

CURVAS DE FRAGILIDAD DEBIDAS A VIENTO PARA EDIFICACIONES INDUSTRIALES METÁLICAS¹

Antonio J. García Palencia², Ali Saffar³ y Luis A. Godoy⁴

Resumen: En este trabajo se propone una metodología de estimación de daño simplificada, basada en curvas de fragilidad, que tiene en cuenta las condiciones de exposición y las prácticas constructivas y de diseño locales, para edificaciones industriales construidas usando láminas y estructuras metálicas. Para este tipo de edificaciones se consideran cuatro componentes vulnerables, de acuerdo con información sobre daños recopilada post desastre: Sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, aberturas en fachadas y el sistema de conexión columna-fundación. Se desarrollaron curvas de fragilidad por componente vulnerable mediante simulación aleatoria de las variables que controlan el comportamiento de los sistemas bajo estudio y considerando diferentes escenarios de viento. Las fragilidades totales de sistemas convencionales, no convencionales y mejorados, se calcularon por medio de un algoritmo que combina los daños de cada componente vulnerable.

Palabras claves: construcciones industriales, construcciones metálicas, curvas de fragilidad, huracanes, viento.

FRAGILITY CURVES FOR METAL INDUSTRIAL BUILDINGS UNDER WIND

Abstract: A simplified methodology for estimating wind damage in metal industrial buildings, based on the use of fragility curves, is presented in this paper. Local exposure conditions, design and construction practices are taken into account. Following post-desaster information obtained from previous hurricanes, four vulnerable components are considered: Metal roof, metal sidewalls, openings, and column-foundation connections. Fragility curves were developed for each vulnerable component under different wind scenarios. Total fragilities of conventional, non-conventional and improved systems were computed using an algorithm that combines damage from each vulnerable component.

Keywords: fragility curves, hurricanes, industrial buildings, metal constructions, wind.

INTRODUCCIÓN

Cada año, varios huracanes atraviesan vastas zonas en los océanos Atlántico, Pacífico e Índico. En su época, el Huracán Andrew en 1992 fue catalogado como uno de los desastres naturales más costosos en la historia de los Estados Unidos, con pérdidas totales estimadas en más de 57 billones de dólares (Pielke et al., 2008). El Huracán Georges en 1998 causó pérdidas por daños en propiedades aseguradas de aproximadamente 3.5 billones de dólares en los Estados Unidos y el Caribe (Khanduri y Morrow, 2002). Dentro de este panorama de pérdidas materiales, las construcciones para finalidades industriales constituyen una clase de gran importancia, porque al ser afectadas no permiten la continuidad de los procesos industriales que se llevan a cabo en ellas, lo que se traduce en pérdidas reales que exceden muchas veces el valor de la construcción edilicia. De acuerdo con información histórica, las edificaciones industriales metálicas han resultado bastante afectadas durante estos eventos (Rodríguez et al.; 1990, Mahendran, 1995) y con pérdidas económicas considerables debido a los daños en la infraestructura y al cierre de establecimientos.

¹ Artículo recibido el 2 de julio de 2008 y aceptado el 18 de agosto de 2008.

² Instructor, Caribbean University, Recinto de Ponce, Puerto Rico. Ex-estudiante graduado de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez. E-mail: antonio.garcial@upr.edu

³ Catedrático, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, Puerto Rico. E-mail: asaffar@uprm.edu

⁴ Catedrático y Director del Centro de Investigaciones en Infraestructura Civil, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Recinto Universitario de Mayagüez, Puerto Rico. E-mail: lgodoy@uprm.edu

La preocupación sobre el riesgo estimado de una determinada construcción industrial existente es una preocupación genuina compartida (desde diferentes perspectivas) por los propietarios de la construcción, las compañías aseguradoras y el gobierno. Esta estimación de riesgo podría llevarse a cabo para una determinada construcción y obtener valores específicos de utilidad restringida al caso estudiado, o ser realizada de manera más general de modo de tener en cuenta tipos constructivos. Desde el punto de vista de seguros y gobierno, este último enfoque es de gran interés, con el fin de evaluar riesgos típicos en lugar de casos particulares. En la actualidad, las metodologías de estimación de riesgos para tipos de construcciones se llevan a cabo utilizando curvas de fragilidad (Cope, 2004).

En un análisis de fragilidad se determina la probabilidad condicional de que una construcción (o un elemento estructural) experimente o exceda un estado límite pre-determinado, dada la ocurrencia de una demanda en particular (ver, por ejemplo, Kennedy y Ravindra, 1984). Teniendo en cuenta esta definición, por ejemplo, si $P(C/v)$ representa la probabilidad de falla de la cubierta de una estructura para la velocidad de viento v (probabilidad de que los esfuerzos generados por el viento excedan la resistencia del componente), la fragilidad de la cubierta estará entonces definida como $F(C/v) = 1 - P(C/v)$ (Filliben et al., 2002).

La metodología de estimación de daño propuesta en esta investigación se conoce como Fragilidad Basada en Componentes o CBF por sus siglas en inglés. En esta metodología se propone un muestreo aleatorio de variables (demandas y capacidades de los componentes estructurales) con el fin de simular artificialmente el comportamiento de los sistemas bajo estudio.

REVISIÓN DE METODOLOGÍAS PARA ESTIMACIÓN DE DAÑO

En general, los métodos para realizar predicción de daños en construcciones sometidas a acciones externas (específicamente para viento) pueden ser cualitativos o cuantitativos. Las predicciones de daños en forma cualitativa describen los niveles de daño probables asociados a diferentes categorías de edificios y/o intensidades de viento. La escala Saffir-Simpson es la primera aproximación usando este enfoque (Simpson y Saffir, 1974), en la cual se proponen cinco categorías de daño en estructuras y edificaciones que dependen de la velocidad del viento, la presión barométrica mínima y la marea de tormenta causada por el evento.

Los métodos *cuantitativos* consideran características propias de la estructura que son esenciales para la predicción confiable de daños. Hart (1976) presentó uno de los primeros métodos para la estimación de daños por tornados en diferentes tipos de estructuras, para una región en particular. Usando matrices de daño (basadas en la opinión de expertos), se obtuvieron correlaciones entre el daño y la velocidad de viento para residencias con estructura de madera, mampostería/muros de concreto con alturas entre uno y tres pisos, edificaciones industriales con estructura metálica entre uno y tres pisos, estructuras de más de cuatro pisos, casas móviles y ventanas.

Unanwa et al. (2000) desarrollaron el concepto de bandas de daño, aplicándolo a edificaciones industriales, residenciales, comerciales e institucionales. Al igual que Hart (1976), las estructuras se clasificaron de acuerdo a su altura (1-3 pisos y 4-10 pisos). Una banda de daño está limitada por dos curvas de fragilidad las cuales representan los umbrales de daño superior e inferior para determinadas intensidades de viento. Esos umbrales se identifican teniendo en cuenta el número de componentes de la edificación y las características de las conexiones.

En una investigación dirigida por Sparks et al. (1994) se concluyó que una vez se presente el arrancamiento de una de las láminas de cubierta, la magnitud de las pérdidas pueden llegar a ser del orden del 80% del reclamo total a la compañía aseguradora. Además, las averías en el exterior de la residencia llevan a un incremento sustancial en las presiones internas por viento, lo cual causa daños más severos que se propagan a otros componentes estructurales y no estructurales. En algunos casos podría ocurrir colapso total o parcial debido a la pérdida de los sistemas de apoyo, tales como la estructura del techo o los muros. Manning y Nichols (1991) encontraron que el daño o destrucción del sistema estructural del techo podría causar que el techo pierda soporte lateral y lleve al edificio a colapso.

Filliben et al. (2002) presentaron una definición de los estados básicos de daño, de las correspondientes curvas de fragilidad y probabilidades condicionales, y su uso en la estimación de matrices de daño. Basándose en dichos estados básicos de daño mostrados anteriormente, Pinelli et al. (2004) propusieron un modelo probabilístico para la estimación de los daños anuales esperados debido a vientos huracanados en viviendas del estado de la Florida. El principal aporte de esta metodología consiste en el desarrollo de un enfoque basado en una simulación de Monte Carlo, el cual relaciona las capacidades resistentes (probabilísticas) de los componentes de la edificación sometidos a carga de viento a través de un análisis detallado desde el punto de vista aerodinámico y estructural.

Li y Ellingwood (2005) desarrollaron una metodología de evaluación de riesgos con un enfoque probabilístico, usando un análisis de confiabilidad de primer orden para calcular la probabilidad de falla de componentes que son

vitales para mantener la integridad del exterior de la edificación y minimizar pérdidas económicas. Este trabajo se enfocó en estructuras residenciales en madera de estructura liviana y baja altura en los Estados Unidos, sometidas a amenazas de huracanes. Los autores definieron como estado límite de desempeño de la edificación, la ruptura de uno de los componentes del exterior de la edificación. Estos estados límite están bastante relacionados con el desempeño de la edificación, el daño y las pérdidas en estructuras aseguradas y sirven como sustituto de modelos más complejos como el presentado por Unanwa et al. (2000).

En la literatura se encontraron dos trabajos relacionados con la estimación de daño para edificaciones en Puerto Rico. Khanduri y Morrow (2002) propusieron disgregar una curva de vulnerabilidad genérica en varias curvas que representen tipos de edificaciones individuales en Puerto Rico. Esta metodología usa una curva de vulnerabilidad genérica y un inventario en el que se definen las categorías de edificaciones existentes en la región de estudio y las curvas de vulnerabilidad genéricas que fueron obtenidas previamente en una región diferente. Este enfoque es bastante simple, pero su precisión depende en gran medida que el tipo de edificaciones y las prácticas constructivas sean similares en ambas regiones, lo cual es una limitación. Por otra parte, López y Godoy (2005) desarrollaron una metodología de estimación de daño para edificaciones industriales en Puerto Rico, basándose en las condiciones predominantes en Puerto Rico. Dicha metodología se fundamenta en la obtención de las capacidades resistentes de los componentes vulnerables de edificaciones industriales: Sistemas de cubierta y fachada, sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas y la conexión columna-fundación en edificaciones livianas. Se observó que esta metodología debe ser validada con información correspondiente a daños reales tras el paso de otros eventos anteriores sobre Puerto Rico. Tampoco se tuvieron en cuenta los efectos que producirían los cambios en las condiciones de presión interna, ni los daños causados por los materiales arrastrados por el viento, sobre los sistemas de ventanas en vidrio localizados en la fachada de la edificación. Sin embargo, algunos de los modelos de resistencia empleados pueden ser utilizados en el desarrollo de metodologías basadas en curvas de fragilidad.

CARACTERIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES INDUSTRIALES ESTUDIADAS

Debido a sus características estructurales y arquitectónicas (estructuras livianas con grandes superficies expuestas a viento), las edificaciones industriales pueden llegar a ser altamente vulnerables bajo la acción de vientos huracanados. Este tipo de edificaciones son usadas principalmente para el desarrollo de actividades de manufactura, así como para el almacenaje de productos y equipos. Generalmente se trata de estructuras livianas y de baja altura (menor a 10 m), con uno o dos pisos como máximo, cuyo sistema principal de resistencia consta de pórticos de acero estructural de sección W o elementos de sección variable a lo largo de su longitud (tanto en vigas como en columnas) en pórticos de una sola luz, tal como se observa en la Figura 1.

Las columnas del sistema de resistencia principal se apoyan ya sea mediante el uso de pedestales de concreto o directamente sobre zapatas o sobre la losa de fundación. La base de la columna se conecta a una placa de acero por medio de soldadura con el fin de distribuir uniformemente las cargas de viento que soporta la estructura, que se traducen en esfuerzos de tensión y corte en la conexión. A su vez, dicha placa se fija al concreto por medio de pernos de alta resistencia o ganchos, los cuales proveen anclaje al sistema. La Figura 2 muestra los componentes anteriormente descritos, en el caso de una columna apoyada sobre un pedestal de concreto.

El sistema de cubierta y fachada construido con láminas metálicas consta básicamente de tres elementos: la lámina o panel metálico, los elementos secundarios de apoyo y los tornillos de fijación de los paneles a los elementos de apoyo, tal como se observa en la Figura 3.

Las láminas metálicas se fabrican con acero galvanizado Grado 90, es decir, con un recubrimiento de 21.45 kg/m² (90 onzas/ft²) y un límite de fluencia que varía entre 225 y 550 MPa (Matcor, 2007). Actualmente existe una gran variedad de configuraciones y calibres disponibles en Puerto Rico. Las edificaciones estudiadas en este trabajo corresponden a una de las configuraciones más comunes, la cual consta de paneles metálicos de cubierta y fachada de calibre 24. Las láminas metálicas se conectan a elementos secundarios de apoyo que generalmente son perfiles de lámina delgada doblados en frío de sección C o Z, fabricados con acero galvanizado Grado 90 y un límite de fluencia de 345 MPa (Matcor, 2007). El espaciamiento entre dichos elementos varía entre 0.9 m y 2.25 m. Los componentes ubicados en el envolvente de la edificación (láminas de cubierta y fachada, puertas y ventanas) son los encargados de transmitir las cargas de viento al sistema principal de resistencia, por medio de los elementos secundarios de apoyo. Además, estos elementos en combinación con arriostramientos en las zonas de fachada y cubierta proveen rigidez al sistema principal de resistencia ante la presencia de cargas laterales (véase la Figura 4). Las láminas metálicas se conectan a los elementos secundarios de apoyo usando tornillos auto perforantes (*“self-drilling”*), ya sea en los valles o crestas de la lámina (véase la Figura 5). En la mayoría de los casos se observó una preferencia por el uso de tornillos N12, con espaciamientos que dependen de la geometría de la lámina y su ubicación en la cubierta de la edificación.

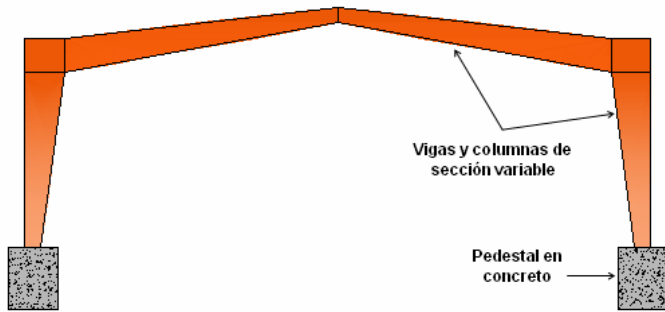


Figura 1: Pórtico de una luz con elementos de sección variable.

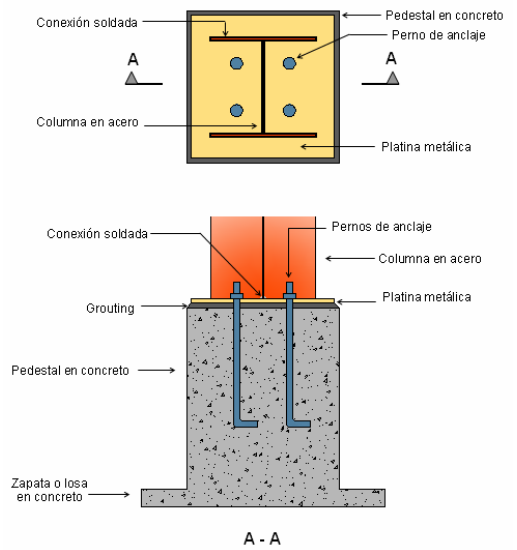


Figura 2: Sistema de conexión columna-fundación y sus componentes.

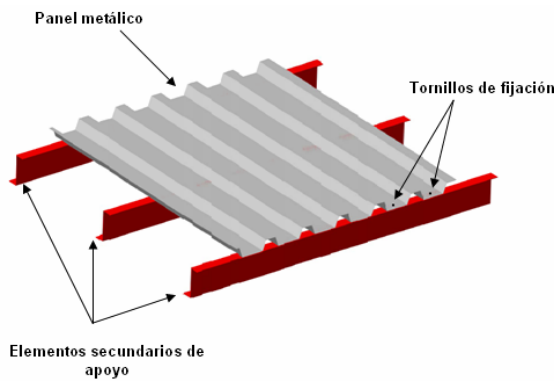


Figura 3: Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica.

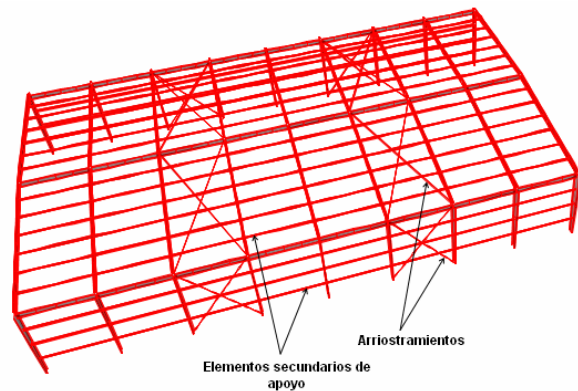


Figura 4: Ubicación de elementos secundarios de apoyo y arriostramientos en las zonas laterales y de fachada.

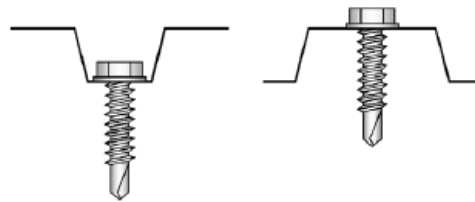


Figura 5: Conexiones de las láminas metálicas en valles (izquierda) y en crestas (derecha).

Las aberturas en las fachadas de edificaciones industriales consisten en las ventanas (en vidrio o aluminio) y las puertas enrollables. El sistema de ventanas está compuesto de la placa de vidrio o la persiana en aluminio, el marco metálico de soporte y los elementos de fijación del marco. Es frecuente el uso de vidrios templados de espesor de 6.35 mm. El marco metálico de soporte sirve para asegurar las placas de vidrio o las persianas de aluminio bajo las condiciones de uso normales. A su vez, los marcos se fijan a las fachadas de bloque o concreto por medio de tornillos espaciados a lo largo del perímetro de la ventana, mientras que en el caso de fachadas en lámina metálica se fijan a los elementos secundarios de apoyo ya sea por medio de soldadura o tornillos en el ala de la sección.

Las puertas enrollables están compuestas por una cortina metálica, el marco metálico y el mecanismo de accionamiento. Las cortinas metálicas generalmente se fabrican de acero galvanizado de calibre 20 como mínimo, de acuerdo con información contenida en planos de construcción. El marco metálico sirve como guía cuando se abre y/o cierra la cortina metálica y el mecanismo de accionamiento puede ser manual o automático.

METODOLOGÍA

En esta investigación se consideraron cuatro componentes vulnerables de la edificación bajo la acción de vientos intensos, de acuerdo con investigaciones que están ampliamente documentadas en la literatura (Rodríguez et al., 1990; Manning y Nichols, 1991; Sparks y Bhinderwala, 1993; Sparks et al., 1991; Mahendran, 1995; Li y Ellingwood, 2005; López y Godoy, 2005). Éstos son: Sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, aberturas y el sistema de conexión columna-fundación. Las curvas de fragilidad por componente que resultan de la implementación computacional de estas tareas se utilizaron como datos de entrada en un algoritmo de combinación para obtener la fragilidad de una de las configuraciones típicamente usadas en edificaciones metálicas de Puerto Rico. Ésta consta de sistemas de cubierta y fachada con conexiones atornilladas en láminas metálicas de calibre 24. Se consideraron tres categorías de conexiones para las láminas metálicas: en las convencionales (C) se emplean conexiones atornilladas en los valles de la lámina; en las no convencionales (NC), se emplean conexiones en las crestas de la lámina; y en las mejoradas (M) se usan arandelas de mayor diámetro en las conexiones. Adicionalmente se analizaron las consecuencias de proteger los sistemas de aberturas de la edificación.

Para la estimación de daños, la metodología de trabajo ha seguido las siguientes etapas:

- Establecer el grupo de edificaciones bajo estudio
- Generar las demandas mediante simulaciones aleatorias
- Evaluar las capacidades resistentes en cada uno de los componentes vulnerables
- Definir la matriz de daño
- Obtener las curvas de fragilidad

Grupo de edificaciones bajo estudio

Debido a que no existe un inventario completo de todas las edificaciones industriales en Puerto Rico, se usó una base de datos desarrollada por López (2005), de la que se escogieron 12 edificaciones tipo. Tomando como parámetro de variación tres patrones comunes de espaciamiento entre los tornillos de conexión de las láminas metálicas de cubierta, se generó una población base de 36 unidades. El alcance de esta investigación se limita a estructuras de baja altura (menores a 18.3 m) y que tengan forma regular en planta y en altura; la mayoría de edificaciones observadas en el inventario cumplen con estos requisitos. Las tareas llevadas a cabo en esta etapa de la investigación incluye la determinación de las características geométricas de la edificación, espaciamiento entre elementos secundarios de apoyo, calibre de las láminas de cubierta y fachada, número de paneles, número de tornillos por panel y espaciamiento de los tornillos.

Generación de demandas de viento mediante simulaciones aleatorias

Se construyó una base de datos con las edificaciones bajo estudio y a cada una de ellas se les asignó un número de clasificación. Para cada velocidad de viento, n número de estructuras se seleccionan de la base de datos, algunas de ellas más de una vez y a cada una de ellas se les asigna una dirección de viento. La metodología requiere la generación de demandas (que en este caso son presiones de viento) aleatorias en una rutina de simulación, con el fin de evaluar la resistencia de cada componente vulnerable. La presión de diseño de viento dada por ASCE 7-05 es determinística. Para

tener en cuenta las incertidumbres en las demandas, se introdujo una expresión que permite generar diferentes demandas, V para cada edificio analizado a partir de una velocidad de ráfaga de viento de 3 segundos V_o :

$$V = V_o[1 + \zeta COV(V)] \quad (1)$$

donde ζ es un número aleatorio que varía entre -1 y 1. El coeficiente de variación $COV(V)$ se tomó como 0.1 (García, 2007). En el algoritmo de simulación, las velocidades de viento V_o varían de 50 mph a 250 mph con intervalos de 5 mph. Adicionalmente, la ecuación de presión de viento dada por la ASCE 7-05 se modificó en la forma:

$$p = 0.8q_u \left[(GC_p) - (GC_{pi}) \right] \quad (2)$$

El factor 0.8 se adicionó para contrarrestar el factor de seguridad que está incluido en la Norma ASCE 7-05. Los valores de los coeficientes de presión externa GC_p se obtuvieron dependiendo del tipo de componente (estructural o no estructural), de acuerdo con las definiciones dadas en el método 2 de la norma ASCE (ASCE, 2005; pp. 49, 55, 56). El factor GC_{pi} se tomó igual ± 0.18 , correspondiente a una clasificación de cerramiento “cerrada” (ASCE, 2005; pp. 47), de acuerdo con el porcentaje de aberturas en fachadas obtenido de los planos revisados. En todos los modelos se consideró categoría de exposición C, mientras que el factor de direccionalidad K_d , el factor topográfico K_{zt} y el coeficiente de importancia I se supusieron iguales a uno.

Matriz de daño de la edificación

La matriz de daño propuesta en este trabajo, que se muestra en la Tabla 1, consta de filas y columnas que definen estados de daño y demandas sobre los componentes de la edificación, respectivamente. Los límites de daño se basan en los establecidos en el programa HAZUS (FEMA, 2003). Adicionalmente se modeló el daño en el sistema de conexión columna-fundación.

Es posible definir dos tipos de falla de los componentes: La primera (y más común) es la falla progresiva y se presenta en las aberturas y en los sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica. El segundo tipo de falla responde a fallas repentinas, y su análisis se asocia a una proposición de tipo “Sí” o “No”. Este es el caso del sistema de conexión columna-fundación y se supone que ocurre falla cuando se alcanzan condiciones límites en al menos tres pórticos consecutivos (llevando supuestamente al colapso de la estructura).

Tabla 1: Matriz de daño para edificaciones industriales modificada de HAZUS (FEMA, 2003).

Estado de daño	Fallas en el sistema de cubierta en lámina metálica	Fallas en el sistema de fachada en lámina metálica	Fallas en las aberturas en fachadas	Fallas en la conexión columna-fundación
Menor	No	Un panel	Una	No
Moderado	Uno o dos paneles	> Uno y $\leq 1.5\%$	> Una y $\leq 33\%$	No
Severo	> 2% y $\leq 33\%$	> 15% y $\leq 33\%$	> 33% y $\leq 75\%$	No
Total	> 10%	> 33%	> 75%	Sí

OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD

Durante el proceso de simulación de daño, para cada velocidad de viento V_o se calcula el estado de daño correspondiente por componente (1 para daño menor, 2 para daño moderado, 3 para daño severo y 4 para daño total) en cada uno de los n edificios evaluados. Se ha analizado cada edificación bajo dos direcciones de viento asignadas aleatoriamente (paralela y perpendicular a la cumbre). Las edificaciones son escogidas aleatoriamente de la base de datos, de modo que algunas resultan escogidas más de una vez. Luego, a cada edificio se le asigna el estado de daño correspondiente. Si una edificación presenta estado de daño 4, se la cuenta en los estados menor, moderado, severo y total, debido a la naturaleza acumulativa de las curvas de fragilidad.

Este proceso se repite con velocidades de viento V_o que van entre 50 y 250 mph, con intervalos de incremento de 5mph. A continuación se grafican los números acumulados usando las velocidades de viento V_o en las abscisas y se

ajustan los datos a una función de distribución acumulativa log-normal. La probabilidad $P_x(w)$ de que un cierto nivel de daño ocurra o sea excedido a una velocidad de ráfaga de 3 segundos w está dada por:

$$P_x(w) = \Phi\left(\frac{\ln w - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}}\right) \quad (3)$$

Los parámetros estadísticos $\mu_{\ln X} = X$ y $\sigma_{\ln X} = \sigma$ se varían hasta que las diferencias al cuadrado entre los valores de la curva de ajuste log-normal y los datos de la simulación sean mínimos. La función $\Phi(z)$ representa la distribución acumulativa para la variable normal estandarizada Z , con valor medio $\mu = 1$ y desviación estándar $\sigma = 1$:

$$\Phi(z) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^z \exp\left(-\frac{v^2}{2}\right) dv \quad (4)$$

Fragilidad del sistema de cubierta y fachada en lámina metálica

Las demandas por presión uniforme en cubierta y fachada se calculan aquí basándose en los coeficientes de presión externa de los componentes no estructurales (en inglés se usa la designación “Components and Claddings”), dados en la Norma ASCE (ASCE, 2005; Figura 6-11A y Figura 6-11B). La Tabla 2 muestra las resistencias de conexiones atornilladas bajo diferentes configuraciones, para láminas de calibre 24, obtenidos mediante pruebas a escala real. Se probaron en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez prototipos con conexiones en: (a) valles (identificado como S1), (b) crestas de la lámina (S2) y (c) valles, pero incluyendo arandelas de mayor diámetro (S3).

La capacidad al arrancamiento C de un panel individual puede tomarse como la suma de las resistencias individuales promedio $C_{conexión}$ de sus conexiones atornilladas; esto puede expresarse mediante la ecuación:

$$C = \sum_{i=1}^{Nt} C_{conexión} (1 + COV(C)\zeta_i) \quad (5)$$

donde Nt es el número de tornillos por panel; ζ_i es un número aleatorio que varía entre -1 y 1 y permite obtener resistencias en un rango que varía entre $0.9 C_{conexión}$ y $1.1 C_{conexión}$; y $COV(C)$ es el coeficiente de variación de la conexión atornillada, que se adopta igual a 0.1.

Tabla 2: Resistencia de las conexiones atornilladas, por tipo de conexión y espesor de lámina.

Prototipo	Calibre	Resistencia experimental (N)	Resistencia ajustada (N)	COV
S1	24	834	871	0.1
S2	24	974	1005	0.1
S3	24	1668	1649	0.1

Durante el proceso de simulación las demandas y capacidades en cada uno de los tornillos del panel se asignan independientemente y se considera que ocurre falla de un panel cuando se cumple la condición:

$$D - C > 0 \quad (6)$$

donde D es la demanda en un panel y C es la capacidad definida en la ecuación 5, ambas en unidades de fuerza. La demanda se calcula como:

$$D = \sum_{i=1}^{N_t} (D_{conexión}) (1 + COV(D) \zeta_i) \quad (7)$$

donde N_t y ζ_i fueron definidos para la ecuación (5); $COV(D)$ es el coeficiente de variación en las demandas por tornillo que se adopta igual a 0.1, ya que en realidad las presiones de viento no se distribuyen por igual en cada conexión; y $D_{conexión}$ es la demanda por tornillo que es igual a la presión de viento de diseño p por zona de la edificación multiplicada por el área tributaria del tornillo A :

$$D_{conexión} = p \cdot A \quad (8)$$

Durante la simulación se evaluó el desempeño de cada panel metálico mediante la ecuación (6); dependiendo del valor obtenido se determina si se presenta o no, falla del elemento. A continuación se calcula el porcentaje de paneles de cubierta que fallan en la edificación. Este porcentaje se compara con los límites dados en la Tabla 1, asignando el estado de daño correspondiente, es decir, 1 para daño menor, 2 para daño moderado, 3 para daño severo y 4 para daño total.

Las fragilidades de sistemas de cubierta S1, S2 y S3 se muestran en la Figura 6. Las curvas de fragilidad de sistemas de fachada fueron obtenidas siguiendo el mismo procedimiento explicado anteriormente. Las curvas correspondientes a fachadas tipo S1 se muestran en la Figura 7(a). El uso de conexiones en las crestas de la lámina es casi exclusivo de los sistemas de cubierta, por lo que las fragilidades de sistemas de fachada S2 no fueron tenidas en cuenta en este trabajo. Las curvas correspondientes a sistemas S3 se muestran en la Figura 7(b).

Fragilidad de aberturas

Las demandas por presión uniforme en todas las aberturas se calcularon usando los coeficientes de presión externa para componentes no estructurales. En el caso de los sistemas de ventanas se considera que también son susceptibles a daños causados por impacto de escombros, suponiendo conservativamente que éstos golpean tanto la fachada de barlovento como una de las fachadas laterales.

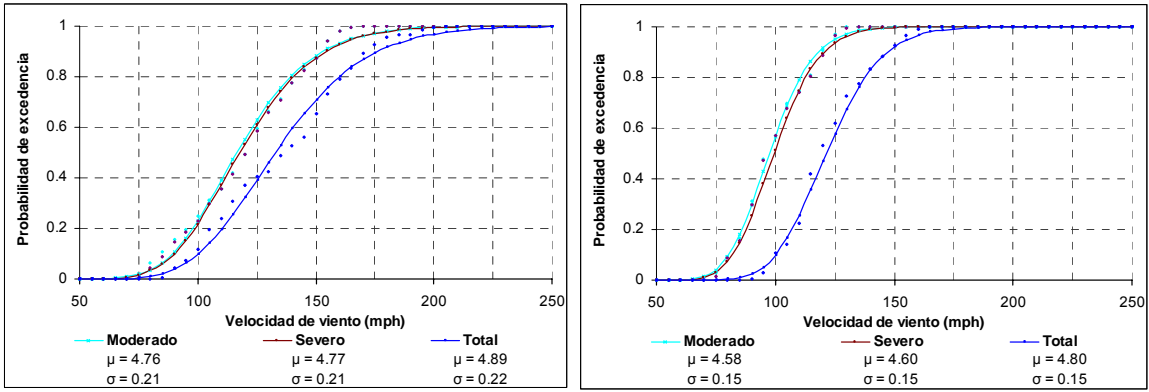
De acuerdo con un modelo utilizado por García (2007), se supone que la capacidad de las ventanas de vidrio bajo presión uniforme está controlada por el valor mínimo entre la capacidad del vidrio y la resistencia a cortante de los tornillos que conectan el marco de la ventana al sistema de fachada. En el caso de las ventanas de aluminio solo se evalúa la capacidad del marco. El número de tornillos usados en cada marco varía entre cuatro y seis, independiente del tamaño o tipo de tornillo usado. La Tabla 3 muestra las resistencias usadas por componente.

Para cada velocidad de viento se registró el número de fallas y éstas se combinaron con los resultados del modelo de impacto, asegurándose que una ventana no fuera contada dos veces.

Durante un huracán, el viento levanta y arrastra escombros con suficiente fuerza para dañar e incluso penetrar el sistema de ventanas de una edificación. En esta investigación se usó un modelo de impacto simple, que da la probabilidad de que una ventana sea golpeada y dañada por escombros (Cope, 2004):

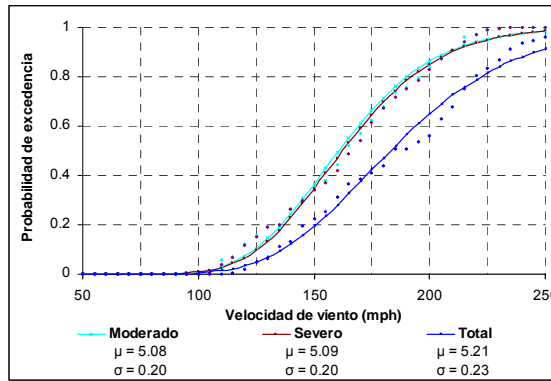
$$p_D(w) = 1 - \exp(-A \cdot N_A \cdot B \cdot C \cdot D) \quad (9)$$

donde w es la velocidad de ráfaga de viento de tres segundos a la cual se evalúa la probabilidad de daño $p_D(w)$; A y N_A están relacionados con el número potencial de misiles en el aire durante un huracán; el parámetro B es el porcentaje de misiles que golpean la edificación, que depende de la velocidad de viento; C representa el porcentaje de ventanas respecto al área de la fachada y D indica si el impacto del misil fue lo suficientemente grande como para causar daño en la ventana. En el caso de las puertas enrollables se suponen que éstas son resistentes a impacto.



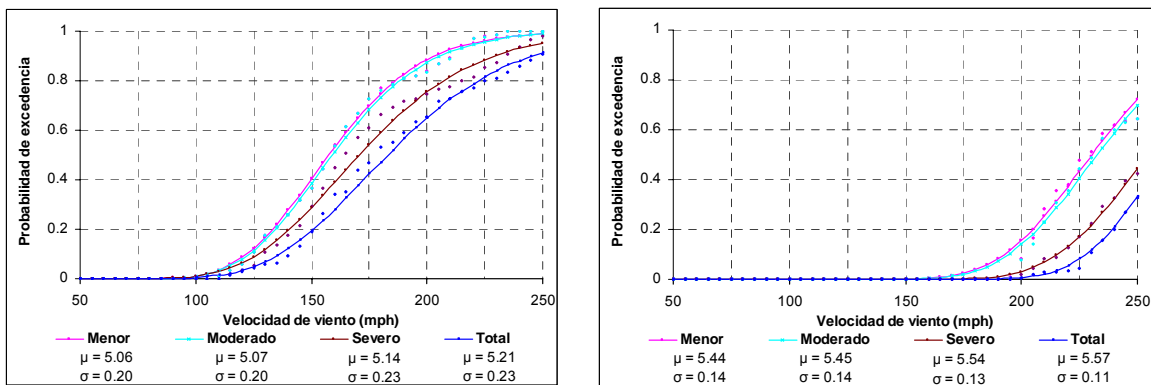
(a)

(b)



(c)

Figura 6: Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta; (a) Sistemas de cubierta tipo S1; (b) Sistemas de cubierta tipo S2; (c) Sistemas de cubierta tipo S3.



(a)

(b)

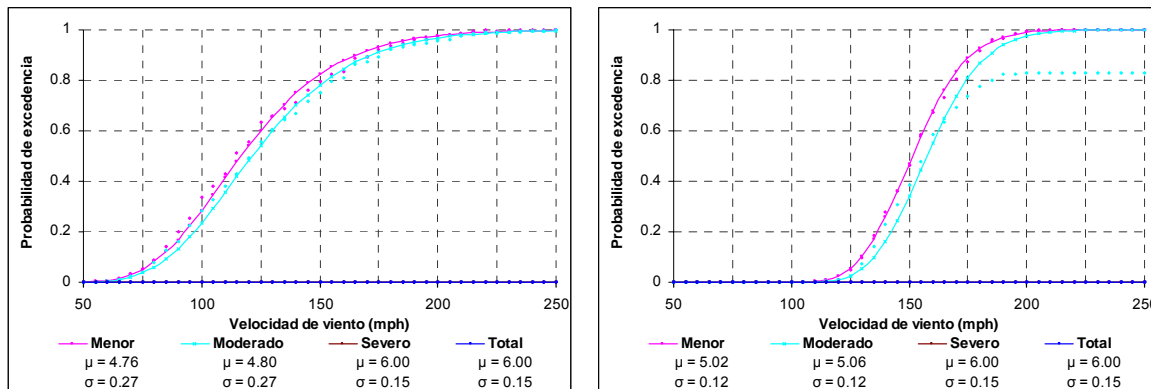
Figura 7: Curvas de fragilidad de sistemas de fachada; (a) Sistemas de fachada tipo S1; (b) Sistemas de fachada tipo S3.

Tabla 3: Resistencias de los componentes del sistema de aberturas .

Componente	Resistencia promedio	COV
Cristal, Templado	7182 Pa	0.4
Tornillos	3559 N ^(a) ; 11010 N ^(b)	0.2
Puertas enrollables (convencionales)	1484 Pa	0.4
Puertas enrollables (resistentes a huracanes)	2394 Pa	0.1

(a): tornillos “dry-wall” ; (b): tornillos de madera.

Las curvas de fragilidad del sistema de aberturas se muestran en la Figura 8(a). En la Figura 8(b) se muestran las fragilidades teniendo en cuenta sistemas de ventanas protegidos con tormenteras y puertas enrollables resistentes a huracanes. El efecto de las tormenteras se logra, de manera simplificada, eliminando el sistema de ventanas de la simulación.



(a)

(b)

Figura 8: Curvas de fragilidad del sistema de aberturas en edificaciones industriales; (a) sin protección en las aberturas; (b) con protección en las aberturas.

Fragilidad del sistema de conexión columna-fundación

Información post desastre ha mostrado que las edificaciones industriales en Puerto Rico tuvieron un buen comportamiento estructural bajo las condiciones del huracán Hugo en 1989. Una de las pocas estructuras que presentó daños en las conexiones fue debido al arrancamiento de los pernos de anclaje de su pedestal de concreto, lo cual produjo un colapso progresivo de la edificación. Se encontró que el pedestal estaba pobremente reforzado y que el concreto usado era de baja calidad (Rodríguez et al., 1990).

Un anclaje ubicado lejos del borde de un elemento de concreto y sometido a cargas de tensión, se supone que desarrollará un cono de falla en el concreto, como se observa en la Figura 9 (a) (Newman, 2004). En la mayoría de diseños se usan anclajes espaciados cercanamente, lo que hace que sus conos de falla se solapen parcialmente (Figura 9(b)). Los anclajes utilizados cerca de los bordes de un pedestal solo desarrollarán parcialmente un cono de falla.

En una investigación llevada a cabo por López (2005), se calcularon las capacidades a cortante y tensión de diferentes tipos de conexiones columna-fundación comúnmente encontradas en edificaciones industriales en Puerto Rico. Se evaluó el caso de columnas apoyadas directamente sobre la zapata o losa de fundación y resistencias a compresión del concreto de 21 y 28 MPa. Se tuvo en cuenta la metodología dada en el Apéndice D de la Norma ACI 318-05, ya que se trata de anclajes en elementos de concreto sin refuerzo. La Tabla 4 muestra los resultados obtenidos.

Frecuentemente durante el diseño de anclajes sobre pedestales se tiene en cuenta la capacidad del refuerzo vertical del pedestal, para transferir las cargas de tensión a la fundación. Los estribos alrededor de las barras verticales confinan el elemento, ayudando a transferir fuerzas cortantes y evitando el agrietamiento del concreto. Las barras de anclaje deben tener una longitud embebida en el pedestal que sea al menos igual al largo de desarrollo l_d .

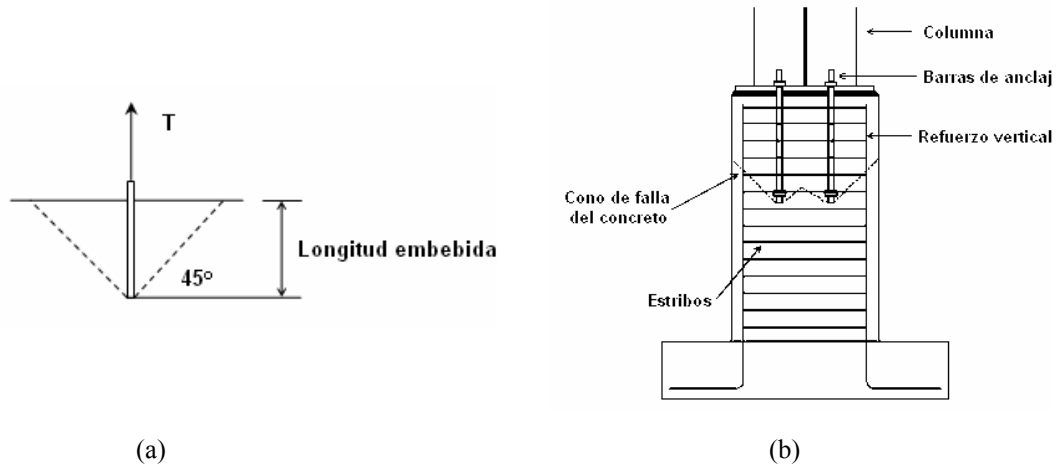


Figura 9: Conos de falla en el concreto; (a) completo, en un anclaje aislado (Newman, 2004); (b) solapado parcialmente.

La capacidad a tensión de un anclaje depende de las capacidades a tensión de la barra de anclaje y del cono de falla de concreto. Generalmente durante el diseño se dimensionan los elementos de tal forma que bajo condiciones extremas se presente una falla dúctil, es decir, asegurándose que el cono de falla del concreto sea más resistente en tensión que las barras de anclaje de acero. La Tabla 5 muestra las resistencias obtenidas en el caso de columnas apoyadas sobre pedestales de concreto reforzado.

Tabla 4: Capacidades a tensión y fuerza cortante de las conexiones estudiadas para las resistencias del concreto a compresión indicadas y para columnas ubicadas directamente sobre la zapata o una losa de fundación (López, 2005).

Conexión Tipo	f'_c (MPa)	Capacidad a tensión (kN)	Capacidad a cortante	COV
1	21	110.57	211.83	0.1
2	21	421.24	511.41	0.1
3	21	376.57	511.41	0.1
4	21	221.13	482.16	0.1
1	28	147.42	211.83	0.1
2	28	486.40	590.53	0.1
3	28	434.82	590.53	0.1
4	28	294.84	483.43	0.1

En la Tabla 5 V_b es la resistencia a cortante de las barras (ACI 318, 2005; ecuación D-20); V_n es la resistencia a cortante del pedestal (ACI 318, 2005; ecuación 11-2); V_c es la resistencia a cortante del concreto para miembros sometidos a tensiones significativas (ACI 318, 2005; ecuación 11-8) de tal forma que es una resistencia variable con la demanda sobre el elemento N_u y sólo puede evaluarse en la rutina de simulación; y N_u es la fuerza axial factorizada normal a la sección transversal del elemento y se toma negativa para tensión (en unidades de libras).

De acuerdo con el Comentario RD.7 de la Norma ACI 318-05, la resistencia del anclaje bajo esfuerzos combinados de tensión y corte, puede calcularse por medio de la ecuación de interacción:

$$\left(\frac{N_{ua}}{\phi N_n}\right)^\zeta + \left(\frac{V_{ua}}{\phi V_n}\right)^\zeta \leq 1.0 \quad (10)$$

Tabla 5: Capacidades a tensión y cortante de las conexiones estudiadas en columnas apoyadas sobre un pedestal de concreto reforzado.

Conexión Tipo	Resistencia Tensión (kN)	Parámetros de la capacidad a cortante			Resistencia cortante (kN)	COV
		V_b (kN)	V_s (kN)	V_c (kN) $f(N_u)$		
5	164.58	207.29	151.68	$136.11+8.41*10^{-4}N_u$	(a)	0.1
6	625.42	396.34	171.26	$170.36+8.54*10^{-4}N_u$	(a)	0.1
7	625.42	396.34	190.83	$209.06+8.63*10^{-4}N_u$	(a)	0.1
8	476.85	290.91	190.83	$209.06+8.63*10^{-4}N_u$	(a)	0.1
9	61.83 ^(b)	--	--	--	81.40 ^(b)	0.1

(a): El menor valor entre V_b y V_n (donde $V_n = V_s + V_c$); (b): Calculado usando el Apéndice D de la norma ACI 318-05, suponiendo que el pedestal no tiene refuerzo.

donde N_{ua} y V_{ua} representan, respectivamente, las fuerzas de tensión y cortantes mayoradas aplicadas al anclaje, pero que en nuestro caso son las fuerzas netas resultantes de aplicar la combinación de carga muerta más carga de viento, aplicando un factor de amplificación igual a 1. N_n y V_n son, respectivamente, las resistencias nominales en tensión y cortante que se muestran en las Tablas 4 y 5. El factor de reducción de capacidad ϕ se toma igual a 1. Según el comentario RD.7 de la Norma ACI 318-05, el exponente ζ se supone igual a 5/3.

A diferencia de los componentes no estructurales, la complejidad en la determinación de demandas inducidas por viento en estructuras estáticamente indeterminadas hizo necesario recurrir a herramientas computacionales más sofisticadas. Mediante la revisión de planos constructivos se procedió a realizar 12 modelos computacionales en el programa ETABS versión 8.5 (CSI, 2004), correspondientes a las edificaciones bajo estudio, con el fin de determinar las demandas debido a viento, las cuales se traducen en la aparición de fuerzas de tracción y corte en la conexión columna-fundación.

La metodología de simulación requiere determinar para cada edificación dos ecuaciones que definan la variación de las reacciones horizontales y las reacciones verticales de una columna que llamaremos crítica en función de la presión en la fachada de barlovento, es decir, la primera columna que experimenta arrancamiento debido al efecto combinado de fuerzas cortantes y de tensión. Esta variación, que es lineal, se obtuvo mediante análisis estáticos lineales de los modelos bajo dos velocidades de ráfaga de tres segundos diferentes, V_0 y V_1 . Las presiones asociadas en la fachada de barlovento p_0 y p_1 se calculan con la ecuación:

$$p = q_h \left[(GC_p) - (GC_{pi}) \right] \quad (11)$$

El valor de q_h se obtiene de ASCE 7-05 (ASCE, 2005; ecuación 6-15) mientras que GC_p es el correspondiente al producto del factor de ráfaga por el coeficiente de presión externa en la fachada de barlovento (ASCE, 2005; Figura 6-6). Para considerar el caso más crítico se adoptó $GC_{pi} = -0.18$ ya que las presiones internas negativas favorecen el incremento de las fuerzas de succión en la cubierta y por consiguiente la magnitud de las reacciones verticales en las conexiones.

Las reacciones en la base de las columnas pueden obtenerse mediante la relación:

$$R_i = m \cdot p_i + b \quad (12)$$

donde R_i es el valor de la reacción horizontal o vertical en la columna crítica y p_i es la presión en la fachada de barlovento asociada a la velocidad de viento de ráfaga de tres segundos V_i . Los valores de la pendiente de la recta m y el

intercepto con el eje de las reacciones b fueron obtenidos para cada una de las edificaciones estudiadas, los cuales dependen básicamente de la dirección de viento analizada.

Se definió el daño en el sistema de conexión columna-fundación como la falla de al menos tres pórticos consecutivos (colapso de la estructura), ya que suponer daño en una sola columna conduciría a resultados demasiado conservadores. Debido a lo anterior se llevó a cabo un estudio detallado de una de las edificaciones de la base de datos mediante el uso de ETABS y de esta forma se estimó la capacidad residual en términos de presión de viento Δp que tiene la estructura entre la falla de la primera columna y el colapso total. La principal conclusión a la que se llegó con este análisis es que la capacidad residual de resistencia de la estructura una vez se presenta falla de la primera columna, es bastante limitada (entre un 7% y un 20% de la velocidad inicial de falla V_f). Teniendo en cuenta lo anterior, se supuso una velocidad de falla del sistema V_{col} igual a $1.07V_f$ que corresponde al valor mínimo obtenido en los dos modelos de presiones. Durante el proceso de simulación en cada edificación muestreada se calculó la velocidad de falla V_f de la primera columna bajo esfuerzos combinados de tensión y corte, mediante el uso de la ecuación de interacción dada en la ecuación (10) y su respectiva velocidad de colapso V_{col} . Si las velocidades de viento generadas aleatoriamente resultaban mayores que V_{col} , se registró estado de daño total. La curva de fragilidad correspondiente se muestra en la Figura 10. A partir de una velocidad de ráfaga de 120 mph se registra colapso en edificaciones con conexiones débiles, lo cual es consistente con la información histórica disponible (Rodríguez et al., 1990).

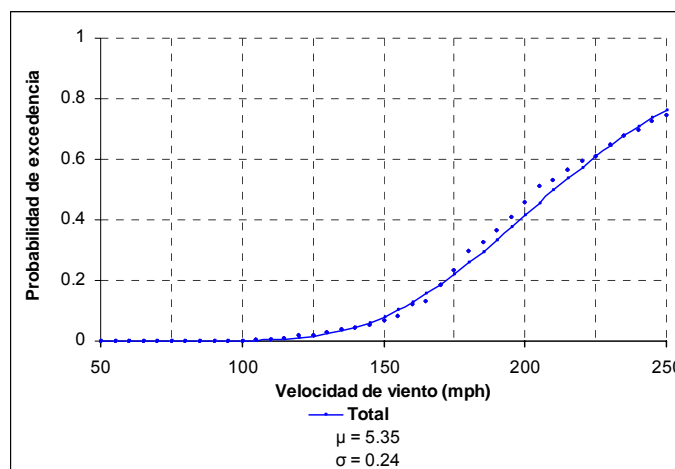


Figura 10: Curva de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación.

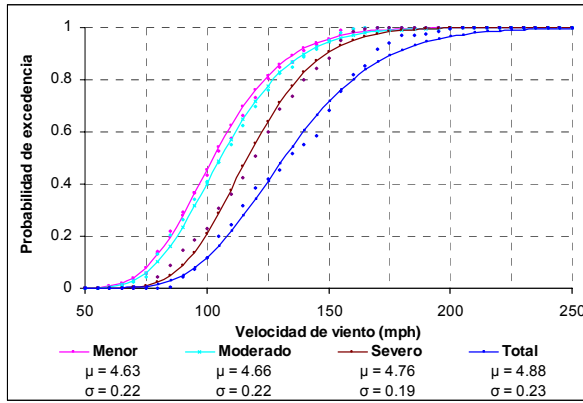
Fragilidad de sistemas

La metodología para obtener las curvas de fragilidad del sistema está basada en el algoritmo de combinación propuesto por García (2007), que supone igual contribución de cada componente vulnerable al daño del sistema, es decir, independientemente de cuál sea el componente que presente el mayor estado de daño, la estructura caerá bajo la misma designación de daño. Las fragilidades correspondientes a sistemas convencionales (C), no convencionales (NC) y mejorados (M) se muestran en las Figura 11(a), (b) y (c). El efecto de la protección en las aberturas (AP) se muestra en las Figuras 11(d), (e) y (f).

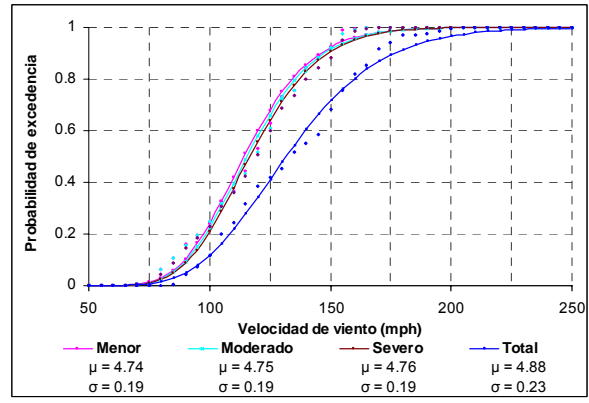
DESEMPEÑO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE VIENTO Y EFECTO COMBINADO DE LAS MEDIDAS DE MEJORAMIENTO

El desempeño de las estructuras analizadas en función de la velocidad de viento se muestra desde la Figura 12 hasta la Figura 15. Se tuvieron en cuenta sistemas C, NC y M y la presencia o no de protección en los sistemas de aberturas.

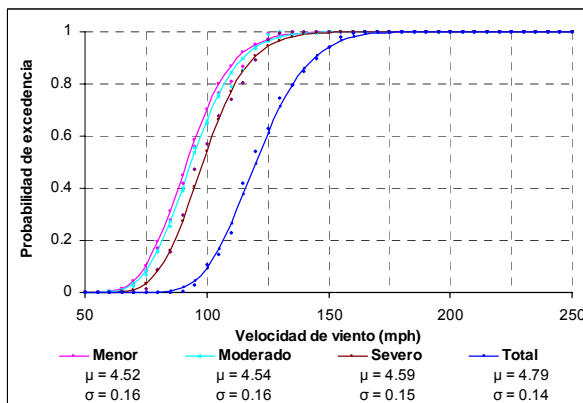
En las Figuras 12 y 13 se observa que la protección en los sistemas de aberturas, sin mejorar las conexiones en los paneles de cubierta y fachada, produce cierta mejora en el desempeño de la edificación en los estados de daño inferiores. Por ejemplo, bajo vientos con velocidades de ráfaga de 125 mph, el 82% de las edificaciones C sufriría daño menor, comparado con un 68% de las C(AP) (Figura 12). Sin embargo, en la Figura 15 se observa que en el estado de daño total y bajo las mismas condiciones de viento, las edificaciones C y C(AP) tendrían el mismo porcentaje de edificaciones con daño total (41%). Esto demuestra el escaso efecto que produce el mejoramiento de solo un componente vulnerable, en este caso, el sistema de aberturas.



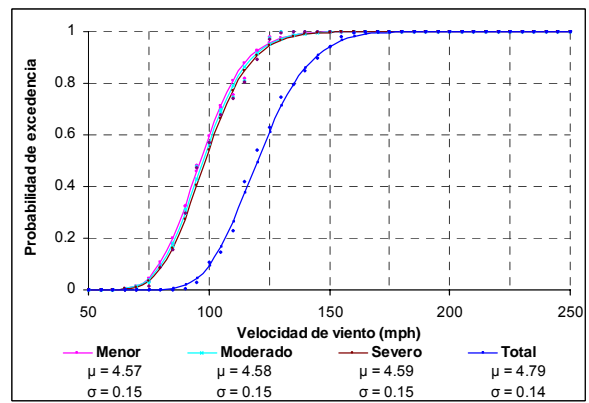
(a)



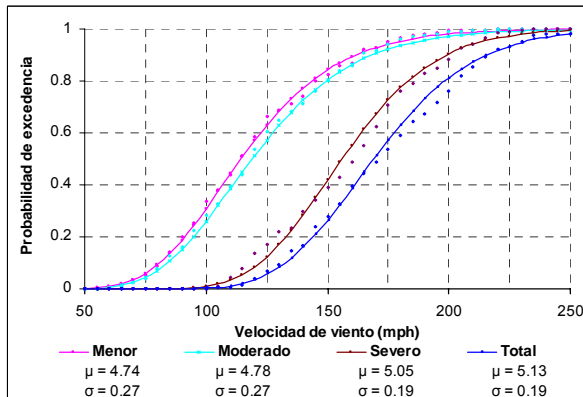
(d)



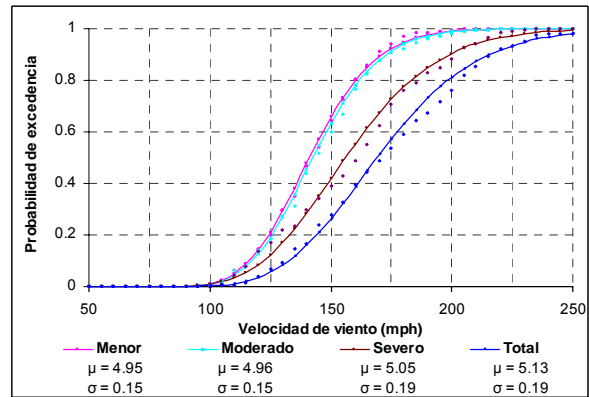
(b)



(e)



(c)



(f)

Figura 11: Familia de curvas de fragilidad de sistemas; (a) sistemas C; (b) sistemas NC; (c) sistemas M; (d) sistemas C (AP); (e) sistemas NC (AP); (f) sistemas M (AP).

A continuación se analiza el efecto de mejorar solo las conexiones: bajo vientos de 125 mph, el 82% de las edificaciones C sufriría daño menor, comparado con un 63% de las M (Figura 12). En el estado de daño total y bajo las mismas condiciones de viento, las edificaciones C y M tendrían un porcentaje de edificaciones con daño total de 41% y 6%, respectivamente (Figura 15).

Si se considera el efecto combinado de las mejoras, se logra maximizar el desempeño de la edificación. Como se mencionó anteriormente, bajo velocidades de ráfaga de 125 mph, el 82% de las edificaciones C sufriría daño menor (Figura 12). Esta vez, el uso de conexiones mejoradas en la cubierta y fachada, sumado con la protección en las aberturas (edificaciones M(AP)), reduce dicho porcentaje de 82% a 21%. Mientras tanto, en el estado de daño total, sólo el 6% de los sistemas M(AP) sufriría daño total, comparado con el 41% en sistemas C (Figura 15).

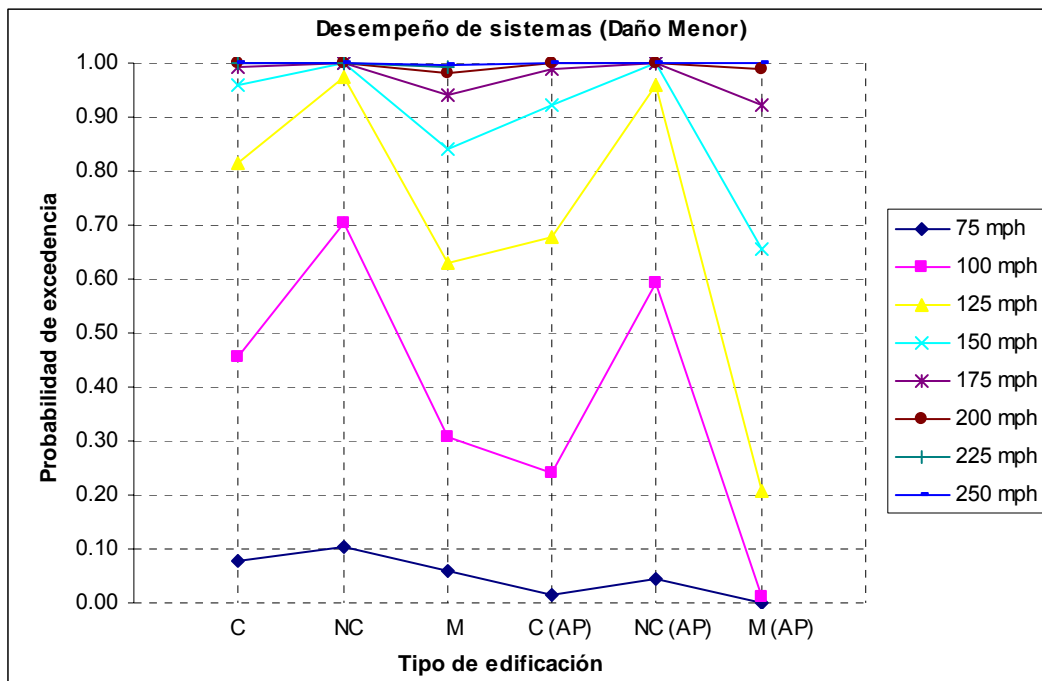


Figura 12: Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño menor.

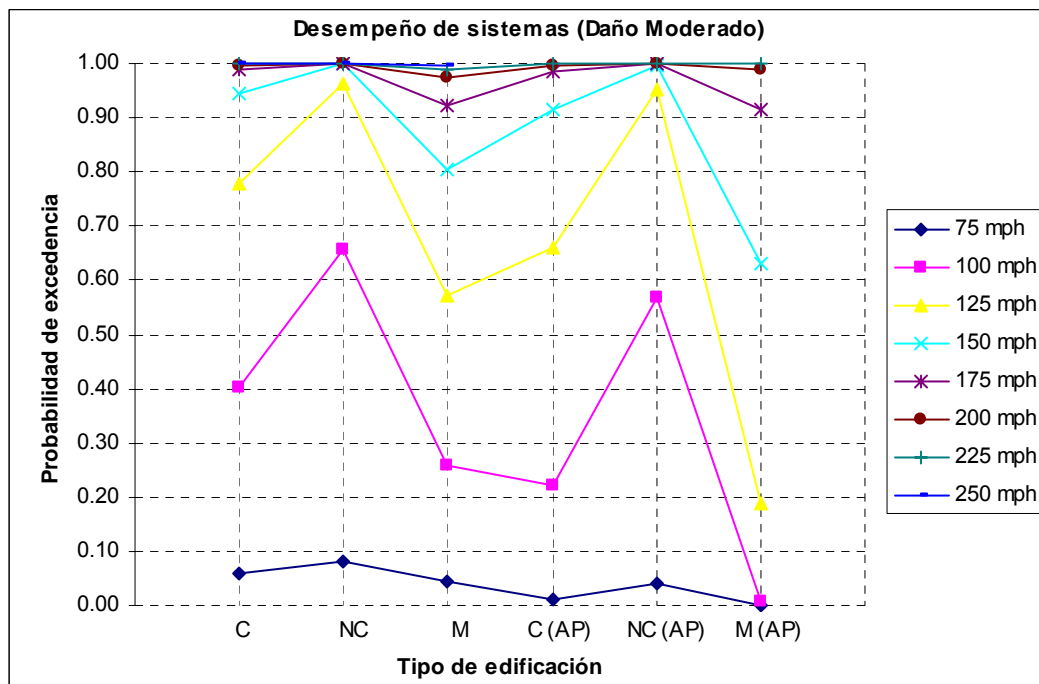


Figura 13: Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño moderado.

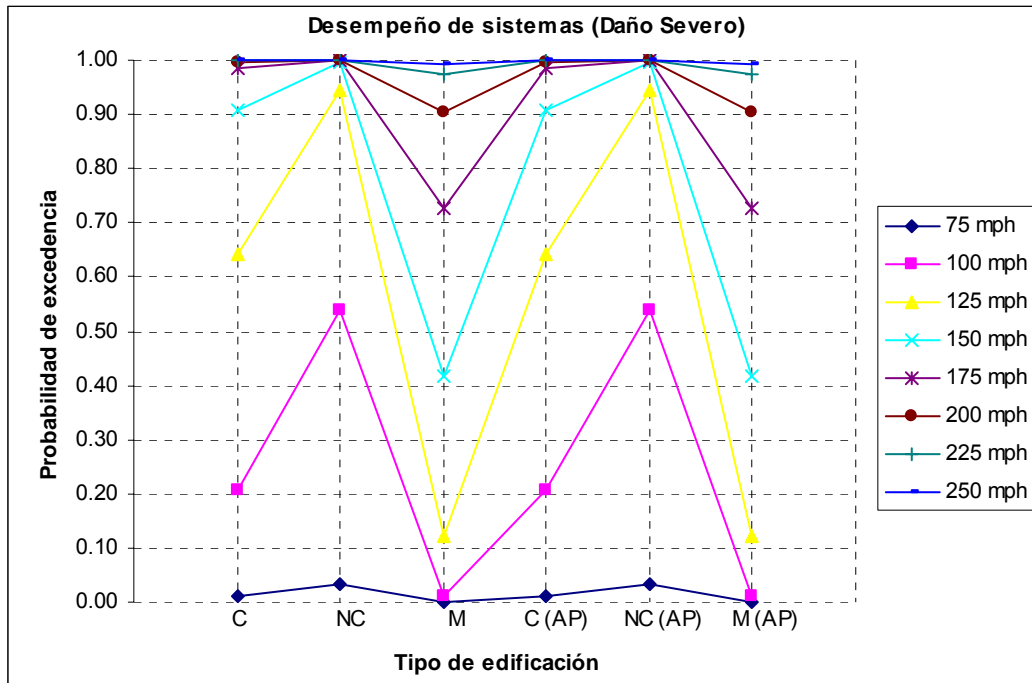


Figura 14: Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño severo.

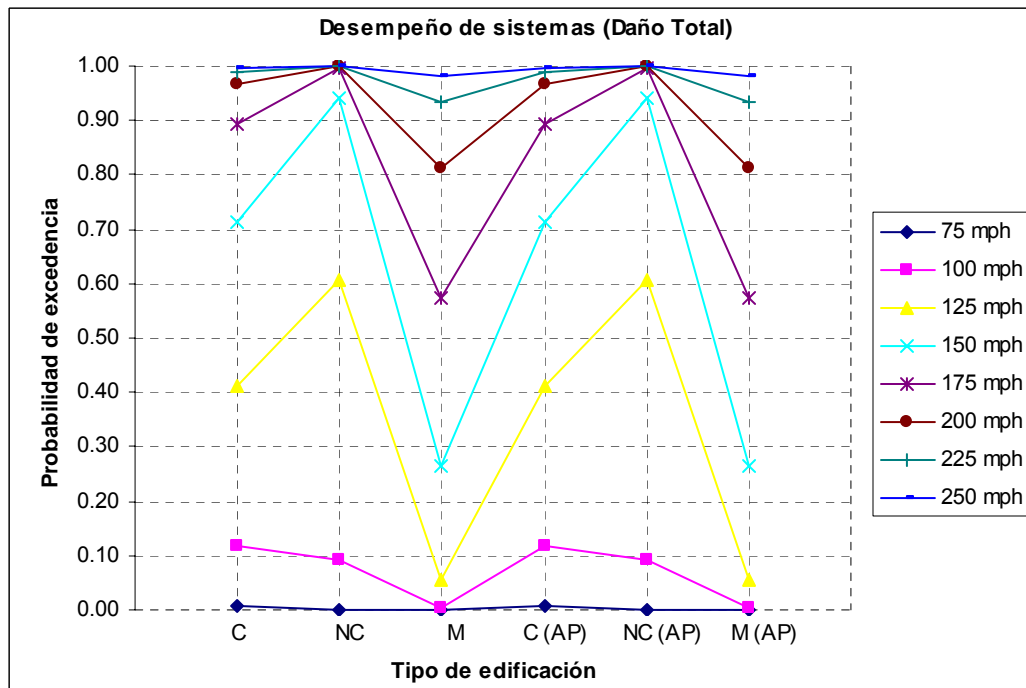


Figura 15: Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño total.

CONCLUSIONES

Durante el proceso de simulación llevado a cabo en este trabajo para estructuras industriales que son representativas de las construcciones en Puerto Rico, se observó un buen comportamiento de los componentes estructurales. Sin embargo, los daños en el sistema de conexión columna-fundación pueden llegar a ser críticos en edificaciones livianas que no sean diseñadas adecuadamente o con deficiencias constructivas.

Una conclusión importante que se deriva de las presentes simulaciones es que son los componentes no estructurales los que definen el desempeño de edificaciones industriales metálicas frente a la acción de vientos huracanados. En las edificaciones estudiadas, los estados de daño inferiores (menor y moderado) son controlados por el sistema de aberturas y cubierta, mientras que los estados de daño superiores (severo y total) son definidos por el sistema de cubierta. Por esa razón las estrategias de reducción de daños deben dirigirse, principalmente, a dichos componentes vulnerables. La forma más apropiada de mejorar el desempeño en este tipo de edificaciones consiste en aprovechar el efecto combinado que producen las medidas de mejoramiento en los dos componentes críticos.

Finalmente, se observa que muchas de las construcciones en Puerto Rico y Florida tienen paredes laterales de mampostería de bloques. Debido a que el sistema de fachada en lámina metálica no resultó crítico en ninguna de las configuraciones estudiadas, el uso de las curvas de fragilidad obtenidas puede hacerse extensivo a edificaciones que empleen sistemas de mampostería en bloques de concreto, con refuerzo en su dirección longitudinal.

AGRADECIMENTOS

Los autores agradecen al Comisionado de Seguros de Puerto Rico, que proveyó un subsidio para financiar esta investigación. Parte del presente trabajo se basó en estudios previos llevados a cabo por Héctor D. López, a quien se agradecen sus aportes.

REFERENCIAS

- ACI (2005). *ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 399 p.
- ASCE (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures-SEI/ASCE 7-05*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Cope, A. D. (2004). "Predicting the vulnerability of typical residential buildings to hurricane damages", PhD. Thesis, University of Florida, Gainesville, Florida.
- CSI (2004). *ETABS/Integrated Building Design Software – User Interface Reference Manual (Version 8.5)*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- FEMA - Federal Emergency Management Agency (2003). "Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Hurricane Model". HAZUS – MH MR1 Technical Manual, Washington, D.C.
- Filliben, J., Gurley, K., Pinelli, J-P. y Simiu, E. (2002). "Fragility curves, damage matrices and wind induced loss estimation", Proceedings of the III International Conference on Computer Simulation in Risk Analysis and Hazard Mitigation, Sintra, Portugal.
- García, R. (2007). "Development of hurricane-based fragility curves for wood-zinc houses in Puerto Rico", Ph.D. Thesis, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico.
- Hart, G. C. (1976). "Estimation of structural damage due to tornados", Proceedings of the Symposium on Tornados: Assessment of Knowledge and Implications for Man, Texas Tech University, Lubbock, Texas, pp. 645-665.
- Kennedy, R. P. y Ravindra, M. K. (1984). "Seismic fragilities for nuclear power plant studies", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 79, No. 1, pp. 47-68.
- Khanduri, A. C. y Morrow, G. C. (2002). "Vulnerability of buildings to windstorms and insurance loss estimation", *Journal of Wind Engineering and Industry Aerodynamics*, Vol. 91, pp. 455-467.
- Li, Y. y Ellingwood, B. R. (2005). "Hurricane damage to residential construction in the US: Importance of uncertainty modeling in risk assessment", *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1009–1018.
- López, H.D. (2005). "Estimación de daños ocasionados por vientos huracanados sobre estructuras en Puerto Rico", Tesis de Maestría en Ciencias, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico.

- López, H. D. y Godoy, L. A. (2005). “Metodología para la estimación de daños estructurales ocasionados por vientos huracanados en edificaciones industriales”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 5, No. 2, pp.121-134.
- Mahendran, M. (1995). “Wind-resistant low rise buildings in the tropics”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 9, No. 4, pp. 330-346.
- Manning, B. R. y Nichols, G. G. (1991). “Hugo lessons learned”, In: *Hurricane Hugo One Year Later*, B. L. Sill and P.R Sparks, Eds., ASCE, pp. 93-102.
- Matcor (2007). *Rolled Formed Metal Building Components*, Matcor, Inc., Guaynabo, Puerto Rico.
- Newman, A. (2003). *Metal Building System: Design and Specifications*, 2nd Edition, Mc Graw Hill, New York, NY, pp. 335-372.
- Pielke, R. A., Gratz, J., Landsea, C. W., Collins D., Saunders, M. A. y Musulin, R. (2008). “Normalized hurricane damage in the United States: 1900–2005”, *Natural Hazards Review*, ASCE, Vol. 9, No. 1, pp 29-42.
- Pinelli, J. P., Simiu, E., Gurley, K., Subramanian, C., Zhang, L., Cope, A., Filliben, J. y Hamid, S. (2004). “Hurricane Damage Prediction Model for Residential Structures”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, pp. 1685-1691.
- Rodríguez, L., Pesquera, C. y López, R. (1990). “Hugo’s Structural Damage in Puerto Rico”, In: *Hurricane Hugo One Year Later*, B. L. Sill and P.R Sparks, eds., ASCE, pp. 93-102.
- Simpson, R. H. y Saffir, H. (1974). “The Hurricane Disaster-Potential Scale”, *Weatherwise*, American Meteorological Society, Vol. 27, No. 4, pp. 169-186.
- Sparks, P., Baker, E. J., Belville, J. y Perry, D. C. (1991), “Hurricane Elena, Gulf Coast, August 29-September 2, 1985,” *Natural Disaster Studies*, Vol. 2, National Research Council, Washington, D.C.
- Sparks, P. R., Schiff, S. D. y Reinhold, T. A., (1994). “Wind damage to envelopes of houses and consequent insurance losses”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 53, pp. 145-155.
- Sparks, P. R. y Bhinderwala, S. A. (1993). “Relationship between residential insurance losses and wind conditions in Hurricane Andrew”, In: *Hurricanes of 1992: Andrew and Iniki, One Year Later*, Proceedings of the ASCE symposium, Riverwalk, pp. XI.1-XI.14.
- Unanwa, C. O., McDonald, J. R., Mehta, K. C. y Smith, D. A. (2000). “The development of wind damage bands for buildings”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 84, pp. 119-149