columnas se elaboraron dos diagramas de momento de curvatura, uno para el caso sin carga axial y otro para la máxima carga axial que soporta la columna.

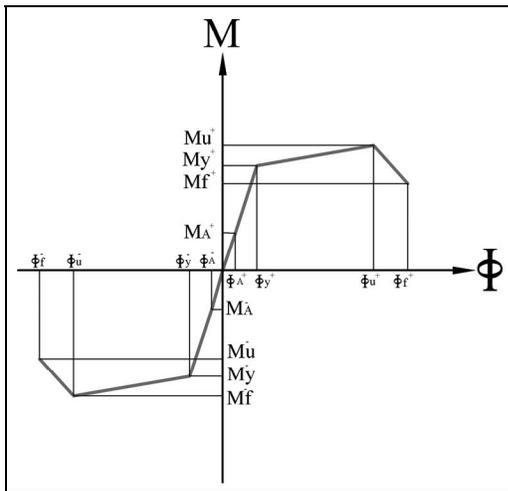


Figura 11. Diagrama momento de curvatura

Programa Isora

El programa Isora fue creado con el fin de generar los 2.000 archivos de los modelos de las edificaciones simuladas aleatoriamente, el archivo resultante en formato XLS es compatible con el SAP2000®. El formato de Excel® que maneja el SAP2000® se estructura por tablas. En cada tabla se encuentra información pertinente de la estructura, por ejemplo, la llamada *Joint Coordinates* maneja la información de las coordenadas globales de los nodos de la estructura, como se muestra en la Tabla 5. La creación de los archivos se basó en una plantilla vacía exportada de SAP2000®, donde se encontraban las tablas necesarias para construir el modelo.

Tabla 5. Ejemplo de tabla de Excel®, en el formato de SAP2000®

TABLE: Joint Coordinates						
Joint	CoordSys	CoordType	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	Yes/No	cm	cm	cm
1	GLOBAL	Cartesian	No	-2400	-1250	0
2	GLOBAL	Cartesian	No	-2400	-1250	273.

La estructura del programa consiste en subrutinas, las cuales se utilizan para el llenado de cada una de las tablas que se requirieron para construir el modelo de la estructura. Además de generar las características requeridas para hacer el modelo en el SAP2000®, el programa también efectúa el cálculo de los diagramas de momento de curvatura para las rótulas de momento y fuerza de desplazamiento para las de cortante, y las ingresa en las tablas respectivas para incluir las propiedades de las rótulas plásticas según el modelo que el programa exige.

La lista de las tablas que modifica el programa Isora, para crear la estructura compatible con el programa SAP2000® se muestra en la Tabla 6.

Dentro del programa Isora también se realizaron algunas consideraciones complementarias que modificaron características de la estructura teniendo en cuenta las clasificaciones de los parámetros del índice de vulnerabilidad. Estas modificaciones estuvieron dirigidas en los siguientes aspectos.

Tabla 6. Lista de tablas que modifica el programa Isora

Descripción de la tabla	Nombre de las tablas
Coordenadas de los nodos	Joint Coordinates
Restricciones en los nodos	Joint Restraint Assignments
Nodos con diafragmas	Joint Constraint Assignments
Definición de diafragmas	Constraint Definitions – DIAP
Características de los elementos vigas y Columnas	Connectivity – Frame Frame Auto Subdivisión Frame Design Procedures Frame Insertion Point Assigns Frame Offset (Length) Assigns Frame Output Station Assigns Frame Props 01 – General Frame Props 02 - Concrete Col Frame Props 03 - Concrete Beam Frame Section Assignments
Propiedades de los materiales (Acero y Hormigón)	Material Prop 01 – General Material Prop 04 - Design Conc Material List 2 - By Sect Prop
Masa total de la estructura	Groups 3 - Masses and Weights
Cargas distribuidas sobre las vigas	Frame Loads – Distributed
Propiedades de las rótulas plásticas de las vigas y Columnas	Frame NL Hinge Assignments Hinge Props 01 – Overview Hinge Props 02 – General Hinge Props 03 - Force-Def Data Hinge Props 04 – Acceptance Hinge Props 05 - PMM FD General Hinge Props 06 - PMM FD And Acc Hinge Props 07 - PMM Surf – Gen
Tipos de análisis efectuados (Estáticos no lineales)	Case - Static 2 - NL Load App Case - Static 4 - NL Parameters

Para la simulación del parámetro 5 en los modelos de las edificaciones generadas, el cual definió la posición de la cimentación y tuvo en cuenta la posible ubicación de estas a diversas alturas, se estableció que si el parámetro 5 clasificaba como C los apoyos de la edificación en un pórtico exterior el sentido largo se elevaron 1 metro, mientras que si clasificaba como B la diferencia era de 0,5 m; pero si la clasificación es A, todos los apoyos permanecen al mismo nivel. La modelación de esta característica generó que los elementos que se elevaron poseían baja ductilidad en comparación con los otros, por consiguiente inducían el colapso total o local de la estructura en caso de que estas no contaran con suficientes pórticos que resistieran.

El parámetro 7 del índice de vulnerabilidad, que tuvo en cuenta la deformabilidad del diafragma o la rigidez del mismo, se consideró de la siguiente manera: si el parámetro clasificaba aleatoriamente como C a ninguno de los pisos se le asignaba diafragma rígido (este define que todos los nudos del nivel en consideración tengan el mismo desplazamiento en los planos x, y); si clasificaba como B solamente a la mitad de los pisos de la edificación se les asignaba diafragma rígido; y si el parámetro clasificaba como A, a todos los pisos se les colocaron diafragma rígido.

El parámetro 9, que determinó las irregularidades en altura, a partir de la disminución o aumento de masas entre pisos se tuvo en cuenta en los modelos disminuyendo en altura la carga muerta impuesta. Se fijó una disminución de masa (carga muerta) del 25% a partir del segundo piso si la clasificación del parámetro en cuestión era C, si era B la disminución de masa de estructura se estableció como del 15%, para una clasificación de A no se realizan modificaciones en la masa de la estructura.

La rigidez de los nudos en los modelos se relacionó con el parámetro 10, el cual consideró la disposición de las conexiones entre elementos teniendo en cuenta excentricidades y detalles en las di-

mensionamientos de columnas y vigas. En este sentido, se simuló la rigidez de los nudos según la clasificación del parámetro 10; si la clasificación era A el factor de rigidez de todos los nudos de la estructura se igualaba a 1, si era B se establecía un factor de 0,5, y en C se le asignaba a los nudos un factor de 0.

Programa Runsap

Debido a la gran cantidad de edificaciones simuladas, 2.000 en total, que se generaron por medio del programa Isora, y al engorroso tiempo de personal que se perdería en analizar estas edificaciones en el programa SAP2000®, se decidió crear una herramienta que realizará esta labor de manera automática y consecutiva. El programa Runsap desarrolla todo el procedimiento para analizar la estructura por medio del envío de pulsaciones al teclado. El proceso del programa consta de tres fases: abrir el archivo en formato *.XLS de la estructura, correr el análisis no lineal y abrir la ventana donde se encuentra la curva de capacidad, guardándola en un directorio específico. En la fase de correr la estructura el programa identifica cuando ha terminado el análisis de la estructura por medio de un escaneo a los archivos del SAP2000®, donde busca si lo ha culminado, de esta manera se ahorra tiempo y se excluye la presencia de una persona en el proceso. El programa fue posible correrlo en diferentes computadores paralelamente, lo cual también representó un ahorro significativo en tiempo y personal. En la Figura 12 se muestra la ventana del programa.

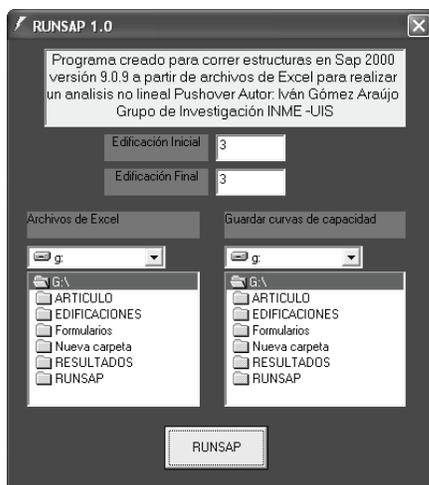


Figura 12. Ventana de inicio programa Runsap

El programa requiere como información de entrada los números de la edificación inicial y final que se analizará (los números de las edificaciones corresponden al nombre del archivo), los respectivos directorios donde se encontraban los archivos de las edificaciones en formato de Excel® y donde se iban a guardar las curvas de capacidad que arroja el SAP2000®.

Índices de daño, programa Bilineal

Luego de ser analizadas las 2.000 edificaciones simuladas en el programa SAP2000®, se obtuvieron las curvas de capacidad de cada una de ellas, las cuales se extrajeron en archivos de textos que contenían la relación aceleraciones y desplazamientos espectrales que describieron la curva de capacidad de la estructura en formato ADRS. A cada una de estas curvas se les halló el punto de desempeño para un nivel de amenaza determinado y su respectivo índice de daño. Para establecer los índices de daño de cada una de las edificaciones se recurrió a construir el programa Bilineal, en el cual se utilizó la metodología del ATC 40 (procedimiento A)

para hallar el punto de desempeño y determinar el nivel de daño de la edificación. A su vez, en el programa se implementaron los intervalos de desplazamientos que propone el *WP4 Risk EU* (2003) en el método LM2 (Tabla 7). Para una mejor comprensión de estos rangos se muestra la Figura 13, en donde se trasponen los espectros de demanda sísmica impuesta a la estructura. Los espectros de respuesta para las diversas aceleraciones que se muestran en la Figura 13 son los reducidos según los factores de disminución espectral, que son función del amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura, el cual depende del área bajo la curva de capacidad.

Tabla 7. Grados de daño considerados según desplazamientos de la estructura (Milutinovic y Trendafiloski, 2003)

Grado de Daño LM2	Límites de desplazamientos	Límites de desplazamiento espectral	Descripción	Índices de daño
No Daño	$\Delta < 0.7\Delta y$	$D < 0.7Dy$	No Daño	0
Daño leve	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05\Delta uy$	$0.7Dy \leq D < 1.0Dy$	Insignificante, daño leve	0-5%
Daño moderado	$0.7\Delta y + 0.05\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 0.2\Delta uy$	$1.0Dy \leq D < Dy + Duy$	Daño estructural leve y no estructural moderado	5-20%
Daño severo	$0.7\Delta y + 0.2\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 0.5\Delta uy$	$Dy + Duy \leq D < Du$	Daño estructural moderado y no estructural severo	20-50%
Daño muy fuerte	$0.7\Delta y + 0.5\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 1.0\Delta uy$	$Du \leq D$	Daño estructural muy fuerte o cerca del colapso	50-100%
	$\Delta uy = 0.9\Delta u - 0.7*\Delta y$	$Duy = 0.25(Du - Dy)$		

Resultados obtenidos en la simulación

Los resultados de la simulación de las edificaciones de hormigón armado en sistema de pórticos que consideran características similares a las edificaciones del área metropolitana de Bucaramanga se resumieron en dos indicativos, como son, la vulnerabilidad y los índices de daño de cada edificación simulada.

En cuanto al índice de vulnerabilidad de las edificaciones, simulados los resultados se representaron en la Figura 14, en la cual la escala del índice es el promedio ponderado difuso que surge de la combinación de las clasificaciones e importancias de cada parámetro definidas a partir de las opiniones de expertos.

Funciones de vulnerabilidad

Para el caso de la relación de vulnerabilidad contra el daño sufrido en las edificaciones, para un nivel de amenaza se obtuvieron como resultado los puntos definidos por el índice de vulnerabilidad en abscisas y el índice de daño en ordenadas.

En vista de la gran cantidad de puntuaciones, específicamente 2.000 índices de vulnerabilidad - daño global, y a su gran dispersión, se optó por establecer intervalos de vulnerabilidad de 0,1 y calcular un índice de daño representativo de los daños de las edificaciones ubicadas y caracterizadas dentro de ese pequeño rango. De esta manera se discretizaron convenientemente las funciones de vulnerabilidad. Cada valor de índice de vulnerabilidad (abscisa) corresponde al valor promedio de su rango correspondiente de ín-

índices de vulnerabilidades, en tanto que su ordenada de daño asociada equivale al promedio de los daños de las edificaciones dentro del rango considerado. El llevar los datos a promedios no cambia la función de vulnerabilidad que se ajusta, es la misma si se utilizan todos los datos; este proceso es sólo por cuestiones de presentación de los datos.

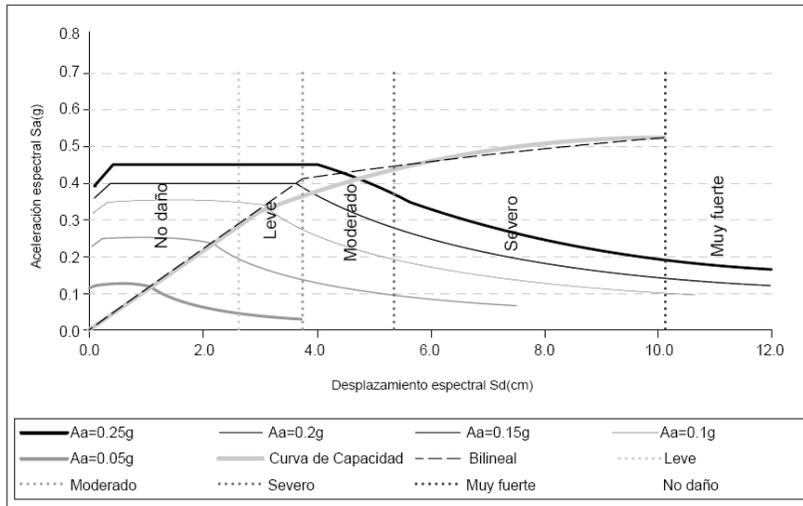


Figura 13. Límites de estados de daños considerados en la curva Pushover

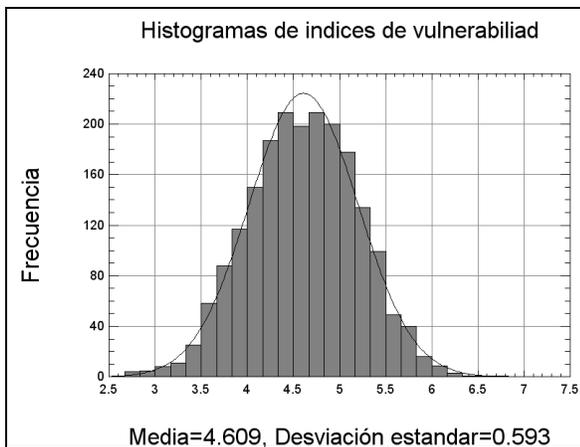


Figura 14. Histograma de frecuencias de los índices de vulnerabilidad de edificaciones de hormigón armado en sistema pórticos obtenidos en la simulación.

En la Figura 15 se presentan las funciones de vulnerabilidad para edificaciones en sistemas pórtico para diferentes valores de aceleración.

Un ajuste polinomial cuadrático de los datos de la simulación mediante técnicas de mínimos cuadrados permite idealizar las funciones de vulnerabilidad de edificaciones de hormigón armado de la siguiente forma:

$$D(\%) = a_1 V^2 + a_2 V + b \quad (17)$$

En la Tabla 8 se exhiben los parámetros de las ecuaciones para los variados niveles de amenaza.

Estudio probabilista, matrices de probabilidad de daño

Una vez realizado el proceso de simulación con el cual se obtuvieron las curvas de vulnerabilidad, se procedió a efectuar un análisis probabilista de los resultados de la simulación, el cual implicó la elaboración de histogramas de frecuencia de daños para rangos

de índices de vulnerabilidad de las edificaciones por cada nivel de amenaza considerado. A cada uno de los histogramas se le hicieron ajustes de modelos probabilistas y se validaron mediante pruebas de bondad de ajuste; estos ajustes se establecieron sobre los valores correspondientes a bandas de índices de vulnerabilidad que van de 0-4 (vulnerabilidad baja), 4-6 (vulnerabilidad media) a 6-10 (vulnerabilidad alta).

En las Figuras 16, 18 y 20 se presentan los histogramas de los resultados obtenidos y los modelos probabilistas que los ajustan. Cada figura representa los resultados de una banda del índice de vulnerabilidad para un nivel de amenaza de 0,15 g. En su gran mayoría los histogramas de daños para todas las aceleraciones se ajustaron a distribuciones Weibull y Gamma.

En las Figuras 17, 19 y 21 se despliegan las respectivas funciones de probabilidad ajustadas a las frecuencias acumuladas de los datos resultantes de la simulación.

Después de ajustar cada una de los histogramas de daño se discretizaron dichos modelos y se generaron matrices de probabilidad de daño aplicables a los edificios de hormigón armado de sistemas pórtico simulados en este estudio.

Tabla 8. Coeficientes de las funciones ajustadas

Amenaza	a1	A2	B
Aa = 0.3g	0.436	2.784	39.983
Aa = 0.25g	0.469	3.225	28.567
Aa = 0.2g	0.716	1.014	23.069
Aa = 0.15g	0.340	2.752	10.447
Aa = 0.1g	0.312	0.530	7.1523
Aa = 0.05g	0.026	1.604	-1.670

Las Tablas del 9 al 14 representan la posibilidad de obtener un índice de daño entre los dos límites, condicionado para un valor de índice de vulnerabilidad dentro de un intervalo dado y para una aceleración pico efectiva.

Tabla 9. Matriz de probabilidad de daño para A_e igual a 0,05 g

P(D/V, A _e =0,05g)	Rango de daño				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-4	97.4%	1.9%	0.4%	0.1%	0.1%
4-6	93.7%	3.9%	1.2%	0.5%	0.6%
6-10	88.9%	6.1%	2.2%	1.1%	1.7%

Tabla 10. Matriz de probabilidad de daño para A_e igual a 0,1 g

P(D/V, A _e =0,1g)	Rango de daño				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-4	81.7%	9.5%	3.8%	1.9%	3.1%
4-6	74.7%	12.2%	5.3%	2.8%	5.0%
6-10	63.8%	17.5%	8.1%	4.3%	6.3%

Tabla 11. Matriz de probabilidad de daño para A_e igual a 0,15 g

P(D/V, A _e =0,15g)	Rango de daño				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-4	59.8%	20.5%	9.4%	4.7%	5.5%
4-6	50.5%	22.7%	11.8%	6.4%	8.5%
6-10	33.9%	27.0%	17.1%	10.1%	11.9%

Tabla 12. Matriz de probabilidad de daño para A_e igual a 0,2 g

P(D/V, A _e =0,2g)	Rango de daño				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-4	41.8%	25.2%	14.4%	8.2%	10.4%
4-6	19.7%	25.7%	19.9%	13.5%	21.3%
6-10	5.6%	20.7%	24.7%	19.8%	29.2%

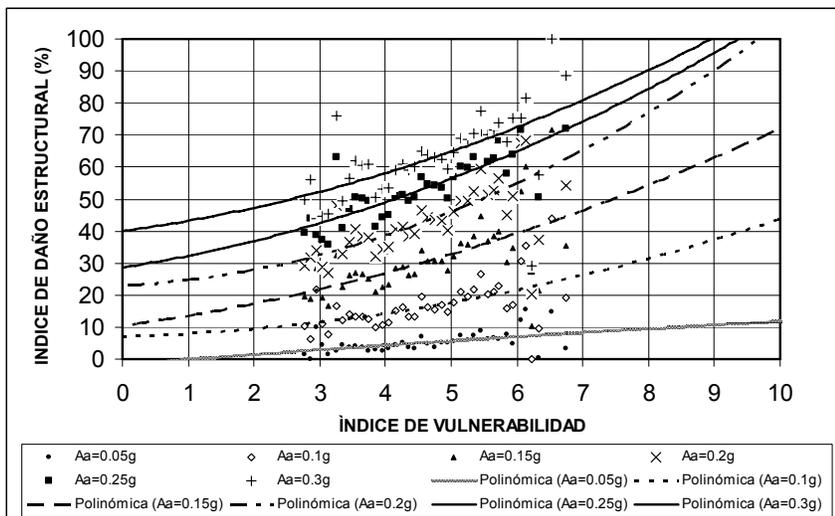


Figura 15. Funciones de vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado en sistema pórtico para diferentes aceleraciones máximas del terreno

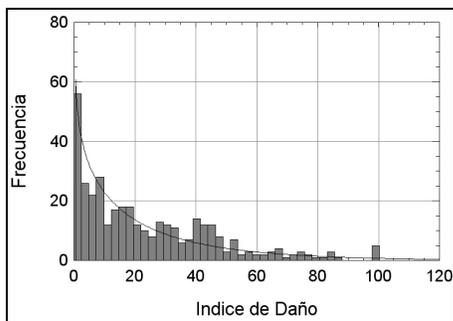


Figura 16. Histograma y distribución Weibull del daño, $lv = 0-4$, $Aa = 0.15$ g.

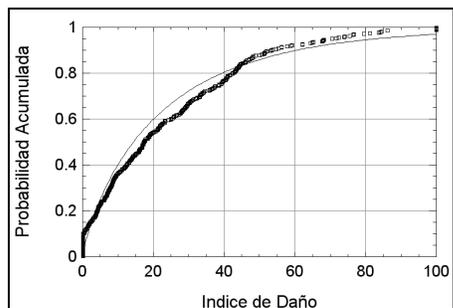


Figura 17. Frecuencias relativas acumuladas y función de distribución Weibull acumulada para índice de daño, $lv=0-4$, $Aa=0,15$ g

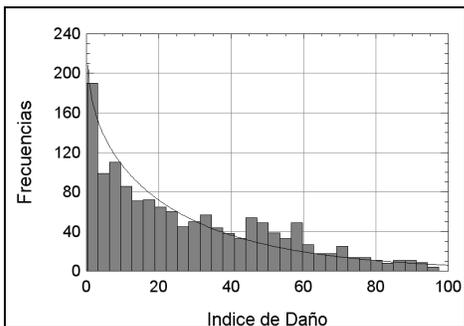


Figura 18. Histograma y distribución Weibull del daño, $lv = 4-6$, $Aa = 0,15$ g.

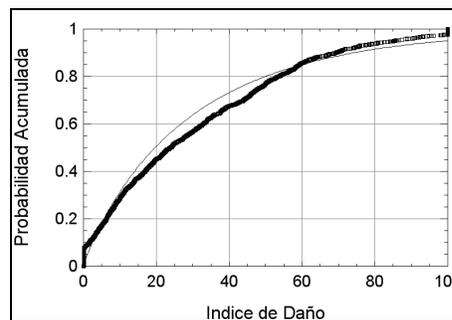


Figura 19. Frecuencias relativas acumuladas y función de distribución Weibull acumulada para índice de daño, $lv=4-6$, $Aa=0,15$ g.

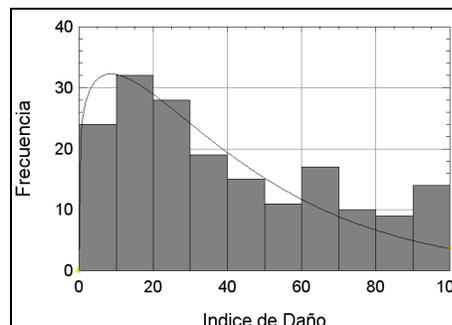


Figura 20. Histograma y distribución Weibull del daño, $lv = 6-10$, $Aa = 0,15$ g.

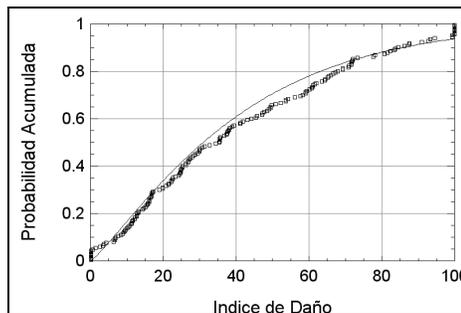


Figura 21. Frecuencias relativas acumuladas y función de distribución Weibull acumulada para índice de daño, $lv=6-10$, $Aa=0,15$ g.

Tabla 13. Matriz de probabilidad de daño para Aa igual a 0,25 g

$P(D/V, A_a=0,25g)$	Rango de daño				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-4	25.0%	27.3%	20.1%	12.7%	14.9%
4-6	16.8%	24.8%	21.9%	15.8%	20.7%
6-10	5.0%	16.9%	24.3%	23.3%	30.4%

Tabla 14. Matriz de probabilidad de daño para Aa igual a 0,3 g

$P(D/V, A_a=0,3g)$	Rango de daño				
	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-4	13.9%	24.2%	23.2%	17.3%	21.5%
4-6	8.3%	20.0%	23.6%	20.3%	27.8%
6-10	1.5%	9.6%	21.2%	27.6%	40.1%

Conclusiones

En este trabajo se presenta una metodología basada en un proceso que implicó simular 2.000 edificaciones de características representativas del medio. Cada edificación simulada se analizó ante fuerzas sísmicas a través de un análisis Pushover. Para la generación de las características y propiedades estructurales, así como

para la generación de las rótulas plásticas de vigas y columnas se utilizó el programa Isora, y para hacer más eficientes las corridas de las estructuras en el SAP2000® se construyó el programa Runsap, y por último, se ideó la elaboración de un programa Bilineal que define los puntos de desempeño de la estructura frente a seis niveles de demanda sísmica, que van desde 0,05 g a 0,3 g, además de determinar el índice de daño de la estructura.

Un análisis de los resultados de las funciones de vulnerabilidad permite concluir que el comportamiento sísmico de las edificaciones de hormigón armado en sistemas pórtico del Área Metropolitana de Bucaramanga en general es dúctil. Lo anterior en razón a que no se observan cambios bruscos entre funciones de vulnerabilidad y la pendiente creciente de cada una de las curvas no es tan fuerte, lo cual indica que las estructuras no fallan de manera repentina o frágil. Visto de otra manera, si las funciones se distanciaran considerablemente y tuvieran pendientes altas, esto indicaría que la falla de las estructuras no es dúctil. También puede observarse que hasta aceleraciones de 0,15 g las estructuras en su gran mayoría presentan daños inferiores al 50%, es decir, que pueden llegar a sufrir daño severo pero no colapsarían; para aceleraciones mayores a 0,15 g, dependiendo de la vulnerabilidad de la estructura podrían sufrir daños fuertes o incluso el colapso, mientras que para edificaciones con vulnerabilidad baja no colapsarían pero sufrirían daños severos.

La metodología desarrollada puede ser aplicada a otros entornos variando los rangos de los parámetros que definen la vulnerabilidad y el daño. A su vez, utilizando los programas elaborados en la metodología se logran construir las funciones de vulnerabilidad sísmica.

Esta metodología permite ser aplicada en medios donde no se cuenta con registros de daños ante sismos pasados o no se tienen datos experimentales. El modelo permite relacionar un índice de vulnerabilidad con un índice de daño ante eventos sísmicos. De esta manera, el modelo difiere de otros utilizados, como el expuesto en el ATC-13, al establecer diferencias entre edificaciones de la misma tipología identificando entre ellas varios niveles de capacidad de respuesta ante la acción del sismo y, por consiguiente, permitiendo estimar diversidades en el nivel de daño que pueden alcanzar dos edificaciones correspondientes a la misma tipología.

A su vez, comparando el modelo elaborado al propuesto en el proyecto WP4, el LM1, que establece diferencias en la estimación de la vulnerabilidad dentro de una misma tipología, los resultados obtenidos son similares.

El modelo es aplicable a gran escala y fue implementado en el programa de estimación del daño de las edificaciones en la ciudad de Bucaramanga.

Nomenclatura

A_a	: Aceleración máxima del terreno.
A	: Área en planta.
nv_x, nv_y	: Número de vanos en las direcciones x y y.
S_x, S_y	: Espaciamientos entre vanos en las direcciones ortogonales x y y.
H_{Col}, B_{Col}	: Dimensiones de las columnas rectangulares.
IV	: Índice de vulnerabilidad sísmica de la edificación.
K_i	: Medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro.
W_i	: Medida de la importancia asociada con el parámetro.
$f'c$: Resistencia del hormigón a compresión.

Av	: Área de las ramas de refuerzo transversal.
f_y	: Resistencia del refuerzo transversal.
bw	: Ancho de las columnas.
S	: Separación de los estribos.
S_a	: Aceleración espectral.
S_e	: Describe la diferencia de dimensiones de columnas y vigas en un nodo.
S_d	: Desplazamiento espectral.
α_i	: Coeficiente de masa modal.
PF_1	: Factor de participación modal correspondiente al primer nodo de vibración.
Φ_1	: Amplitud a nivel del último piso del primer nodo de vibración.
Δ_i	: Desplazamiento en el último piso.
V_i	: Cortante basal actuante en la edificación.
S_i	: Coeficiente de amplificación de la onda sísmica por condiciones del suelo.
Ca, Cv	: Factores del espectro de aceleraciones ATC 40.
EI	: Multiplicación del módulo de elasticidad e inercia de la sección.
fs	: Esfuerzo del acero.
ϵ_s	: Deformación del acero.
ϵ_y	: Deformación en la fluencia.
ϵ_u	: Deformación última del concreto.
a	: Ancho de la estructura.
L	: Largo de la estructura

Bibliografía

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., Código Colombiano de construcciones Sismo resistentes., CCCSR 84, Bogotá, Colombia, 1984.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente., NSR-98. Bogotá, Colombia, 1998.
- ATC 40 - Applied Technology Council Seismic., Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings., Vol. 1, California, 1996.
- ATC 13. - Applied Technology Council., Earthquake Damage Evaluation Data for California., Washington, DC, 1985.
- Bandemer, H., Gottwald, S., Fuzzy sets, fuzzy logic, fuzzy Methods with Applications., Jhon Wiley and sons, New York, 1996.
- Castillo, A., Seismic risk scenarios for buildings in Mérida, Venezuela., Detailed vulnerability assessment for non-engineered housing, tesis presentada a la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, para optar al título de Doctor, 2005.
- Carreño, O., Rodríguez, R., Caracterización dinámica de las edificaciones., trabajo de grado presentado a la Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 2003.
- Computers and Structures., inc. Sap2000 Structural Analysis Program., Copyright 1976-2007.
- Da Costa, A., Análise Sísmica de Estructuras Irregulares., tesis presentada a la Facultad de Engenharia do Universidade do Porto, Lisboa, para optar al grado de Doctor, 1990.
- Ellingwood, B., Hwang, H., Probabilistic Description of Resistance of Safety Related Structures in Nuclear Power Plant., Nuclear Engineering and Design, 1985, pp.167-178.

- FEMA 273., NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings., Washington D.C., Building Seismic Safety Council, 1997.
- GNDT., Istruzioni per la Compilazione della Scheda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici., Grupo Nazionale per la Difusa dai Terremoto, Regione Emilia Romana, 1986.
- Jiménez, J., Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación., tesis presentada a la Universidad Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, para optar al grado de Maestría, 2002.
- Kent, D., Park, R., Flexural members with confined concrete., Journal of Structural Division, ASCE, 97 (ST7), 1969.
- Maldonado, E., Chio, G., Vulnerabilidad sísmica de centros urbanos., Ediciones Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 2008.
- Maldonado, E., Gómez, I., Chio, G., Funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de mampostería utilizando técnicas de simulación., Dyna, N155, Año 75, 2008, pp 63-76.
- Maldonado, E., Chio, G., Visión estructural de las edificaciones de la ciudad de Bucaramanga., Ediciones Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 2007, pp. 156.
- Mena, U., Evaluación del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas., Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2002.
- Microsoft Corporation., Microsoft Office Excel 2003., Copyright 1985-2003.
- Milutinovic, Z., Trendafiloski, G., WP4 - Vulnerability of current buildings., 2003, pp. 110 (Figs. 18, Tables 48, Appendices 2).
- Mirza, S., Hatzinikolas, M., MacGregor, J., Statistical Description of Strength of Concrete., Journal of Structural Division, ASCE, Vol.105, No. 6, 1979, pp. 1021-1036.
- Mirza, S., MacGregor, J., Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars., Journal of Structural Division, ASCE, Vol 105, N5, 1979, pp. 921-937.
- Statistical Graphics Corp. STATGRAPHICS PLUS 5.0, Copyright 1994-2000.
- Terano, T., Asai, K., Sugeno, M., Fuzzy system theory and its applications., Academic press, Boston, 1992.
- Yépez, F., Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación., tesis presentada a la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, para optar al título de Doctor, 1996.
- Zadeh, L. A., Fuzzy sets, Information and control., Vol. 8, 1965.