



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS PROBABLES DEL EDIFICIO EDUCATIVO
DE LA “FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES (FACES)”
DE LA UNIVERSIDAD DE CARABOBO BAJO LA ACCIÓN DE UN SISMO
CON EL USO DE CURVAS DE FRAGILIDAD.**

*Trabajo Especial de Grado presentado ante la Ilustre Universidad de
Carabobo para optar al título de Ingeniero Civil.*

ROSAIRA GONZÁLEZ T.
CLAUDIO A. MACERO M.

BÁRBULA, JUNIO de 2012.



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS PROBABLES DEL EDIFICIO EDUCATIVO
DE LA “FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES (FACES)”
DE LA UNIVERSIDAD DE CARABOBO BAJO LA ACCIÓN DE UN SISMO
CON EL USO DE CURVAS DE FRAGILIDAD.**

Tutor Académico: Ing. Edson T. Martínez O.

ROSAIRA GONZÁLEZ T.
CLAUDIO A. MACERO M.

BÁRBULA, JUNIO de 2012.



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



CERTIFICADO DE APROBACIÓN

Los abajo firmantes, miembros del jurado designados para estudiar el Trabajo Especial de Grado titulado: “EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS PROBABLES DEL EDIFICIO EDUCATIVO DE LA “FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES (FACES)” DE LA UNIVERSIDAD DE CARABOBO BAJO LA ACCIÓN DE UN SISMO CON EL USO DE CURVAS DE FRAGILIDAD”, realizado por las bachilleres: Rosaira. González T., y Claudio A. Macero M., hacemos constar que hemos revisado y aprobado dicho Trabajo Especial.

Ing. Edson Martínez.
Presidente del Jurado

Ing. Aquilino Rodríguez.
Miembro del Jurado

Ing. Héctor Buyones.
Miembro del Jurado

BÁRBULA, JUNIO DE 2012.

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso por ser nuestro guía espiritual.
A nuestros padres, hermanos y demás familiares que han estado junto a nosotros apoyando y guiando cada paso dado con justo criterio.

AGRADECIMIENTO

Agradezco principalmente a Dios por ser la luz en mi camino. Esta fe, creadora de muchas virtudes.

A mis padres Aida y Gustavo por su amor y entrega incondicional, quienes me han brindado las herramientas necesarias para lograr mis metas e ir forjando mi futuro.

A mis abuelas Rosa y Saira mujeres emprendedoras y luchadores de las cuales he aprendido mucho y a las que les estoy eternamente agradecida por haberme dado el tesoro más grande “MIS PADRES”.

A mis hermanos Gustavo Andrés y Daniela por brindarme su amor y apoyo incondicional para hacer todo este camino más fácil. Mis eternos repollitos.

A mis amigos de gran parte de mi vida por estar siempre a mi lado demostrándome que la amistad si perdura a través de los años (Marianne, Arsenia, Alejandra, Korina, Eliana, Carla, Wolfgang, Mister, Mauricio, Carlos, Manuel, Benigno).

A mis amigos adquiridos a lo largo de mi carrera por su apoyo y por todos esos momentos invaluable; en especial Noe, Gaby, Feffy, Vane, Leo, Dani Luis, Mariadaniela, Johnny; siempre contando con uds.

A mi amigo y compañero de tesis por su ayuda y apoyo a lo largo de esta investigación y sobre todo a lo largo de mi carrera. Gracias por tu amistad mi Clau.

Al profesor Edson Martínez por su importante y constante orientación a lo largo de esta investigación.

A todas y cada una de las personas que estuvieron conmigo a lo largo de mi camino que por no ser nombradas no dejan de tener importancia en mi vida.

Rosaira González Trejos.

AGRADECIMIENTO

Gracias a dios primeramente por permitir seguir el camino adecuado y guiarme en todo momento, a la virgen de la coromoto por iluminar mí camino y hacerme un hombre de bien.

A mi madre Danny Celeste, por ser la mejor madre en todo momento, por guiarme en los momentos más difíciles, por sus sabios consejos, por su amor incondicional, por inculcarme valores y principios que me hacen hoy en día hombre que soy, por siempre estar presente para brindarme apoyo moral, gracias Danny Celeste por ser mi madre.

A mi padre Claudio José de Jesús, por ser un ejemplo a seguir, por siempre guiarme por el camino del éxito, por ser el mejor ejemplo de perseverancia, por apoyarme en todas las decisiones tomadas.

A mis hermanos, Evelyn Celeste y José Alejandro, por siempre tener fe en mi, por ser los mejores hermanos que he podido tener, espero algún día yo poder verlos llegar a ser una mujer y un hombre de bien y profesionales.

A mis tíos, Norca Maribel, Marioxi Ezperanza, Miguel Eduardo, gracias por el apoyo siempre brindado, por ser parte de mi vida en todo momento, por ser como unos padres para mí. En especial mi tío Víctor Evadio, por ser siempre el gran apoyo y guía en mi vida, siempre te tendré presente y que se al leer esto estaría muy orgulloso de mi y de ver mis logros y triunfos, espero que las pocas palabras que aquí plasme te lleguen a donde quiera que estés y que dios te tenga en su santa gloria, sin duda daría lo que fuera por qué estuvieses presente.

Gracias a toda mi familia y a las personas que siempre estuvieron y están presentes en mi vida, por acompañarme en momentos vividos y por regalarme experiencias invaluableles.

A mis amigos Giomar, José Carlo y Reinaldo por ser siempre los mejores amigos, incondicionales, mis hermanos del alma.

A todos los profesores que siempre dedicaron su tiempo en forjar un Ing. Civil excelente, por transmitir sus conocimientos brindados y permitir lograr esta meta.

Gracias al Prof. Edson Martínez por servirnos de apoyo y guiarnos para la culminación de nuestro trabajo de grado, y gracias al Prof. Héctor Buyones por servirme de guía y por el apoyo brindado.

Por último pero no menos importante, le doy gracias a Rosaira por acompañarme durante casi toda la carrera, como compañera de clase, compañera de estudio, como amiga y finalmente como compañera de tesis, gracias por ser siempre la bella persona que eres, jamás cambies, ojala todos tuviésemos un poco de la alegría y el carisma que te caracteriza. Te quiero muchísimo Rosa, que dios te bendiga siempre e ilumine tu camino y lo llene de salud, éxito y felicidad.

Claudio A. Macero Morillo.



RESUMEN

***EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS PROBABLES DEL EDIFICIO EDUCATIVO DE LA
“FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES (FACES)” DE LA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO BAJO LA ACCIÓN DE UN SISMO CON EL USO DE
CURVAS DE FRAGILIDAD.***

Autores: Rosaira González. T.
Claudio A. Macero. M.
Tutor: Ing. Edson T. Martínez O.
Año: 2012.

**Trabajo Especial de Grado. Universidad de Carabobo.
Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil.**

En el presente trabajo, se construyeron curvas de fragilidad sísmica para una edificación esencial de educación superior grupo A tipo I, diseñada bajo la norma Venezolana, de 5 pisos con presencia de mampostería. Para el análisis estructural se utilizó el método de análisis dinámico lineal de superposición modal haciendo uso del programa de cálculo estructural ETABS v9.6.3 (CSI, 2011). Se utilizó el método de los estimadores puntuales para determinar la respuesta sísmica probabilística, con el cual se escogieron tres variables aleatorias (módulo de elasticidad del concreto, factor de reducción de respuesta sísmica e inercia de los elementos estructurales). Se determinaron las curvas de fragilidad en función del cálculo de probabilidades de excedencia para distintas aceleraciones horizontales del terreno a partir de la deriva máxima permitida por la norma COVENIN 1756-2001 y las derivas asociadas a los estados de daño Leve, Moderado, Severo y Completo reportados por HAZUS. Mostrando la edificación estudiada un nivel de riesgo sísmico “Alto” y un estado de daño asociado “Severo”, al ser evaluada ante un valor de $A_0 = 0.30g$.

Palabras claves: *Curvas de fragilidad. Daños probables. Sismo.*

INTRODUCCION

En el presente trabajo, se construyeron las curvas de fragilidad sísmica para una edificación destinada al uso educativo (Facultad De Ciencias Económicas y Sociales de la Universidad de Carabobo), ubicada en el municipio Naguanagua del Estado Carabobo, siguiendo la línea de investigación de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico que se ha venido desarrollando en la Universidad de Carabobo.

Este trabajo de grado se estructuró en 5 capítulos que se explican brevemente a continuación:

Capítulo I: (Definición del problema).

En este capítulo se explican las razones por las cuales se llevó a cabo la investigación, en el mismo se presentan: el planteamiento del problema, objetivo general, objetivos específicos, justificación, alcance y limitaciones.

Capítulo II: (Marco teórico).

Se presentan los antecedentes así como la definición de términos necesarios y requeridos para la comprensión del trabajo, se explica el método de los estimadores puntuales, conceptos relacionados a vulnerabilidad sísmica, estimación de daños y curvas de fragilidad, entre otros.

Capítulo III: (Marco metodológico).

Se describe la metodología utilizada para lograr los objetivos planteados (el tipo de investigación, tipo de estudio, diseño de la investigación y el procedimiento para la obtención de las curvas de fragilidad, así como también la evaluación de los daños y niveles de riesgo).

Capítulo IV: (Análisis y resultados).

Se presentan los resultados obtenidos en el desarrollo de cada objetivo específico, las tablas y gráficas de las curvas de fragilidad obtenidas.

Capítulo V: (Conclusiones y recomendaciones).

En este capítulo se concluye en base a los objetivos planteados y los resultados obtenidos, y se presentan las recomendaciones correspondientes.

INDICE

	PAG.
INTRODUCCION	IX
CAPITULO I.....	XXI
EL PROBLEMA	XXI
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	XXI
1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.	XXII
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	XXII
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	XXIII
1.3. JUSTIFICACION.....	XXIII
1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES DE LA INVESTIGACION.....	XXIV
CAPITULO II	XXV
MARCO TEORICO.....	XXV
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	XXV
2.2. BASES TEÓRICAS.....	XXVII
2.2.1. ESTUDIO DE LAS NORMATIVAS A APLICAR SEGÚN EL TIPO DE PROYECTO A EJECUTAR.....	XXVII
2.2.1.1. Norma Venezolana COVENIN 1756 "Edificaciones Sismorresistentes".....	xxviii
2.2.1.2. Norma Venezolana COVENIN 1753 "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural"	xxviii
2.2.1.3. Norma Venezolana COVENIN 2002 "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"	xxix
2.2.2. BREVE HISTORIA DE LA SISMOLOGÍA EN VENEZUELA.....	XXIX
2.2.3. INVESTIGACIÓN SISMOLÓGICA EN VENEZUELA	XXX
2.2.4. AMENAZA SÍSMICA EN VENEZUELA	XXXIII

2.2.5.	VULNERABILIDAD	XXXV
2.2.6.	CLASIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	XL
2.2.6.1.	Vulnerabilidad Estructural.....	xl
2.2.6.2.	Vulnerabilidad No Estructural.....	xlii
2.2.6.3.	Vulnerabilidad Funcional	xliv
2.2.7.	RIESGO.....	XLV
2.2.8.	CURVAS DE FRAGILIDAD	XLVI
2.2.9.	ESTIMACIÓN DE DAÑOS	XLVII
2.2.9.1.	Definición de los estados de daño	xlviii
2.2.9.2.	Indicadores e índices de daño	l
2.2.9.3.	Relación entre los estados de daño y los índices de daño.....	li
2.2.9.4.	Límites de derivas para cada estado de daño.....	lii
2.2.10.	MÉTODOS PARA DETERMINAR LAS CURVAS DE FRAGILIDAD.....	LII
2.2.10.1.	Métodos basados en observaciones de campo	liii
2.2.10.2.	Métodos experimentales	liv
2.2.10.3.	Métodos a partir de la opinión de expertos.....	liv
2.2.10.4.	Métodos analíticos	lv
2.2.10.5.	Método de los Estimadores Puntuales.	lviii
2.2.11.	REVISIÓN DE LA METODOLOGÍA HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)	LX
CAPITULO III.....		LXV
MARCO METODOLOGICO.....		LXVI
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.	LXVI
3.2.	TIPO DE ESTUDIO.	LXVI
3.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.	LXVII
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	LXVIII
3.4.1.	POBLACIÓN.....	LXVIII
3.4.2.	MUESTRA.....	LXVIII
3.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN.	LXVIII

3.6.	PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....	LXXI
3.6.1.	PRIMERA ETAPA: SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER ESTUDIADA..	LXXI
3.6.2.	SEGUNDA ETAPA: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN SOBRE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA.....	LXXII
3.6.2.a.	Codificación del modelo.....	lxxii
3.6.2.b.	Propiedades mecánicas de los materiales.	lxxiv
3.6.2.c.	Configuración geométrica.....	lxxv
3.6.2.d.	Dimensiones de las secciones tipo.....	lxxx
3.6.2.e.	Cargas gravitacionales.	lxxx
3.6.2.f.	Factores que definen la masa mediante las cargas aplicadas.	lxxxi
3.6.2.g.	Acción sísmica.....	lxxxii
3.6.3.	TERCERA ETAPA: MODELADO DE LA EDIFICACIÓN EDUCATIVA, MEDIANTE EL PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	XC
3.6.3.a.	Configuración geométrica.	xcí
3.6.3.b.	Definición de los materiales.	xcí
3.6.3.c.	Definición de los elementos estructurales.....	xcii
3.6.3.d.	Generación del modelo geométrico.....	xciii
3.6.3.e.	Espectro de respuesta sísmica.....	xciii
3.6.3.f.	Definición de las cargas.	xcvii
3.6.3.g.	Fuente de masa.	xcix
3.6.4.	CUARTA ETAPA: ESTIMACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA, UTILIZANDO EL MÉTODO DE LOS ESTIMADORES PUNTUALES	XCIX
3.6.4.a.	Definición de las variables aleatorias.	c
3.6.4.b.	Número de casos de análisis.....	cví
3.6.4.c.	Respuesta sísmica.	cix
3.6.5.	QUINTA ETAPA: CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLO.....	CIX
3.6.5.a.	Transformación de los desplazamientos a derivas.....	cx
3.6.5.b.	Variables límites asociadas a los niveles de falla.	cxiii
3.6.5.c.	Cálculo de la probabilidad de fallo.	cxiv
3.6.6.	SEXTA ETAPA: OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD.	CXVII
3.6.6.a.	Generación de la curva de fragilidad sísmica.....	cxviii

3.6.6.b. Ajuste de la curva de fragilidad sísmica.....	cxx
3.6.7. SÉPTIMA ETAPA: COMPARACIÓN DE LA CURVA OBTENIDA CON TRABAJOS SIMILARES.	CXXIII
3.6.8. OCTAVA ETAPA: APLICACIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA EVALUACIÓN DE DAÑOS Y NIVELES DE RIESGO.	CXXIV
3.6.8.a. Evaluación del daño sísmico.	cxxiv
3.6.8.b. Evaluación del nivel de riesgo.....	cxxvii
3.6.9. NOVENA ETAPA: DETERMINACIÓN DE LA MATRIZ PROBABLE DE DAÑO A TRAVÉS DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD.	CXXVIII
CAPITULO IV.....	CXXX
ANALISIS DE RESULTADOS.	CXXX
4.1. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ESTUDIO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD.	CXXXIII
4.2. ELABORACIÓN DE LA CURVA DE FRAGILIDAD APROXIMADA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO PARA LUEGO SER COMPARADA CON TRABAJOS SIMILARES.	CXXXVIII
4.3. APLICACIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD A LA EVALUACIÓN DE DAÑOS Y NIVELES DE RIESGO SÍSMICO.....	97
4.4. OBTENCIÓN DE LA MATRIZ DE DAÑO DE LA ESTRUCTURA.....	120
CONCLUSIONES	122
RECOMENDACIONES	123
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	124
ANEXOS	128

INDICE DE TABLAS

	PAG.
Tabla.II. 1. Grados de daño s/escala de intensidades EMS-98	1
Tabla.II. 2. Relación entre índice de daño y estados de daño.	li
Tabla.II. 3. Relación entre índice de daño y diferentes estados de daño.	lii
Tabla.II. 4. Límites de derivas para cada estado de daño.	lii
Tabla.II. 5. Tipos de estructuras de edificios de pórticos de concreto reforzado.	lxi
Tabla.II. 6. Niveles de diseño HAZUS y comparación con la norma COVENIN 1756- 2001.	lxi
Tabla.II. 7. Clasificación de zonas sísmicas de UBC.	lxii
Tabla.II. 8. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios típicos de HAZUS.	lxii
Tabla.II. 9. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios con características esenciales de HAZUS.	lxiii
Tabla.II. 10. Valores para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo C1L.	lxiii
Tabla.II. 11. Valores medio de aceleración de terreno para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo CIL.	lxiv
Tabla.III. 1. Parámetros para la descripción de los modelos en la codificación (según el año de diseño, número de pisos, usos).	lxxiii
Tabla.III. 2. Descripción del modelo estudiado.	lxxiii
Tabla.III. 3. Propiedades Mecánicas de los Materiales utilizados.	lxxv

Tabla.III. 4.Configuración geométrica del modelo estudiado.....	lxxv
Tabla.III. 5.Configuración geométrica del modelo estudiado.....	lxxvi
Tabla.III. 6.Configuración geométrica del modelo estudiado.....	lxxvi
Tabla.III. 7.Dimensiones de las secciones utilizadas para el modelo estudiado.	lxxx
Tabla.III. 8.Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.....	lxxxii
Tabla.III. 9.Descripción de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.	lxxxii
Tabla.III. 10.Factores de participación de las masas utilizados para el modelo estudiado	lxxxii
Tabla.III. 11.Parámetros para definir el espectro de demanda sísmica del modelo estudiado	lxxxvi
Tabla.III. 12.Resumen de las características del modelo estudiado.....	lxxxvii
Tabla.III. 13.Variables aleatorias y sus parámetros.	cvii
Tabla.III. 14.Combinaciones de las variables aleatorias para cada caso de análisis.....	cvii
Tabla.III. 15.Valores de las variables aleatorias para los diferentes casos de análisis.....	cviii
Tabla.III. 16.Registro de las diferencias entre los desplazamientos elásticos en dirección Y, en la junta 2-B"	cx
Tabla.III. 17.Registro de los desplazamientos laterales totales en dirección Y, en la junta ..	cxii
Tabla.III. 18.Registro de las derivas normalizadas en Y, en la junta 2-B.....	cxii
Tabla.III. 19.Valores de derivas por COVENIN 1756-2001	cxiii
Tabla.III. 20.Valores de derivas para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo C1M	cxiv
Tabla.III. 21.Formato de tabla para determinar la probabilidad de fallo, método de los estimadores puntuales de una aceleración horizontal de terreno.	cxvi

Tabla.III. 22.Vector de probabilidad de daño.	cxxvi
Tabla.III. 23.Vector de probabilidad de daño.	cxxvi
Tabla.III. 24.Tabla para estimar el daño medio para una aceleración horizontal.	cxxvii
Tabla.III. 25.Ejemplo de matriz de probabilidad de daño del caso del edificio de 5 niveles.	cxxix
Tabla.IV. 1.Valores de las variables aleatorias para los diferentes casos de análisis.....	cxxxiii
Tabla.IV. 2.Registro de las derivas normalizadas en Y, en la junta 2-B.....	cxxxiv
Tabla.IV. 3.Cálculo de la probabilidad de fallo para $A_0 = 0.25g$ en dirección Y, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01.	cxxxvi
Tabla.IV. 4.Cálculo de la probabilidad de fallo para las diferentes aceleraciones en dirección Y.....	cxxxvii
Tabla.IV. 5.Parámetros de la curva de fragilidad ajustada, para la dirección eje Y.	cxl
Tabla.IV. 6.Valores de las derivas para cada estado de daño HAZUS, edificios tipo C1M. .	cxl
Tabla.IV. 7.Modelo estudiado, código 2001-6N-GA-CM, comparación de los parámetros de las curvas de fragilidad, utilizando derivas límites HAZUS y norma COVENIN 1756-01. ..	97
Tabla.IV. 8.Comparación de los parámetros de las curvas de fragilidad, utilizando derivas límites HAZUS y norma COVENIN 1756-01.....	97
Tabla.IV. 9.Modelo estudiado, código 2001-6N-GA-CM, evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico, utilizando límites de derivas según HAZUS.....	97
Tabla.IV. 10.Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0 = 0.10g$	117

Tabla.IV. 11.Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0= 0.30g$	118
Tabla.IV. 12.Nivel de riesgo sísmico para eventos sísmicos con un periodo de retorno de 475 años.	119
Tabla.IV. 13.Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0= 0.70g$	119
Tabla.IV. 14.Matriz de probabilidad de daño para el edificio en estudio.	121

INDICE DE FIGURAS

	PAG.
Figura.II. 1.Mapa de Venezuela donde se muestra el sistema de fallas principales y la dirección de las placas.	xxx
Figura.II. 2.Mapa de Sismicidad Instrumental de Venezuela.	xxxii
Figura.II. 3.Mapa de Zonificación Sísmica (Norma COVENIN 1756-98, 2001).....	xxxiv
Figura.II. 4.Daños sufridos en Cariaco durante el sismo del 9 de Julio de 1997. Escuela Valentín Valiente.	xxxvii
Figura.II. 5.Viviendas precarias construidas en terrenos no apropiados e inestables. (Caracas)	xxxix
Figura.II. 6.Daños de una edificación debido a problemas de configuración vertical.	xli

Figura.II. 7.Ejemplo de daño no estructural en una pared luego de un terremoto.	xliii
Figura.II. 8.Ejemplo de curvas de fragilidad para cada estado de daño.....	xlvii
Figura.III. 1.Planilla de Inspección Ocular del Convenio IMME-FUNVISIS-FEDE.	lxx
Figura.III. 2.Institución educativa de nivel superior FACES.....	lxxiv
Figura.III. 3.Pórtico en el eje X.	lxxvii
Figura.III. 4.Pórtico en el eje Y.	lxxvii
Figura.III. 5.Vista 3D del modelo de estudio.....	lxxviii
Figura.III. 6.Mapa de Zonificación Sísmica	lxxxiii
Figura.III. 7.Clasificación de la zona sísmica y del coeficiente de aceleración Horizontal (A_0) tomando como guía lo establecido en la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).....	lxxxiii
Figura.III. 8.Clasificación de la forma espectral y del coeficiente de corrección de la aceleración horizontal del terreno (ϕ), tomando como guía lo establecido en la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).	lxxxiv
Figura.III. 9.Factor de importancia (α), Niveles de Diseño (ND) y Factor de Reducción (R), tomando como guía lo establecido en la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).....	lxxxv
Figura.III. 10.Definición del concreto en el programa de análisis estructural.	xcii
Figura.III. 11.Obtención de los valores faltantes según como lo estipula la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001) en su capítulo 7.	xciv
Figura.III. 12.Valores para la obtención del Espectro de Diseño.	xcv
Figura.III. 13.Espectro de Diseño: La Curva azul oscura es el espectro de respuesta elástico ($R=1$). La Curva azul celeste es el espectro de diseño seleccionado con ($R=4$).	xcvi

Figura.III. 14.Ventana de la función espectral del sismo para una aceleración horizontal de $A_0=0,3g$	xcvi
Figura.III. 15.Ventana de los casos de carga del programa de análisis estructural.....	xcvii
Figura.III. 16.Ventana de definición de la fuente de masa.	xcix
Figura.III. 17.Ejemplo de Curvas de Fragilidad, representadas para cada estado de daño de una estructura de 6 pisos.	cxvii
Figura.III. 18.Representación de un punto de la curva de fragilidad en dirección Y.....	cxviii
Figura.III. 19.Representación discreta de la curva de fragilidad, dirección Y.....	cxix
Figura.III. 20.Formato de la tabla y curva, con la finalidad de ajustar la curva de fragilidad obtenida por los datos discretos y por la función de distribución de probabilidades log-normal.	cxxii
Figura.III. 21.Ejemplo de probabilidad de ocurrencia por estado de daño para un edificio de 5 niveles.	cxxiv
Figura.IV. 1.Planilla de Inspección Ocular del Convenio IMME-FUNVISIS-FEDE.	cxxxi
Figura.IV. 2.Vista 3D del modelo tipo.....	cxixiv
Figura.IV. 3.Curva de fragilidad obtenida con valores discretos para el eje Y.	cxixviii
Figura.IV. 4.Comparación de curva de fragilidad obtenida con valores discretos y con el ajuste Log-normal, para el eje Y.....	cxixix
Figura.IV. 5.Modelo estudiado, código 2001-6N-GA-CM, comparación de las curvas de fragilidad, en la dirección Y, utilizando límites de derivas HAZUS y de la norma COVENIN 1756-01.	97

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema.

Desde la antigüedad, muchas zonas del mundo han sido afectadas por la ocurrencia de sismos, cobrando la vida de personas y ocasionando grandes pérdidas. Las edificaciones educativas por sus características peculiares han demostrado ser altamente vulnerables frente a este tipo de eventos, ya que su desempeño estructural generalmente ha sido bastante pobre. Existen casos emblemáticos de desplome de escuelas o instituciones educativas afectadas por sismos, como el caso del terremoto de Haití en 2010, donde colapsó un gran número de ellas. En Venezuela quizás el caso más relevante fue el Terremoto de Cariaco en el año 1997 en el cual colapsaron cuatro edificios escolares, lo que produjo la muerte de 22 niños y una maestra y

originó la creación del programa nacional denominado “Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela”, realizado de manera conjunta entre FUNVISIS-FEDE y el IMME-UCV.

Dentro de este programa se han venido realizando investigaciones de diversa índole, siendo el caso más reciente la Estimación del Índice de Riesgo Sísmico y determinación de daños probables a través de las Curvas de Fragilidad Estructural, con el fin de determinar el análisis de la respuesta de construcciones sometidas a las acciones de sismos lo que requiere una evaluación de su comportamiento dinámico, con el fin de cuantificar los daños que podría causar la ocurrencia de un evento sísmico a una estructura. En el caso de las instituciones educacionales, la normativa venezolana vigente las clasifica como Edificaciones Esenciales que deben permanecer en pie y en funcionando luego de la ocurrencia de un sismo debido al carácter esencial que poseen por su densa ocupación, presentan esquemas funcionales más complejos que otras edificaciones y, por lo general, tienen características peculiares que los hacen vulnerables, por lo que se hace indispensable realizar los estudios de vulnerabilidad.

Esta propuesta tiene como finalidad evaluar el riesgo sísmico presente en el edificio de la “FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES” de la Universidad de Carabobo FACES- UC aplicando la Metodología de determinación de curvas de fragilidad de la misma. Los resultados obtenidos de esta investigación servirán no sólo para estimar la respuesta de la estructura frente a un sismo y los posibles daños que pudiera sufrir, sino también como punto de arranque de investigaciones similares en todo el campus de la Universidad de Carabobo, la más importante del centro del país y con una población estudiantil que sobrepasa los 50 mil alumnos.

Debido a lo anteriormente expuesto vale la pena preguntarse de que manera puede determinarse de manera confiable el daño probable que sufra el Edificio de

Aulas de FACES- UC, ante la ocurrencia de un sismo a través de las curvas de fragilidad estructural?

1.2. Objetivos de la Investigación.

1.2.1. Objetivo general.

Evaluar los daños probables del edificio educativo de la “FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES (FACES)” de la Universidad de Carabobo bajo la acción de un sismo con el uso de curvas de fragilidad.

1.2.2. Objetivos específicos.

1. Determinar los parámetros de estudio para la construcción de curvas de fragilidad.
2. Elaborar la curva de fragilidad aproximada de la edificación en estudio y compararla con trabajos similares.
3. Determinar la matriz de daño de la estructura a través de un software de cálculo estructural
4. Valorar los daños y nivel de riesgo sísmico ante la posible ocurrencia de un evento al aplicar la curva de fragilidad de la edificación destinada al uso educativo.

1.3. JUSTIFICACION.

El objetivo de este trabajo es generar curvas de fragilidad de una edificación destinada al uso educativo, en este caso típica de la UNIVERSIDAD DE

CARABOBO, mediante un método analítico. Estas curvas son de gran utilidad en la metodología de estimación de pérdidas, lo que a su vez es una herramienta que puede ser utilizada por los organismos encargados de protección civil y desastres, con la finalidad de generar planes de adecuación que disminuyan la magnitud de los daños esperados ante la acción de un sismo. Con ellas se pueden determinar las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones, elaboración o modificación de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios.

En el ámbito académico, se pretende dar continuidad a una línea de investigación de vulnerabilidad y riesgo sísmico que se ha desarrollado en los últimos años en la UNIVERSIDAD DE CARABOBO, que al mismo tiempo será de gran provecho para que otros estudiantes continúen la investigación y desarrollo acerca de esta metodología y se logre obtener una mayor y más amplia información de las edificaciones de nuestro país.

1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES DE LA INVESTIGACION.

Se plantea realizar el estudio a una edificación destinada al uso educativo común de la UNIVERSIDAD DE CARABOBO, tomando como base estudios previos realizados en anteriores trabajos de grado e investigaciones incluidos en el proyecto de evaluaciones de edificaciones escolares y educativas que se viene realizando en el país bajo los lineamientos de FUNVISIS-IMME UCV.

Así mismo es una investigación analítica y no se plantea la realización de ensayos. Se analizara un solo modulo (típico en el edificio).

No se incluye estudio de la infraestructura, y con respecto al tipo de suelo se tomará la información contenida en trabajos de grado precedentes a la investigación.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Los estudios de Vulnerabilidad surgen a principios del siglo XX, como una necesidad ante las consecuencias de sismos que habían ocurrido en distintos lugares

del mundo (por ejemplo San Francisco, CA. Usa, 1906; Menisa, Italia en 1908 y Tokio, Japón en 1923). A través de la experiencia, los ingenieros fueron encargados de evaluar los efectos de los sismos en las viviendas y en las edificaciones y de proponer medidas que minimizaran dichas efectos en el futuro. Es así como se fueron proponiendo los primeros conceptos de diseño sismorresistente y se iniciaron investigaciones en el área de la ingeniería sísmica en Japón y en los Estados Unidos.

A mediados del año 1970 surgen los primeros intentos para cuantificar la vulnerabilidad sísmica, entre ellos se encuentra el desarrollado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) que plasmó sus resultados en el reporte ATC-13 (1985). Dicho reporte cuantifica la probabilidad de daño sísmico de diferentes tipologías de edificios basándose en la opinión de expertos. El ATC desarrolló un método de evaluación visual rápida de edificios, el cual se describe en el reporte FEMA 154 (ATC- 21 2000).

De una época para acá en Venezuela se han desarrollado una serie de estudios concernientes a conocer la situación real en la que se encuentran las edificaciones para así diseñar acciones de reforzamiento o acondicionamiento estructural con el fin de disminuir o prevenir la vulnerabilidad sísmica en las infraestructura de interés como lo son las edificaciones educativas, utilizando en algunos casos recientes la metodología de curvas de fragilidad sísmica y matrices de probabilidad de daño. Algunos de estos estudios encontrados son los siguientes:

J. González, J. Mur, (2009), Universidad de Carabobo, en su trabajo titulado **“Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica Del Edificio De Aulas De La Facultad De Ciencias Económicas Y Sociales, Universidad De Carabobo, Municipio Naguanagua Estado Carabobo”**. Presentan resultados preliminares de la evaluación sismorresistente de un modulo aporricado lo suficientemente representativo que servirá como punto de comparación para los otros de igual tipo,

utilizando un análisis dinámico espacial, bajo el marco de las normas venezolanas vigentes. Se determinó la respuesta dinámica considerando un factor de reducción de respuesta $R=4$. Por otro lado la inspección visual se aplicó a un modulo de la edificación haciendo uso de la planilla del convenio IMME-FUNVISIS, las derivas obtenidas cumplen con los valores limites estipulados en la norma COVENIN 1756-2001 lo que indica una respuesta favorable de la estructura frente a los desplazamientos inducidos por el sismo en sus respectivas direcciones. De este trabajo se tomaron los datos correspondientes a las características de la estructura, tales como materiales, dimensiones, distribución, entre otros.

G. Rojas, J. Romme, (2010), Universidad Central de Venezuela, en su trabajo titulado **“Curvas De Fragilidad Sísmica Para Edificios Aporticados De Concreto Reforzado De Poca Altura”**. En esta investigación se construyeron curvas de fragilidad sísmica para edificios aporticados de concreto reforzado de poca altura diseñados con diferentes normas, para dar continuidad a la línea de investigación de vulnerabilidad y riesgo sísmico, que ha venido desarrollando el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (UCV); así como la evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico para ese tipo de edificios, en el marco de la Ley de Gestión Integral de Riesgos Socioculturales y Tecnológicos (GIRST) promulgada en Gaceta Oficial N° 39.095 del 09 de enero del 2009. La contribución principal a esta investigación radica en la conceptualización del método de evaluación.

G. Tovar, L. Sánchez (2011), Universidad de Carabobo, en su trabajo titulado **“Análisis Y Determinación De Daños Ocurredos En Una Edificación Escolar Bajo La Acción De Un Sismo Usando Las Curvas De Fragilidad”**. Esta investigación tuvo como objetico principal construir las curvas de fragilidad sísmica para una edificación escolar tipo Antiguo II, diseñada con la norma venezolana. Para la elaboración del modelo matemático de dicha edificación utilizaron el método de

análisis dinámico lineal de superposición modal, el método de los estimadores puntuales para determinar la respuesta sísmica probabilística, con el cual se escogieron tres variables aleatorias (módulo de elasticidad del concreto, factor de reducción de respuesta sísmica e inercia de los elementos estructurales). Se construyeron curvas de fragilidad para distintas aceleraciones máximas del terreno y para diferentes estados límites. Este trabajo sirvió como guía para la metodología a utilizar para determinar las curvas de fragilidad sísmica.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Estudio de las normativas a aplicar según el tipo de proyecto a ejecutar

Para poder realizar la planificación, análisis y diseño de una Edificación de Concreto Armado, es imprescindible conocer que normativas y reglamentos rigen la materia y además saber cuales se encuentran vigentes para el momento de la ejecución del proyecto. Estas normativas recogen la experiencia y avances que en materia de Ingeniería se generan, y cada país tiene independencia en ese sentido aunque en muchos casos existan similitudes. Estas normas poseen los parámetros regionales por los cuales se debe guiar todo ingeniero civil.

En Venezuela el organismo rector de las normativas y que debe garantizar su realización y constante actualización es COVENIN. Las normas más importantes para la planificación, análisis y diseño de estructuras en Concreto Armado son:

2.2.1.1. Norma Venezolana COVENIN 1756 "Edificaciones Sismorresistentes"

De la cual la última actualización vigente es la primera revisión del año 2001. En este material se especifica la manera en la cual se deben tratar las estructuras para obtener un diseño y comportamiento sísmico apropiado, para ello clasifica las estructuras según importancia, tipo, entre otros; además en ella se exponen los requisitos necesarios y se hacen recomendaciones para obtener de las estructuras un

comportamiento satisfactorio al presentarse un evento sísmico, al mismo tiempo provee información para simularlos efectos que podría generar un sismo en la estructura, para con ello diseñar la misma de manera que pueda resistirlos.

2.2.1.2. Norma Venezolana COVENIN 1753 "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural"

De la cual existe una norma que está vigente desde 1985 sin embargo la última actualización que podemos encontrar data ya del año 2003 aún su aplicación no es obligatoria hasta que no sea publicada en Gaceta Oficial, pero por ella debemos empezar a guiamos por existir una publicación inminente. En esta norma se habla de materias fundamentales, tales como los materiales a utilizar, como deben ser sus propiedades para utilizarlos en la construcción, el diseño de los elementos, la distribución y colocación del acero, los sistemas estructurales, es decir un conjunto importante de conocimientos que el Ingeniero debe manejar.

2.2.1.3. Norma Venezolana COVENIN 2002 "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"

De esta normativa la última actualización todavía vigente es la de 1988 y por ella se deben guiar los proyectos estructurales. Esta norma recoge toda una gama de materiales, en ella se encuentran sus pesos, esto con la finalidad de poder realizar el cálculo de las cargas verticales permanentes que van a afectar a una estructura, esta estimación de las cargas verticales permanentes es fundamental para el comportamiento de la edificación, asimismo en esta misma norma se dan las cargas verticales variables, las cuales dependen fundamentalmente del uso que va a tener una estructura en su vida útil.

2.2.2. Breve historia de la sismología en Venezuela

La historia de la sismología venezolana puede agruparse en 3 importantes ventanas de tiempo para entender el proceso que ha tenido. Una que parte en los

siglos XVI y XVII en que los primeros pobladores de la nación eran los directamente afectados y no lo comprendían, abarcando hasta la venida de los primeros cronistas, esencialmente clérigos traídos con los colonizadores y que vertían en sus escritos la cotidianidad de su orden e incluso los fenómenos a los cuales se veían azotados, constituyéndose en una suerte de memorias vivientes que volcaban sus relatos en documentación eclesiástica, correspondencia privada u oficial según el caso.

Para los XVIII y el XX, si se considera esta como una segunda etapa, otros eran los cronistas más letrados, editores de diarios nacionales o locales e incluso fotógrafos y cineastas considerándose estas, formas alternas de realizar crónicas en sismología. No obstante ello, persiste desde tiempo atrás, la inveterada carencia de elaborar catálogos e incluso de la destrucción de reciente fecha de valiosas fuentes documentales limitando el acceso a toda suerte de datos. Producto de ello es la aparición de quienes dedicaron a recoger en incipientes o logrados catálogos, toda acción de los terremotos y sus secuelas, hasta la presencia del academicismo en donde era discutido en forma cabal la naturaleza del fenómeno “seismológico” bajo un contexto científico.

De todo lo expuesto, surge la necesidad de establecer centros de investigación a nivel público y nace a instancias del gobierno nacional, el Observatorio Cagijal que aparentemente tuvo su par en una iniciativa de los sacerdotes jesuitas, no comprobada del todo hasta ahora. Hace unos años atrás, en forma aproximada se incluyen los acuerdos de centros sismológicos nacionales en procura de trabajar en forma conjunta siempre coordinados por un órgano rector la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, ente de investigación básica e información sismológica de la actividad telúrica territorial y de regiones vecinas.

2.2.3. Investigación Sismológica en Venezuela

Venezuela se encuentra ligada a un contexto geodinámico complejo producto de la interacción entre la placa Caribe y Suramericana, el movimiento de la placa

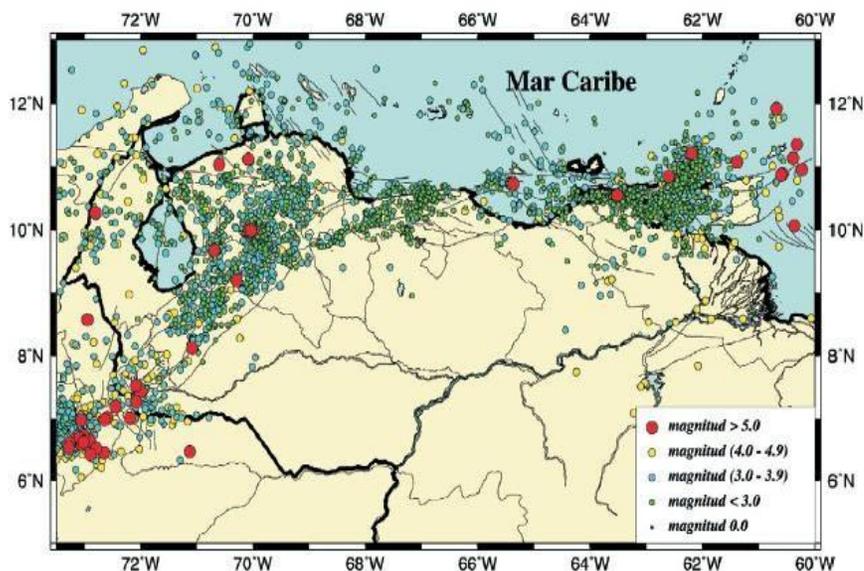
Caribe hacia el Este con respecto a la Suramericana (Figura.II.1.) produce una actividad sísmica significativa (Figura.II.2).

Figura.II. 1.Mapa de Venezuela donde se muestra el sistema de fallas principales y la dirección de las placas.



Fuente: http://www.geologiavenezolana.blogspot.com/2012_03_01/

Figura.II. 2.Mapa de Sismicidad Instrumental de Venezuela.



Fuente: Pág. Web FUNVISIS.

La zona de contacto entre la placa del Caribe y la placa Suramericana está conformada por tres sistemas de fallas, cuyo ancho promedio oscila alrededor de los 100 km. Estas fallas son la de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior), y son las causantes de los eventos más severos que han ocurrido en el territorio nacional. Además, existen otros accidentes activos menores (Oca-Ancón, Valera, La Victoria, entre otros), capaces de producir sismos importantes como los ocurridos en Churuguara, estado Falcón, durante los años 1964, 1966, 1970, 1976, 1980, 1986 y 1990.

La historia sísmica de nuestro país revela que a lo largo del período 1530-2002 han ocurrido más de 137 eventos sísmicos que han causado algún tipo de daño en poblaciones venezolanas. De todos ellos el más devastador fue el de 1812, el cual según Gunther Fiedler (1961) tuvo tres epicentros, y afectó a ciudades tan distantes como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas, causando más de 20 mil víctimas, es decir, el 5% de la población estimada para la época. En relación a este terremoto, Rogelio Altez (1999) sostiene que en 1812 hubo dos eventos: uno en Caracas y otro

en Mérida. El de Caracas, según afirma, fue a las 4:07 de la tarde y el de Mérida, aproximadamente, una hora después. Otros terremotos, más cercanos en el tiempo, como el de Caracas en 1967, han determinado la toma de decisiones. A raíz de este evento, se decidió crear la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS, el 27 de julio de 1972 y Defensa Civil, institución que se ocupa de las acciones de salvamento y prevención. Más recientemente, el terremoto de Cariaco, en 1997, llevó a que FUNVISIS formalizara la creación del Programa Aula Sísmica “Madeleilis Guzmán” con el objetivo de reforzar la acción preventiva hacia la comunidad. En resumen, en Venezuela siempre existe la posibilidad de que, en cualquier momento, se presente un terremoto, por esta razón se deben tomar medidas que contribuyan a preservar nuestra vida y bienes.

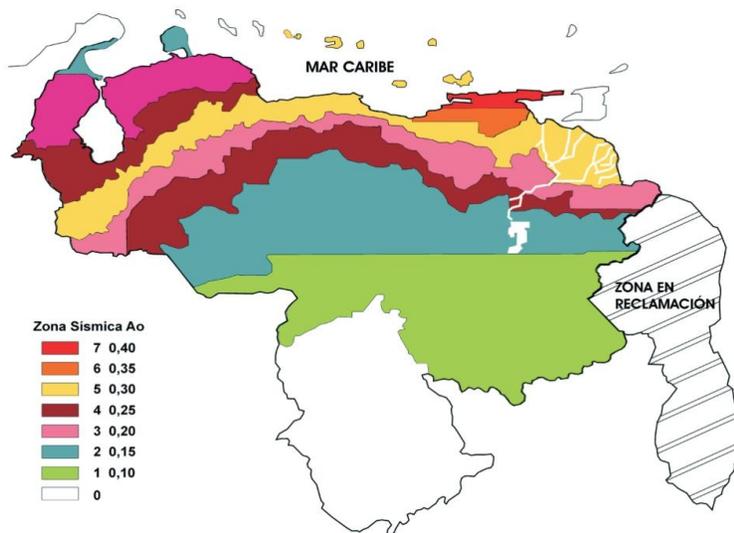
Los terremotos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización. En relación a este punto hay diferentes criterios, sin embargo citaremos a Bruce Bolt, quien localiza los sismos superficiales en la franja que va desde 0-70 km, los intermedios entre 70-300 km, y los profundos entre 300-700 km. En el caso de Venezuela, casi todos los sismos destructores han sido de origen superficial, ejemplos lo constituyen el de Cariaco (09 de Julio de 1997) y el de Caracas (29 de Julio de 1967). Otro sismo superficial de reciente data es el que se sintió en Caracas y zonas circunvecinas el 31 de octubre de 2001.

2.2.4. Amenaza Sísmica en Venezuela

La Red Sismológica Nacional ha brindado un valioso aporte en la ubicación y caracterización de la actividad sismológica del país desde su instalación en el año 2000. El llevar un registro continuo de la sismicidad en todo el territorio nacional (y en algunos casos de la actividad desarrollada en países vecinos como Colombia y Trinidad) ha permitido la conformación y constante actualización de un catálogo sismológico de gran precisión y completitud; la conformación de dicho catálogo ha

permitido investigaciones importantes en el área de la sismología, la geología y la ingeniería sísmica, lo que a su vez permite la estimación de las zonas de mayor o menor amenaza en Venezuela, a través de la elaboración de mapas de Zonificación Sísmica (Figura.II.3).

Figura.II. 3.Mapa de Zonificación Sísmica (Norma COVENIN 1756-98, 2001).



Fuente: Tomado de la página web de FUNVISIS.

El Mapa de Zonificación Sísmica (Norma COVENIN 1756-98, 2001) está presentado en función del coeficiente de aceleración horizontal (Ao) en roca. De dicho resultado se puede interpretar que el norte de Venezuela presenta las zonas de mayor riesgo sísmico (siendo el estado Sucre el catalogado como de mayor riesgo).

Una consecuencia importante del mapa de Zonificación Sísmica es la elaboración, en base a sus resultados, de Normas de Construcción Sismorresistentes adecuadas a la realidad sísmica de Venezuela. La resistencia sísmica de una estructura desarrollada por los ingenieros siguen las instrucciones de la norma de acuerdo al grado de amenaza de la región. Idealmente, todas las estructuras construidas en nuestro país deberían estar de acuerdo con dicha norma. La última actualización de la Norma de Construcción Sismorresistente se llevo a cabo en el año

2001, tomando en cuenta los resultados aportados por el terremoto de Cariaco en 1997.

2.2.5. Vulnerabilidad

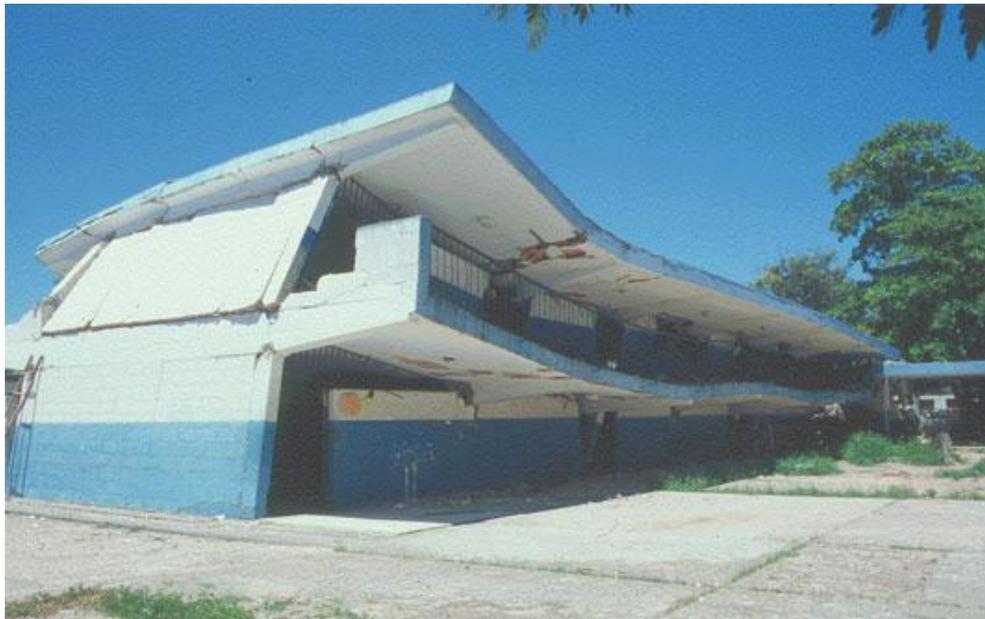
Las amenazas naturales son fenómenos que produce la naturaleza: sismos, tormentas tropicales, erupciones volcánicas, avalanchas, derrumbes, flujos torrenciales. Éstos son propios de cada país, de cada región geográfica, en función de sus características geológicas, meteorológicas y, en general, ambientales. Las amenazas, en efecto, tienen un origen natural, no generado por la acción del hombre. La amenaza es un fenómeno natural en potencia, que ocurrirá con una cierta probabilidad, posible de evaluar. En cambio, hablar de vulnerabilidad y de riesgo es diferente: los genera el hombre en su actividad. El riesgo depende no sólo de la amenaza natural, sino también de lo vulnerable que sean las infraestructuras que consiga por su paso el fenómeno natural: puertos, viviendas, represas, edificios, escuelas, plantas industriales. Estas infraestructuras tienen distintos grados de seguridad o de inseguridad, lo cual genera mayor o menor vulnerabilidad.

En América Latina, la vulnerabilidad aumenta día a día, como aumentan las brechas con los países desarrollados, acompañadas por el crecimiento de la pobreza, el proceso acelerado de la concentración urbana, la ocupación no planificada e irracional del territorio, el crecimiento de la población, las carencias en dotación adecuada de viviendas e infraestructura, los procesos de degradación ambiental, consecuencia de la deforestación y la erosión de los suelos, las debilidades institucionales de los sectores públicos, con la ausencia de mecanismos adecuados de control y regulación, y las debilidades sociales desde el punto de vista organizacional, para reaccionar ante un evento de tal naturaleza. Esto, sin siquiera mencionar los sistemas de seguros para minimizar las pérdidas, los cuales son prácticamente inexistentes en nuestros países.

Las ciudades más importantes del país se ubican en zonas de alto riesgo sísmico. Desde el sismo de 1967, el cual ocasionó serios daños en Caracas dejando cerca de 250 fallecidos, los asentamientos informales, de viviendas precarias que no presentan condiciones mínimas de seguridad y resistencia frente a terremotos, han crecido de manera impresionante, densificándose de tal manera la población en el mismo espacio, que los ranchos, hoy, alcanzan alturas de hasta siete u ocho pisos. Estas estructuras, que se tambalean ya precariamente bajo su propio peso, parecen sólo estar aguardando el empujón lateral de cualquier sismo leve para precipitarse a tierra, con sus drásticas consecuencias. Las leyes probabilísticas de ocurrencia de eventos sísmicos importantes en Caracas, derivadas de los datos disponibles históricamente en el país, muestran que un sismo como el de 1967 puede ocurrir cada 20 años. Su no ocurrencia indica la acumulación de energía en las zonas de las fallas sísmicas, la cual puede conducir a sismos de magnitud mayor. Podemos, por lo tanto, imaginar las consecuencias desastrosas de un próximo sismo que afecte a los barrios marginales, donde, además, las condiciones de difícil penetración (grandes limitaciones de acceso vial), la alta densidad poblacional, la precaria situación sanitaria y de servicios en estas zonas, obstaculizarían significativamente la atención de la emergencia y la asistencia a la población, después de una eventual tragedia.

El sismo de Cariaco de 1997, donde, entre otros daños importantes, se registró el colapso de varias escuelas, mostró la vulnerabilidad de las instalaciones educativas construidas desde hace ya varias décadas por el gobierno, con el mismo patrón repetido en todo el país. Este particular problema de las escuelas se ha detectado en numerosos sismos ocurridos a nivel mundial, dadas las características de estas edificaciones.

Figura.II. 4.Daños sufridos en Cariaco durante el sismo del 9 de Julio de 1997. Escuela Valentín Valiente.



Fuente: <http://www.funvisis.gob.ve/fonacitecos.php>

Aunque las ciudades presentan el más alto potencial como escenario de posibles desastres frente a la amenaza ambiental, los daños en estructuras estratégicas, como centros de producción petrolera, represas, plantas de generación de energía, puentes y otras, pueden ocasionar impactos económicos con muy graves consecuencias para el país.

En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña de acuerdo con una buena normativa

sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

No obstante, es importante destacar que el solo hecho de diseñar de acuerdo con un código no siempre salvaguarda contra el daño producido por terremotos severos. Los códigos sísmicos establecen requisitos mínimos para proteger la vida de los ocupantes, requisitos que muchas veces no son suficientes para garantizar el funcionamiento de la estructura después del sismo.

En pocas palabras, si las consecuencias de los desastres naturales (terremotos) son un problema de desarrollo, enfrentarlos de manera sistemática y coherente, en sus causas, en la prevención, mitigación, reconstrucción y transformación para reducir la vulnerabilidad, debe ser objetivo explícito de las estrategias de desarrollo de nuestro país. La reducción de la vulnerabilidad es una inversión clave, no solamente para aminorar los costos humanos y materiales de los desastres naturales, sino también para alcanzar un desarrollo sostenible. Dicho de otra forma, se trata de una inversión de gran rentabilidad en términos sociales, económicos y políticos. Por tanto, la reducción de la vulnerabilidad debe ser incorporada de manera orgánica en una visión sistémica e integral para el desarrollo crucial de nuestro país Venezolano.

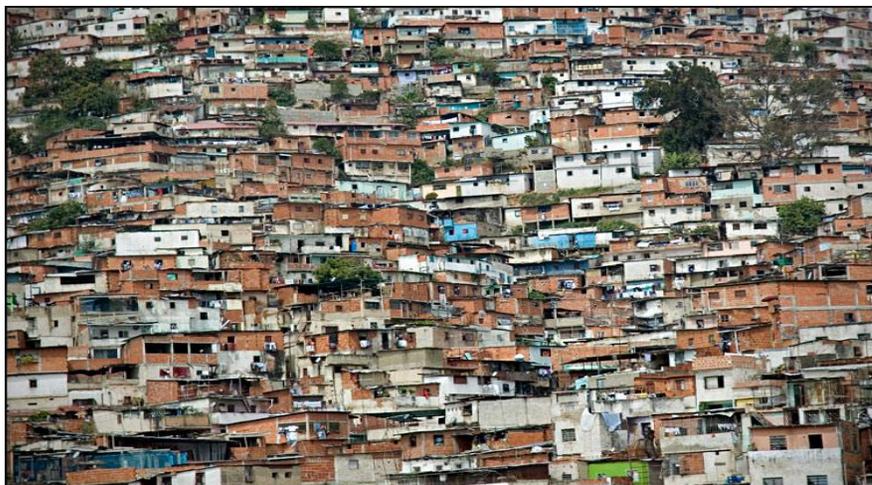
El significado general de vulnerabilidad es la incapacidad de resistencia cuando se presenta un fenómeno amenazante, o la incapacidad para reponerse después de que ha ocurrido un desastre. Entonces la Vulnerabilidad Sísmica se define como la incapacidad de resistencia cuando se presenta una acción sísmica amenazante, o la incapacidad para reponerse después de que ha ocurrido un desastre; el grado de susceptibilidad que tiene una estructura ante una acción sísmica. Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición interna de un elemento o grupo de elementos expuestos a ser afectados o ser susceptibles a sufrir daño, ante la

ocurrencia de un evento sísmico determinado. Una medida de los daños probables inducidos sobre edificaciones por los diferentes niveles de movimiento de suelos debidos a sismos, convencionalmente expresada en una escala que va desde 0 – sin daño, hasta 1 – pérdida total (OPS, 1993).

Según Sánchez y Tovar (2011), la vulnerabilidad de una región viene dada:

- Cuando las personas han ido poblando terrenos que no son aptos para construir viviendas, por el tipo de suelo, o por su ubicación inconveniente con respecto a fallas tectónicas, deslizamientos, inundaciones, avalanchas, etc.
- Cuando se han construido edificaciones muy precarias, sin buenas bases o cimientos, de materiales inapropiados, sin la supervisión de ingenieros expertos, etc.
- Cuando no existe condiciones económicas que permitan satisfacer las necesidades humanas.

Figura.II. 5. Viviendas precarias construidas en terrenos no apropiados e inestables. (Caracas)



Fuente: <http://www.milfri.wordpress.com/2010/09/11/>

Desde una perspectiva histórica, un código por sí solo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que los códigos son reglamentos que establecen requisitos MÍNIMOS, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos, que no son más que pruebas de laboratorio a escala real. La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente. Las condiciones de vulnerabilidad que una población presenta no son condiciones que se hayan dado independientemente del hombre. Muy por el contrario, es el mismo hombre quien las ha creado, y al hacerlo se pone de espaldas a la naturaleza, corriendo el riesgo de resultar dañado si ocurriese un fenómeno natural determinado.

2.2.6. Clasificación de la Vulnerabilidad Sísmica

2.2.6.1. Vulnerabilidad Estructural

El término estructural, o componentes estructurales, se refiere a aquellas partes de un edificio que lo mantienen en pie. Esto incluye cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas (entendidos estos como los pisos y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia los cimientos).

La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o

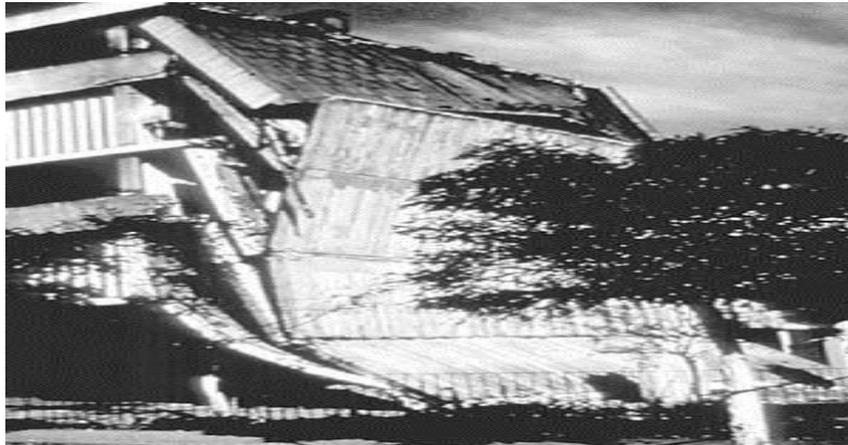
estructura de la edificación y es el que tradicionalmente ha merecido la atención prioritaria de los investigadores.

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y obviamente, con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural pueden ser descritos en términos cualitativos o cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa con respecto al colapso estructural, que representa una situación límite donde se compromete la estabilidad del sistema.

Desde el punto de vista cualitativo, normalmente se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya localización se fundamenta en la observación e identificación de deterioros característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo.

La cuantificación del daño es un problema complejo, sobre el que no existe un criterio unificado, razón por la cual existe una gran diversidad de modelos e índices de daños, que nacen de un intento de facilitar su aplicación a un gran número de tipologías de edificios y estructuras de diferentes características.

Figura.II. 6.Daños de una edificación debido a problemas de configuración vertical.



Fuente: <http://www.helid.digicollection.org/en/d/Js8287s/6.3.2.html>

2.2.6.2. Vulnerabilidad No Estructural

El término no estructural se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos médicos, equipos mecánicos, muebles, etc.), pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías: componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos.

Pueden presentarse situaciones en donde componentes no estructurales inciden en la ocurrencia de fallas estructurales. Equipos pesados, tales como sistemas centrales de aire acondicionado, generadores eléctricos, calderas, piscinas de hidroterapia y otros equipos, que puedan encontrarse ubicados en los pisos superiores o en pisos dedicados exclusivamente para colocación de equipos centrales, pueden modificar significativamente el comportamiento de la estructura tal como fue calculada, y desplazarse o voltearse ante la ausencia de anclajes, generando colapsos parciales o totales del edificio. Elementos arquitectónicos, de mampostería de relleno

no reforzada y pesados revestimientos, pueden alterar el comportamiento del edificio mientras está vibrando.

La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico no estructural (Cardona, 1999). El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que no forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación.

La experiencia de sismos pasados ha puesto de manifiesto la importancia de la vulnerabilidad no estructural de las edificaciones. Quizás esta ha sido la principal lección aprendida de los terremotos de Loma Prieta y Northridge (Bertero, 1992), donde una gran cantidad de edificios diseñados y construidos de acuerdo a los códigos sísmicos vigentes se comportaron satisfactoriamente desde el punto de vista estructural, pero sufrieron importantes niveles de daños en componentes no estructurales que condujeron a pérdidas cuantiosas e incluso interrumpieron el funcionamiento de diversas edificaciones esenciales entre las que destacan varios hospitales, que se vieron obligados a cortar sus servicios y evacuar a los pacientes.

La preservación durante un sismo de los componentes no estructurales en las edificaciones esenciales es un aspecto vital, ya que ellos se relacionan directamente con el propósito y función de las instalaciones, definiendo de alguna manera su razón de ser.

Figura.II. 7.Ejemplo de daño no estructural en una pared luego de un terremoto.



Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=26>

2.2.6.3. Vulnerabilidad Funcional

En situaciones de emergencia o crisis sísmicas, las edificaciones esenciales se caracterizan por presentar un incremento abrupto en la demanda de sus servicios, mientras que la capacidad de prestar dichos servicios puede haber decrecido como consecuencia del impacto del sismo, creando una situación crítica caracterizada por un incremento brusco del riesgo asociado que puede inclusive llevar a un colapso funcional.

De hecho, la naturaleza de las edificaciones esenciales exige que ante una crisis sísmica, sus instalaciones o dependencias deben mantenerse en funcionamiento para atender las consecuencias inherentes al evento y la situación de emergencia planteada. Ello implica un incremento abrupto de la demanda de sus servicios respecto a los niveles de demanda existente en condiciones ordinarias, que debe estar en capacidad de atender independientemente de los daños físicos (estructurales y no estructurales) de los cuales puede ser objeto la edificación y que redundarán en una disminución de su capacidad operativa y funcional. Esta incapacidad de respuesta funcional sobreviene inmediatamente con la ocurrencia del evento sísmico y generalmente tiende a reducirse con el tiempo una vez superada la situación de crisis sísmica.

2.2.7. Riesgo

Se puede definir riesgo como la probabilidad de obtener un resultado desfavorable como consecuencia de la exposición a un evento que puede ser casual, fortuito o inseguro.

También se puede decir que el mismo es la probabilidad de que una amenaza se convierta en un desastre, y está muy ligada con la vulnerabilidad o las amenazas, por separado, no representan un peligro. Pero si se juntan, se convierten en un riesgo, es decir es la probabilidad de que ocurra un desastre. Sin embargo los riesgos pueden reducirse o manejarse. Si se es cuidadoso en la relación con el ambiente, y si es consciente de las debilidades y vulnerabilidades frente a las amenazas existentes, podemos tomar medidas para asegurarnos de que las amenazas no se conviertan en desastres.

Por otra parte, podemos definir el riesgo como la probabilidad de que un suceso exceda un valor específico de daños sociales, ambientales y económicos en un lugar dado y durante un tiempo determinado de exposición.

$$\mathbf{R=A*V} \qquad \qquad \qquad \mathbf{(Fórmula.II.1)}$$

Dónde:

R = Riesgo

A = Amenaza o Peligro.

V = Vulnerabilidad

Para saber que tanto riesgo se puede tener podemos evaluarlo de la siguiente manera:

✓ Riesgo específico:

Entenderemos el riesgo específico como el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular y como una función de la Amenaza y la Vulnerabilidad.

✓ Elementos bajo riesgo:

Son la población, las edificaciones y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada.

✓ Riesgo total:

Es el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de evento desastroso, es decir el producto del Riesgo Específico y los elementos bajo riesgo.

El riesgo puede ser de carácter geológico, hidrológico, atmosférico o, también, tecnológico, dependiendo de la naturaleza de la amenaza a la cual está referido.

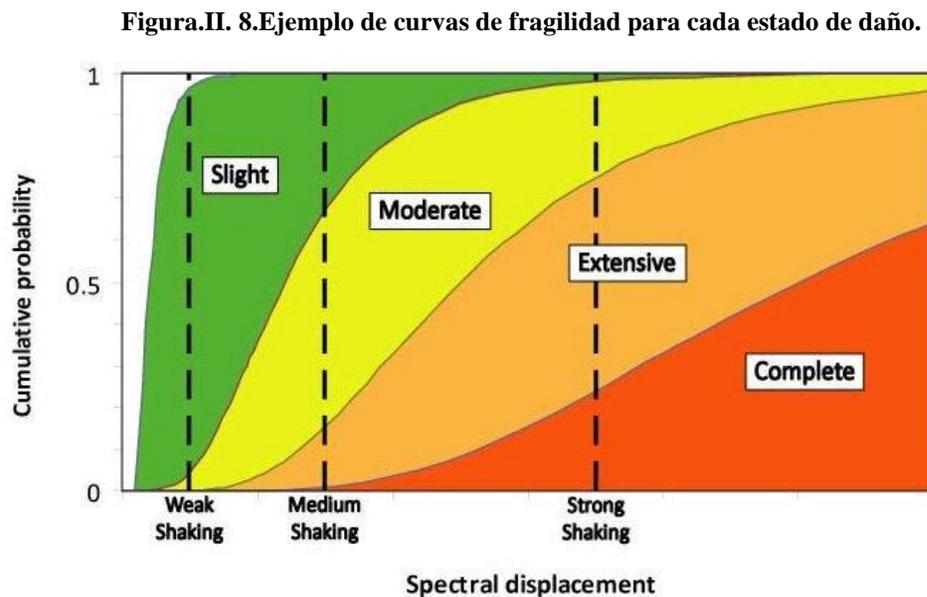
El riesgo puede convertirse en oportunidades de desarrollo o cuando se convierte en desastre, ayuda al subdesarrollo y la pobreza.

2.2.8. Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño como una función de un parámetro representativo de la severidad del movimiento o asociado a la respuesta estructural (DiPasquale y Cakmak, 1989). Al igual que las funciones de vulnerabilidad, las curvas de fragilidad representan relaciones movimiento-daño para diferentes tipos de edificaciones. Es conocido que una serie de curvas de fragilidad puede ser desarrollada expresando la relación de vulnerabilidad como una serie de funciones de distribución lognormal de dos parámetros. Una combinación de los parámetros de distribuciones lognormal que representan curvas de fragilidad asociadas con todos los niveles de estados de daño para un edificio en consideración puede ser estimada simultáneamente de modo que las curvas de fragilidad no se crucen, estas curvas generalmente se expresan como la probabilidad acumulada de alcanzar o superar un determinado estado de daño, para una tipología de edificación dada, sujeta a diferentes niveles de severidad del movimiento sísmico. De manera que estas curvas describen de manera continua la

probabilidad de excedencia de los estados límites de daño convencionalmente adoptados.

La construcción de estas curvas, requiere de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Generalmente para estos últimos, el comportamiento de la estructura es altamente no lineal e implica un grado de complejidad elevado, por lo tanto, se recomienda utilizar un tipo de análisis que permita modelar este comportamiento. Una buena opción consiste en definir un grupo de acelerogramas que representen las principales características de los movimientos en la zona, tanto desde el punto de vista de aceleraciones pico o efectivas como de duración y contenido frecuencial y, evaluar la respuesta de la estructura cuando se somete a estas aceleraciones, mediante un análisis dinámico no lineal.



Fuente: http://www.st-risk.com/tech_HAZUS.html.

2.2.9. Estimación de daños

2.2.9.1. Definición de los estados de daño

Una primera alternativa para describir el nivel de daño consiste en definir diferentes estados de daño de la edificación. Para ello, se emplean términos o definiciones cualitativas que sirven como indicadores del grado de daño global de la edificación o del nivel de perturbación que sufre el mantenimiento de sus funciones. Constituyen una medida discreta del nivel de deterioro que puede sufrir la edificación.

El número de los estados de daño depende de la escala de daño usada. Algunas de las escalas de daño más usadas son: HAZUS99 (FEMA, 1999), ATC-13 (ATC, 1985), Visión 2000 (SEAOC 1995) y EMS98 (Grunthal, 1998) [SYNER-G D3.1, 2011]. El último, comúnmente usado en Europa, fue usado en los estudios de Lista et al. [2008] y Gaspari [2009]. Dependiendo la metodología utilizada para calcular las funciones de fragilidad y dependiendo de las opciones de los autores, se pueden adoptar diferentes escalas con diferentes límites de daño.

Hazus propone una metodología práctica para relacionar las derivas máximas de entrepiso con los diferentes estados de daño para cada tipo de edificio. La metodología predice el daño estructural en términos de cuatro rangos de daño o estados de daño denominados Leve, Moderado, Severo y Completo.

Los estados de daño estructural para los pórticos con paredes de mampostería que presenta Hazus, según Sánchez y Tovar (2011) se presentan a continuación:

✓ **Daño Estructural Leve:**

Se presentan grietas diagonales (y en algunas oportunidades horizontales) muy finas en la mayoría de la pared de mampostería y la interfaz entre el pórtico y la pared se agrieta.

✓ **Daño Estructural Moderado:**

La mayoría de la superficie de la pared de mampostería exhibe grandes grietas diagonales u horizontales. Algunas paredes pueden presentar aplastamiento de la

mampostería en la conexión entre la viga y la columna. Pueden aparecer grietas diagonales por cortante en las vigas o columnas de concreto.

✓ Daño Estructural Extensivo:

La mayoría de la superficie de la pared de mampostería presenta grietas muy grandes, algunos bloques se pueden dislocar y caer, algunas paredes pueden sobresalir fuera del plano, pocas paredes pueden derrumbarse parcial o totalmente, pocas columnas o vigas de concreto pueden fallar en cortante resultando en un colapso parcial. La estructura puede presentar una deformación lateral permanente.

✓ Daño Estructural Completo:

Aquí la estructura ha colapsado o está en inminente peligro de derrumbarse debido a la combinación de la falla total de la pared de mampostería y la falla no dúctil de las vigas y columnas de concreto.

Como se expuso anteriormente existe una diversidad de escalas de estados de daño utilizados por diferentes autores (Singhal y Kiremidjian, 1995) que intentan describir de la mejor manera posible la naturaleza y extensión del daño sufrido por los componentes estructurales; sin embargo, la mayoría de los trabajos han utilizado cinco estados de daño básicos: ninguno, menor, moderado, severo y colapso.

Como ejemplo una aplicación de esta alternativa sirve de base para la definición de la Escala Macrosísmica Europea EMS (Grünthal, 1993, 1998), donde la escala de efectos se relaciona directamente con los daños identificados en las edificaciones luego de la inspección post-terremoto. Ésta escala define 5 grados de daño global asociados a patrones de daños predefinidos, tanto para edificios de mampostería no reforzada como para edificios de concreto armado, descritos en la Tabla.II.1.

Tabla.II. 1.Grados de daño s/escala de intensidades EMS-98

<i>Grado de daño</i>	<i>Descripción cualitativa</i>	<i>Daño estructural</i>	<i>Daño no estructural</i>
Grado 1	Daño leve a despreciable	Sin daño	Ligero
Grado 2	Daño moderado	Ligero	Moderado
Grado 3	Daño sustancial a severo	Moderado	Severo
Grado 4	Daño muy severo	Severo	Muy severo
Grado 5	Destrucción	Muy Severo	----

Fuente: Grünthal, 1998.

2.2.9.2. Indicadores e índices de daño

Un análisis más detallado del nivel de daño exige la definición de parámetros asociados con el comportamiento dinámico no lineal de las edificaciones sujetas a un sismo que permitan representar los niveles de degradación local o global del sistema.

Entre las diferentes parámetros empleados para describir el daño, destacan los llamados indicadores e índice de daño (local o global). Éstos cuantifican la degradación de los elementos estructurales que forman parte de los sistemas resistentes a cargas laterales, verticales e incluso los sistemas de piso (forjados). Se fundamentan en la apropiada definición de un modelo de daño representativo de las propiedades de los materiales, la tipología estructural y las características de las acciones aplicadas, compatible con las simplificaciones del modelo estructural.

Los modelos de daño deben basarse en parámetros estructurales capaces de describir la evolución del daño en determinados puntos de la estructura y cuya combinación permita cuantificar el daño global, proporcionando una medida efectiva de la proximidad del fallo (Yépez, 1996). La evolución del daño debe ser descrita a través de funciones adimensionales monotónicas, no decrecientes, que representen todos los estados de daño desde su ausencia hasta el fallo. Estos modelos generalmente se fundamentan en la relación

demanda-capacidad de alguna variable estructural específica, la evolución de la degradación de alguna propiedad estructural e incluso en la definición de parámetros energéticos.

2.2.9.3. Relación entre los estados de daño y los índices de daño

Para fines interpretativos y comparativos es necesario establecer relaciones confiables entre los indicadores e índices de daño globales con los grados o estados de daño previamente definidos. La Tabla.II.2., reproduce los resultados de la calibración entre el daño estructural observado en varias edificaciones de concreto armado evaluadas pos-terremoto y el conocido índice de daño propuesto por Park & Ang (Park et al., 1986).

Tabla.II. 2.Relación entre índice de daño y estados de daño.

<i>DI</i>	<i>Grado de Daño</i>	<i>Descripción de daños</i>
< 0.10	Sin daño	No existe daño o daño ligero por fisuración localizada
0.10 a 0.20	Ligero	Daño ligero por fisuración distribuida
0.20 a 0.50	Moderado	Agrietamiento severo localizado y desprendimiento de recubrimiento
0.50 a 0.85	Severo	Aplastamiento del hormigón y el refuerzo queda expuesto en ciertas zonas.
> 0.85	Colapso	Se produce el colapso estructural

Fuente: Park et al., 1986.

La Tabla.II.3., describe la relación entre el índice de daño propuesto por Park & Ang y diferentes estados de daños asociados a la propia estructura, su condición de prestar servicios y de ser utilizada, así como su estado de apariencia (Reinhorn, 1997).

Tabla.II. 3.Relación entre índice de daño y diferentes estados de daño.

<i>Indice de Daño (DI)</i>	<i>Grado de daño</i>	<i>Estado de Servicio</i>	<i>Estado de Uso</i>	<i>Descripción de daños</i>
0.00	Ninguno	Sin daño	Operacional	No deformada, no agrietada
0.20-0.30	Ligero	En servicio	Inmediata Ocupación	Agrietamiento de moderado a severo
0.50-0.60	Moderado	Reparable	Seguridad Vital	Desprendimiento de Recubrimiento
< 1.00	Moderado a Severo	No reparable	Prevención de Colapso	Pandeo barras, exposición núcleo
1.00	Colapso	Colapso	No utilizable	Perdida de capacidad Corte/axial.

Fuente: Reinhorn, 1997.

2.2.9.4. Límites de derivas para cada estado de daño

Las curvas de fragilidad para daño estructural para edificios están descritas por los valores medios de derivas que definen el umbral de daño Leve, Moderado, Extensivo y Completo. En general estos valores de deriva son diferentes para cada tipo de edificio y nivel de diseño sísmico. La Tabla.II.4. presenta los rangos de derivas de entrepiso usados por Hazus para definir el daño estructural en cada uno de los umbrales de daño para estructuras de concreto armado con paredes de mampostería de relleno.

Tabla.II. 4.Límites de derivas para cada estado de daño.

Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0027	0.0033	0.0033	0.0033
Moderado	0.0043	0.0053	0.0058	0.0067
Extensivo	0.0107	0.0133	0.0156	0.0200
Completo	0.0267	0.0333	0.0400	0.0533

Fuente: Fuente: Roberto Aguiar y Carlos Bobadilla, 2006.

2.2.10. Métodos para determinar las curvas de fragilidad

Los métodos más usados para la determinación de las curvas de fragilidad según Bonett Díaz Ricardo (2003), se presentan a continuación:

2.2.10.1. Métodos basados en observaciones de campo

Estos métodos como su nombre lo indica se generan las curvas a partir de los daños observados, son de gran utilidad para calibrar los resultados obtenidos con los métodos analíticos y los de ensayos en laboratorios. De esta manera, los daños registrados durante los sismos Marmara, Turquía, y Chi-Chi, en Taiwán, fueron de gran utilidad para el desarrollo de curvas de fragilidad (Shinozuka et al., 2000).

Para aplicar estos métodos, las estructuras existentes se clasifican por tipologías y para cada una de ellas, se definen varias clases de acuerdo a las principales características geométricas (altura, área en planta, número de pisos, etc.) y en los aspectos relacionados con el uso e importancia de las estructuras. En cuanto a la intensidad del movimiento, ésta se determina en cada una de las zonas donde se encuentran localizadas las estructuras analizadas. Así, a partir de los daños observados durante las inspecciones después de ocurrido un sismo, es posible generar curvas de fragilidad para cada una de las clases identificadas previamente.

Este tipo de métodos requieren de la participación de expertos en diseño, análisis y patología de estructuras para poder elaborar los formularios de inspección que permiten describir los daños observados. Generalmente, estos formularios se componen de una serie de preguntas tipo test, las cuales pueden ser luego utilizadas para relacionar los daños observados con el grado de deterioro de la estructura. Lo aconsejable es que estos formularios sean utilizados por profesionales especializados en el tema para reducir las incertidumbres asociadas al carácter subjetivo de esos métodos.

Los métodos basados en las observaciones de campo sólo deben ser utilizados para evaluar, de manera global, el comportamiento de las estructuras de una misma clase y no son recomendados para el análisis de una estructura en particular.

2.2.10.2. Métodos experimentales

De igual forma pueden ser utilizados para los datos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, el mismo procedimiento para generar las curvas de fragilidad a partir de observaciones de daños. El tipo de estructura y el rango de intensidad para este caso se pueden controlar de acuerdo con los requerimientos previamente establecidos. Aunque la cantidad de observaciones realizadas de daños está limitada al número de pruebas que se realicen y los ensayos pueden llegar a ser costosos.

Estos métodos requieren de varias simplificaciones impuestas, por el modelo a escala, el cual se construye para estudiar el comportamiento que pueda presentar la estructura y según las características de las cargas utilizada, para llevar a cabo el modelado de la acción sísmica. Es importante tratar de que estas simplificaciones no alteren la respuesta que presente la estructura ante una determinada acción sísmica, para que de esta manera los resultados sean representativos del comportamiento de la estructura en su totalidad.

En la actualidad, existen básicamente dos tipos de ensayos que pueden ser utilizados para construir estas curvas: 1) ensayos de carga monotónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos y 2) ensayos sobre mesa vibradora, utilizando historias temporales de aceleración. Ambos ensayos proporcionan información de gran utilidad, no obstante, los ensayos del segundo tipo, son mucho más realistas, debido a que representan, de una forma más adecuada, la acción sísmica.

2.2.10.3. Métodos a partir de la opinión de expertos

Otra manera de poder determinar curvas de fragilidad es a partir de respuestas de expertos en análisis, diseño y patología estructural, a una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de la estructura considerada. A partir de esta información se puede calcular un parámetro cuantificador del daño, que es función de la intensidad sísmica del movimiento. Una vez calculado este factor, para todas las estructuras correspondientes a una misma clase, se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente se utiliza la función beta). Posteriormente, se establecen los estados discretos de daño que se desean considerar y, para cada uno de estos, se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador del daño. Las probabilidades para cada estado de daño se pueden determinar integrando la función de distribución elegida entre los límites de los respectivos intervalos. Las curvas de fragilidad se obtienen graficando estas probabilidades para cada valor de intensidad sísmica.

2.2.10.4. Métodos analíticos

Estos métodos utilizan análisis numéricos y pueden ser empleados para zonas donde no se dispone de observaciones de daño debido a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio. También pueden ser útiles para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en particular, como por ejemplo el caso de estructuras importantes.

Los resultados obtenidos con este tipo de métodos son muy sensibles a los modelos construidos para representar las estructuras y la acción sísmica, por lo tanto, deben utilizarse modelos que representen de la mejor manera posible tanto el comportamiento sísmico estructural como las principales características de los movimientos del terreno.

Una de las grandes ventajas de este tipo de método es que constituyen una herramienta fundamental para los estudios de prevención y atención de desastres, debido a que pueden ser utilizados para comenzar a reducir la vulnerabilidad y, de

este modo, a reducir el riesgo a que se encuentran expuestas las estructuras, sin que sea necesaria la ocurrencia de un evento sísmico.

Existen básicamente dos tipos de métodos analíticos: los probabilistas y los expeditos. A continuación se describirá cada uno de ellos

2.2.10.4.1. Métodos probabilistas

Los recientes avances de la ingeniería sísmica indican que los métodos probabilistas deben ser utilizados para proporcionar las bases para la mejora del diseño sismorresistente de estructuras y para establecer las condiciones de las metodologías de evaluación del daño. Las comparaciones realizadas entre los daños observados y los calculados, muestran que, a pesar de los recientes avances en el análisis dinámico no lineal y en el modelo de estructuras, hay fuertes limitaciones en utilizar métodos puramente deterministas para evaluar el daño en las estructuras después de ocurrido un sismo. Las incertidumbres tanto en los parámetros sísmicos como estructurales pueden producir discrepancias significativas entre el comportamiento observado y el calculado. Por lo tanto, los métodos probabilistas son esenciales para proporcionar una perspectiva del comportamiento estructural ante la ocurrencia de un determinado sismo (Ellingwood, 2001).

Uno de los puntos más importantes para obtener las curvas de fragilidad utilizando estos métodos, consiste en definir adecuadamente el Parámetro Indicador de la Intensidad Sísmica *PIS* y el Parámetro Indicador del Daño *PID* en la estructura. En el caso de la acción sísmica, una solución ideal para este problema, sería contar con un amplio número de registros de sismos que hayan ocurrido en la zona de interés, que permitan definir claramente la sismicidad de la zona y los efectos locales. Desafortunadamente son muy pocas las zonas que, aún con actividad sísmica alta, disponen de una cantidad suficiente de registros. Una forma de superar esto consiste en generar un grupo de acelerogramas sintéticos a partir de la información existente,

que reflejen tanto las variaciones de la intensidad, duración, amplitud y contenido frecuencial, como las condiciones locales del suelo, pero este tema no se abordará para no desviar la atención de este trabajo. En cuanto al indicador de la respuesta estructural, es necesario seleccionar un parámetro que permita cuantificar el daño y que pueda relacionarse, a partir de ciertos criterios, con los estados discretos de daño, los cuales describen de manera cualitativa los efectos producidos por el sismo en la estructura.

Una vez definidos los indicadores de la acción sísmica y la respuesta estructural, es necesario determinar la relación existente entre ambos parámetros desde un punto de vista probabilista. Lo anterior implica llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales, que permitan cuantificar el efecto del grupo de acelerogramas sintéticos sobre el modelo estructural. Se obtienen de esta forma, para cada valor del indicador de la intensidad del movimiento, las curvas que relacionan la probabilidad acumulada de daño con el parámetro seleccionado para representar la respuesta estructural. Finalmente, teniendo en cuenta estas curvas y los límites de los estados discretos definidos previamente, se obtienen las curvas de fragilidad.

2.2.10.4.2. Métodos expedito

Los métodos analíticos para resolver problemas complejos, requieren por lo general, de una cantidad considerable de tiempo de investigación para recopilar y procesar toda la información detallada necesaria para generar las curvas de fragilidad. Adicionalmente, si se desea considerar las incertidumbres involucradas tanto en el comportamiento de la estructura como en la acción sísmica, es necesario utilizar técnicas de simulación que involucran un tiempo computacional grande y el uso de herramientas de cálculo avanzadas.

Está claro que existen muchos casos en los cuales no se dispone ni de información de las estructuras existentes, ni mucho menos de las características de la

acción sísmica. Incluso en determinadas zonas no se cuenta con suficientes recursos informáticos y mucho menos con el presupuesto necesario para recopilar y procesar toda la información. Por lo tanto, los métodos expeditos pueden ser una buena alternativa para superar estas limitaciones, debido a que estos involucran técnicas de análisis simples que requieren de pocos cálculos.

2.2.10.5. Método de los Estimadores Puntuales.

Este método permite obtener el índice de confiabilidad mediante el cálculo de las variaciones de la función de fallo, para estimar el valor medio y la desviación típica del margen de seguridad a partir de los pertenecientes a las variables aleatorias, las cuales condicionan el comportamiento de la estructura (Gómez y Alarcón, 1992).

El método de los estimadores puntuales establece que para “n” variables aleatorias, el cálculo del valor medio y la desviación típica de la función de fallo, es necesario realizar estimaciones en dos a la “n” puntos o casos de análisis (N) como se muestra en la Fórmula.II.2.

$$N = 2^n$$

(Fórmula.II.2)

Donde:

N = Número de puntos o casos análisis.

n = Número de variables aleatorias.

Un ejemplo sencillo de esto es cuando se establece una variable aleatoria, haciendo uso de la Fórmula II.2 se obtiene dos casos de estudio como se presenta a continuación:

$$N = 2^1 = 2 \text{ casos de analisis}$$

Un primer caso de análisis que producirá una función de fallo (F1), donde el valor de la media ($\mu_{V.A}$) menos el valor de la desviación estándar ($\sigma_{V.A}$), definen la variable aleatoria (V.A).

$$V.A = \mu_{V.A} - \sigma_{V.A} \quad \rightarrow \quad F1$$

Y un segundo caso de análisis que producirá una función de fallo (F2), donde el valor de la media ($\mu_{V.A}$) más el valor de la desviación estándar ($\sigma_{V.A}$), definen el valor de la variable aleatoria.

$$V.A = \mu_{V.A} + \sigma_{V.A} \quad \rightarrow \quad F2$$

Las expresiones para determinar el valor medio (Fórmula.II.3) y la desviación típica (Fórmula.II.5) de la función de fallo de “n” variables aleatorias independientes, son las siguientes:

$$\mu_f = \sum_{i=1}^n P_j * f_i \quad \text{(Fórmula.II.3)}$$

$$E[F^2] = \sum_{i=1}^n P_j * f_i^2$$

(Fórmula.II.4)

$$\sigma_f = \sqrt{E[F^2] - \mu_f^2} \quad \text{(Fórmula.II.5)}$$

Dónde:

μ_f = Valor medio de la función de fallo.

f_i = Valor de la función de fallo, dependiente de G(x) y de L. para el caso i.

N = Número de casos de análisis.

P_j = Factor de ponderación ($P_j = 1/N$).

$E[F^2]$ = Valor esperado de la función de fallo.

σ_f = Desviación estándar típica de la función de fallo.

Finalmente el índice de confiabilidad (β), se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\beta = \frac{\mu_f}{\sigma_f} \quad \text{(Fórmula II.6)}$$

Donde:

β = Índice de confiabilidad.

μ_f = Valor medio de la función de fallo.

σ_f = Desviación típica de la función de la función.

2.2.11. Revisión de la Metodología HAZUS (FEMA-NIBS, 2009)

El Departamento de Seguridad Nacional, Preparación para Emergencias y Dirección de Respuesta, de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (siglas en inglés, FEMA) de Estados Unidos desarrolló la metodología y programa de Estimación de Pérdidas de Multi-Riesgos al que denominó HAZUS-MH, Earthquake Model. Actualmente se encuentra en su cuarta versión (FEMA-NIBS, 2009).

En esta metodología se realizaron curvas de fragilidad para estimación de pérdidas materiales y sociales, en edificios con diferentes sistemas estructurales incluyendo además sistemas de transporte (autopistas, vías de trenes, aeropuertos, entre otras) y los sistemas de los servicios vitales (agua potable, gas, fuentes de electricidad, entre otras), ante ocurrencias de diferentes eventos de la naturaleza, tales como sismos, inundaciones, incendios entre otros.

Refiriéndose a los casos donde HAZUS (FEMA-NIBS, 2009), desarrolla curvas para sistemas estructurales ante eventos sísmicos, presenta dieciséis (16)

modelos básicos de edificación: de madera, perfiles de acero, concreto, concreto pretensado y mampostería reforzada. Para el caso de los pórticos de concreto reforzado resistentes a momento, existen tres variantes dependiendo de su altura (C1L, C1M y C1H), como se muestra en la Tabla.II.5.

Tabla.II. 5.Tipos de estructuras de edificios de pórticos de concreto reforzado.

Clasificación HAZUS	Descripción	Altura				
		Rango		Típico		
		Nombre	Pisos	Pisos	Pies	Metro
C1L	Pórticos de Concreto Resistente a Momento	Baja- elevación	1 - 3	2	20	6,1
C1M		Mediana- elevación	4 - 7	5	50	15,2
C1H		Alta- elevación	8 +	12	120	36,6

Fuente: FEMA-NIBS (2009).

Estas fueron modeladas para siete (7) combinaciones de niveles de diseño y calidades de construcción. Las mismas se pueden clasificar en dos grupos como se muestra en la Tabla.II.6.

Tabla.II. 6.Niveles de diseño HAZUS y comparación con la norma COVENIN 1756-2001

Nº	Nivel de diseño	Grupo	Nivel de importancia según la Norma COVENIN 1756- 01
1	High - Code	I	B1 o B2 (Edificios típicos)
2	Moderate - Code		
3	Low - Code		
4	Pre - Code		
5	Special High - Code	II	A (Edificaciones esenciales)
6	Special Moderate - Code		
7	Special Low - Code		

Fuente: Elaboración propia.

El grupo “I” es para niveles de diseño de edificios típicos y el grupo “II” es para edificio con características esenciales. Análogo a nuestra norma COVENIN 1756- 2001 el grupo “I” sería para una clasificación según el uso del grupo B1 ó B2, y el nivel de diseño para el grupo “II” sería para edificios que pertenecen al grupo A de la norma venezolana.

Para diferenciar cuando utilizar un código u otro, HAZUS propone tablas dependiendo del año de construcción y el tipo de zona sísmica. Para tener un valor de comparación de las zonas sísmica del *Uniform Building Code* (UBC), utilizado en Estados Unidos, se indica la aceleración del terreno o factor Z, en la Tabla.II.7., para el nivel de diseño de edificios típicos se muestra en la Tabla.II.8. y para edificios con características esenciales se presenta la Tabla.II.9.

Tabla.II. 7. Clasificación de zonas sísmicas de UBC.

Zonas Sísmicas (UBC)	Factor Z
Zona 4	0,400
Zona 3	0,300
Zona 2B	0,200
Zona 2A	0,150
Zona 1	0,075
Zona 0	0,010

Fuente: Romme y Rojas (2010).

Tabla.II. 8. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios típicos de HAZUS.

Zona Sísmica (UBC)	Post - 1975	1941 - 1975	Pre - 1941
Zona 4	<i>High-Code</i>	<i>Moderate-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 3	<i>Moderate-Code</i>	<i>Moderate-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 2B	<i>Moderate-Code</i>	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 2A	<i>Low-Code</i>	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 1	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 0	<i>Pre-Code</i>	<i>Pre-Code</i>	<i>Pre-Code</i>

Fuente: Romme y Rojas (2010).

Tabla.II. 9.Guía para elegir el nivel de diseño de edificios con características esenciales de HAZUS.

Zona Sísmica (UBC)	Post - 1973	1941 - 1973	Pre - 1941
Zona 4	<i>Special High-Code</i>	<i>Moderate-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 3	<i>Special Moderate-Code</i>	<i>Moderate-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 2B	<i>Moderate-Code</i>	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 2A	<i>Low-Code</i>	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 1	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
Zona 0	<i>Pre-Code</i>	<i>Pre-Code</i>	<i>Pre-Code</i>

Fuente: Romme y Rojas (2010).

Los parámetros de deriva para edificios de concreto reforzado resistente a momento se muestran en la Tabla.II.10., dependiendo del nivel de diseño del edificio y estado de daño, resultantes de HAZUS.

Tabla.II. 10.Valores para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo C1L.

Nivel de diseño	Deriva			
	Leve	Moderado	Severo	Completo
High-Code	0,0050	0,0100	0,0300	0,8000
Moderate-Code	0,0050	0,0087	0,0233	0,0600

Low - Code	0,0050	0,0080	0,0200	0,0500
Pre - Code	0,0040	0,0064	0,0160	0,0400
Nivel de diseño	Deriva			
	Leve	Moderado	Severo	Completo
S. High-Code	0,0063	0,0125	0,0375	0,1000
S. Moderate-Code	0,0063	0,0108	0,0292	0,0750
S. Low - Code	0,0063	0,0100	0,0250	0,0625

Fuente: FEMA-NIBS (2009).

En cuanto a las curvas de fragilidad, los valores medios de aceleración máxima del terreno, para cada estado de daño y cada nivel de diseño sísmico, se muestran en la Tabla.II.11.

Tabla.II. 11. Valores medio de aceleración de terreno para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo CIL.

Nivel de diseño	Aceleración Media, Aoi (g)			
	Leve	Moderado	Severo	Completo
High-Code	0,21	0,35	0,70	1,37
Moderate-Code	0,16	0,23	0,41	0,77

Low – Code	0,12	0,15	0,27	0,45
Pre – Code	0,10	0,12	0,21	0,36
Nivel de diseño	Aceleración Media, Aoi (g)			
	Leve	Moderado	Severo	Completo
S. High-Code	0,29	0,51	1,07	2,06
S. Moderate-Code	0,23	0,33	0,63	1,22
S. Low – Code	0,17	0,22	0,36	0,67

Fuente: FEMA-NIBS (2009).

CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

3.1. Tipo de investigación.

El presente trabajo califica en la modalidad de investigación de campo, la cual está basada en una estrategia de recolección directa de la realidad para comprender y resolver alguna situación, necesidad o problema en un contexto determinado.

“La investigación de campo es aquel tipo de investigación a través de la cual se estudian los fenómenos en su ambiente natural” (Sierra Bravo, 1985). Por otra parte Balestrini (1997), señala que se entiende por investigación de campo, “a el análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia”.

3.2. Tipo de estudio.

El presente Trabajo Especial de Grado puede definirse bajo dos tipos de estudios: descriptivo y aplicado como se muestra a continuación:

“Un proyecto de investigación, es aquel documento escrito representado en perspectiva, que está referido al plan o la estrategia que se ha delimitado y se propone alcanzar, inicialmente, en el despliegue de una investigación” (Balestrini 2003, p. 03).

El objetivo de la investigación descriptiva consiste en llegar a conocer las situaciones, costumbres y actitudes predominantes a través de la descripción exacta de las actividades, objetos, procesos y personas. Sabino (2006), define la investigación descriptiva como aquella “donde nuestra preocupación se centra en determinar los orígenes o las causas de un determinado conjunto de fenómenos,

donde el objetivo es conocer porque suceden ciertos hechos, a través de la delimitación de las relaciones casuales existentes o al menos de las condiciones en que ellos se producen”.

Por ende, este trabajo es básicamente descriptivo puesto que se estudia y se determina el comportamiento de la estructura de la edificación objeto de estudio, ante la ocurrencia de un evento sísmico.

Las investigaciones aplicadas son la respuesta efectiva y fundamentada a un problema detectado; esta concentra su atención en las posibilidades fácticas de llevar a la práctica las teorías generales, y destina sus esfuerzos a resolver los problemas y necesidades que se plantean los hombres en sociedad en un corto, mediano o largo plazo. Sabino (2006), define la investigación aplicada “como un conocimiento que permite obtener los insumos necesarios para proceder luego a la acción que persigue fines concretos, inmediatos y de carácter unitario”.

En tal sentido, este trabajo es considerado aplicado, debido a que las curvas de fragilidad sísmica obtenidas para el edificio de la Facultad de Ciencias Sociales y Económicas de la Universidad de Carabobo (Municipio Naguanagua, Estado Carabobo), permiten formular planes orientados a prevenir y mitigar riesgos sísmicos en dicha estructura y además en estructuras similares alrededor de todo el territorio nacional.

3.3. Diseño de la investigación.

El presente trabajo, tiene como finalidad obtener las curvas de fragilidad del edificio de la “Facultad de Ciencias Económicas y Sociales” (FACES) de la Universidad de Carabobo, las cuales permitan estimar las pérdidas por sismo y a su vez puedan ser usadas posteriormente para otras estructuras, es decir, en la investigación no se manipulan las variables que actúan en él, sino que se estudia la manera en la que ocurren los fenómenos y sucesos, que caracterizan el escenario.

Debido a lo anteriormente expuesto, el diseño de la investigación es no experimental, tal como señala Hernández, R. (2003), “la investigación no experimental se define como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variables y en los que sólo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos”.

3.4. Población y muestra.

3.4.1. Población.

Según Ramírez (1999), “El termino población reúne, tal como el universo, al individuo, objetos, etc. que pertenecen a una misma clase por poseer características similares, pero con la diferencia que se refiere a un conjunto limitado por el ámbito del estudio realizado”.

Los autores proceden a definir como población el edificio de aulas de FACES UC, conformado por ocho módulos de los cuales seis de ellos son de tipo aporticado y el resto representado por muros.

3.4.2. Muestra.

Según Balestrini (2001), la muestra “es una proporción representativa de la población que selecciona el investigador, con la finalidad de obtener las características más exactas, confiables y representativa de la población”.

Para la muestra de esta investigación se seleccionó uno de los seis módulos de tipo aporticado.

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección.

Según Ortega y Gasset, la técnica "es un conjunto de procedimientos de que se vale la ciencia o el arte para lograr un determinado resultado. En general es un

recurso que el hombre utiliza como medio para alcanzar un objetivo, en especial su bienestar, suprimiendo ciertas necesidades".

Para Hurtado (2000), la observación directa “es una técnica universalmente usada que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad en función de unos objetivos previamente establecidos”.

La observación directa fue la técnica utilizada para este trabajo de grado y se realizó una inspección sobre las dimensiones de los elementos estructurales registradas por Jesús A. González H y José F. Mur (2009) en el trabajo de grado elaborado en la Universidad de Carabobo titulado: **EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DEL EDIFICIO DE AULAS DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ECONOMICAS Y SOCIALES, UNIVERSIDAD DE CARABOBO, MUNICIPIO NAGUANAGUA ESTADO CARABOBO**; con el fin de verificar si se realizaron cambios en la estructura que exigieran una nueva modificación en el modelado.

En este sentido, el instrumento de la recolección de la información que se utilizó fue la planilla correspondiente al PROYECTO UCV - FUNVISIS - FEDE - FONACIT N° 2005000188.

Figura.III. 1. Planilla de Inspección Ocular del Convenio IMME-FUNVISIS-FEDE.

PROYECTO UCV - FUNVISIS - FEDE - FONACIT N° 2005000188													1.- No.																																																																																																										
INSPECCIÓN OCULAR													2.- FECHA:																																																																																																										
3.- NOMBRE DEL PLANTEL (O PLANTELES):																																																																																																																							
4.- CODIGO DEA:					5.- DIRECCIÓN:																																																																																																																		
6.- CIUDAD:					7.- MUNICIPIO:					8.- ESTADO:																																																																																																													
9.- PERSONA ENTREVISTADA:					10.- CARGO:					11.- TELEFONO:																																																																																																													
12.- AÑO DE PROYECTO:					13.- AÑO DE CONSTRUCCIÓN:					14.- NUM. DE EDIFICIOS:					15.- EDIFICIO No.:																																																																																																								
16.- NUM. DE PISOS:					17.- GPS No.:					COORD. UTM:					18.- NORTE:					19.- ESTE:																																																																																																			
20.- INSPECTOR:																																																																																																																							
21.- CROQUIS																																																																																																																							
																																																																																																																							
22.- MODALIDAD															23.- MATRICULA					24.- ZONA SISMICA					25.- FORMA DE LA PLANTA					26.- JUNTAS																																																																																									
					< 500					500 - 1000					> 1000					0					1					2					3					4					5					6					7					H					L					U					T					■					□					SI					NO																								
27.- TIPO DE ESTRUCTURA															28.- SISTEMA CONSTRUCTIVO TIFICADO																																																																																																								
PC25					PCIN					PC30					MC					PA□					PAI					PAA					MM					MIX					PRE					OTRO					T1					T2					T3					T4					T5					T6					T7					T8					T9					T10					T11					T12					T13				
DETALLES DE LA ESTRUCTURA																																																																																																																							
29.- SISTEMA RESISTENTE A SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES															SI					NO					42.- CONSTRUIDO EN LADERA																																																																																														
(A = DIRECCIÓN CORTA B = DIRECCIÓN LARGA)															A					B					43.- CERCANÍA A TALUD																																																																																														
30.- DIMENSIONES TÍPICAS DE ELEMENTOS (cm)															COLUMNAS					VIGAS					MUROS					44.- CONCENTRACIÓN DE MASA EN PISOS SUPERIORES:																																																																																									
31.- NÚMERO DE VANOS																									45.- TABIQUERÍA EMPLEADO:																																																																																														
32.- LUCES DE VANOS TÍPICAS (cm)																									BLOQUE CONCRETO					BLOQUE ARCILLA					LADRILLO					FRISADA					OTRO (ESPECIFIQUE):																																																																										
33.- ALTURA DE ENTREPISO TÍPICA (cm)																									INDICADORES DE DETERIORO DE LA ESTRUCTURA																																																																																														
34.- PRESENCIA DE VOLADOS (dimensión típica en cm)																									46.- AGRIETAMIENTO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES																																																																																														
35.- PRESENCIA DE ENTRANTES (dimensión típica en cm)																									47.- AGRIETAMIENTO EN TABIQUERÍA																																																																																														
36.- PRESENCIA DE SALIENTES (dimensión típica en cm)																									48.- ACERO DE REFUERZO EXPUESTO																																																																																														
37.- ENTREPISO BLANDO																									49.- CORROSIÓN EN EL ACERO																																																																																														
38.- DISCONTINUIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS																									50.- DEFLEXIONES EXCESIVAS																																																																																														
39.- COLUMNA CORTA															No. DE COLUMNAS EN FACHADA					No. DE COLUMNAS INTERNAS					ALTURAS LIBRES TÍPICAS (cm)					51.- DETERIORO EN UNIONES																																																																																									
40.- POSIBILIDAD DE GOLPEO ENTRE EDIFICIOS															LOSAS A IGUAL COTA					LOSAS A DIFERENTES COTAS					ENTREP					TECHO					52.- ASENTAMIENTO DE LAS FUNDACIONES																																																																																				
41.- TIPO DE ENTREPISO Y TECHO															LIVIANO					PESADO					53.- ESTADO GENERAL DE MANTENIMIENTO																																																																																														
															NERVADA DE CONCRETO					TIPO LOSA ACERO					TABELONES					BUENO					REGULAR					MALO																																																																															
																									54.- EVIDENCIA DE REPARACIONES																																																																																														
																									55.- EVIDENCIA DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA																																																																																														
																									56.- OTRO (ESPECIFIQUE):																																																																																														
57.- COMENTARIOS (USE EL REVERSO DE LA PÁGINA):																																																																																																																							

Fuente: Gustavo A. Tovar r. y Lázaro B. Sánchez T. (2011).

3.6. Procedimiento de la investigación.

Para la preparación del presente trabajo se seguirán ciertos pasos, siendo el primero de ellos, o el preliminar a la investigación en sí, la recolección de la información sobre las normas de construcción en Venezuela de la edificación a estudiar, así como trabajos de otros autores relacionados con el tema sobre la obtención de curvas de fragilidad, y trabajos referentes a los modelos de la edificación a considerar; con el fin de determinar las curvas de fragilidad sísmica y posteriormente estimar daños o pérdidas y niveles de riesgo sísmico en la estructura esencial como lo es el edificio educativo de pregrado.

La metodología utilizada para la obtención de las curvas de fragilidad, así como la evaluación de los daños y niveles de riesgo, empleada en esta investigación, fue diseñada tomando como base la metodología utilizada en el trabajo de grado titulado **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE DAÑOS OCURRIDOS EN UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR BAJO LA ACCIÓN DE UN SISMO USANDO LAS CURVAS DE FRAGILIDAD”**, realizado por Gustavo A. Tovar r. y Lázaro B. Sánchez T.

Para cumplir con los objetivos propuestos se desarrolló el trabajo en nueve etapas, cada una de ellas se describe a continuación:

3.6.1. Primera etapa: Selección de la estructura a ser estudiada.

Esta primera etapa consistió en escoger la estructura base con la cual se realizó el estudio (Edificio de aulas de la facultad de ciencias económicas y sociales), se determinó llevar a cabo la investigación con esta institución educativa de nivel superior ya que cumple con la premisa de ser una estructura esencial y de gran

importancia, además de contar con los datos necesarios para la elaboración del modelado y el estudio de vulnerabilidad.

Es conveniente señalar que el edificio se encuentra localizado en Valencia – Edo Carabobo, específicamente en el Municipio Naguanagua, encontrándose ubicado en la Zona Sísmica #5 según la Norma Venezolana para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-01 (2001). Consta de ocho (8) módulos separados entre sí por juntas sísmicas de 0.10 m, siendo objeto de estudio uno solo de ellos por lo que los datos incluidos corresponden a la muestra representativa estudiada; entre sus características principales se encuentran el de poseer cinco (5) niveles de entresijos mas nivel techo, así como 2 sótanos, siendo su función principal ser un edificio de aulas manteniendo una matrícula mayor a los 1000 alumnos.

Se trata de una estructura del tipo PC30 (Pórticos de concreto armado con columnas mayores o iguales a 30 cm) y que posee un sistema constructivo tipificado del grupo T4 (Vigas y Columnas de concreto); y no posee juntas por referirse a un solo módulo estudio. Por tratarse de una losa maciza armada en dos direcciones tanto en los entresijos como el techo, la estructura soporta sismos en ambas direcciones.

3.6.2. Segunda etapa: Recopilación de información sobre la institución educativa.

Consistió en ubicar y seleccionar la información necesaria para el modelado de la estructura, las cargas gravitatorias que intervienen y las dimensiones de las secciones (vigas columnas, etc.). Teniendo como base la investigación realizada por MUR JOSE Y GONZALEZ JESUS., en la cual se realizó un estudio de vulnerabilidad en la FACULTAD DE CIENCIAS ECONÓMICAS Y SOCIALES; se tomó como dato las dimensiones de los elementos estructurales (vigas y columnas), las cargas gravitacionales y la norma con la cual se rigió el diseño, aparte se confirmaron los datos con la compilación de planos referentes a la estructura.

3.6.2.a. Codificación del modelo.

Para un fácil manejo de la información acerca de la edificación se estableció un código a cada característica en función a los siguientes parámetros: Año de diseño de la Norma, uso, número de pisos, presencia de mampostería y tipo de sistema estructural resistente a sismo, tal como se muestra en las tablas III.1 y III.2.

Tabla.III. 1.Parámetros para la descripción de los modelos en la codificación (según el año de diseño, número de pisos, usos).

Descripción	Codificación	Características
Norma de diseño de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN-1756, 2001).	2001	Año de la norma de diseño.
Seis niveles	6N	Número de pisos
Correspondiente al grupo A de la norma 1756 (COVENIN, 2001).	GA	Uso
Con mampostería	CM	Presencia de mampostería.

Fuente: Elaboración propia.

La codificación del modelo estudiado correspondiente a edificaciones tipo I como presenta en la siguiente tabla:

Tabla.III. 2.Descripción del modelo estudiado.

Descripción	Codificación
Institución educativa de TIPO ANTIGUO I, diseñado bajo la norma (COVENIN-1756, 2001), de 6 niveles, grupo A con mampostería.	2001-6N-GA-CM

Fuente: Elaboración propia.

Figura.III. 2.Institución educativa de nivel superior FACES.



Fuente: <http://www.juanjosemora.com.ve/wiki/apifoto.php?id=29735949>.

3.6.2.b. Propiedades mecánicas de los materiales.

Para las propiedades mecánicas de los materiales se tomaron en cuenta el esfuerzo de fluencia del acero (F_y), la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y el módulo de elasticidad del concreto (E_c). El esfuerzo de fluencia del acero es de 4200 Kgf/cm²; la resistencia a la compresión del concreto es de 250 Kgf/cm²; mientras

que el módulo de elasticidad el concreto se determinó utilizando la fórmula.III.1 que se muestra a continuación:

$$E_c = 15100 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (\text{Fórmula.III.1})$$

Tabla.III. 3.Propiedades Mecánicas de los Materiales utilizados.

Descripción	Unidad:(Kgf/cm2)
Resistencia a compresión del concreto (f'c)	250
Módulo de elasticidad del concreto (Ec)	238800
Esfuerzo de fluencia del acero (Fy)	4200

Fuente: Elaboración propia.

3.6.2.c. Configuración geométrica.

La información sobre la configuración geométrica también se obtuvo tanto del trabajo realizado por Mur José y González Jesús como la compilación de planos del edificio de la Facultad de Ciencias Económicas y Sociales, dicha información fue agrupada en la Tablas III.4, III.5 y III.6; mientras que en las Figuras III.3, III.4 y III.5 se muestran un pórtico tipo en la dirección “X”, un pórtico tipo en la dirección “Y” y la vista en 3D del modelado. Los ejes de orientación se definen de la siguiente manera: seis (6) ejes en dirección “X” (A, B, C, D, E, F) y seis (6) ejes en dirección “Y” (1, 2, 3, 4, 5, 6).

Tabla.III. 4.Configuración geométrica del modelo estudiado.

Ejes de Orientación	Luz (m)	Eje
A – B	4,30	X
B – C	4,00	X
C – D	4,00	X
D – E	4,00	X

E – F	4,30	X
1 – 2	4,30	Y
2 – 3	4,00	Y
3 – 4	4,00	Y
4 – 5	4,00	Y
5 – 6	4,30	Y

Fuente: Elaboración propia.

Tabla.III. 5. Configuración geométrica del modelo estudiado.

Piso	Altura de Entrepiso (m)
1	4,45
2	4,45
3	4,45
4	4,45
5	4,45
Techo	4,45

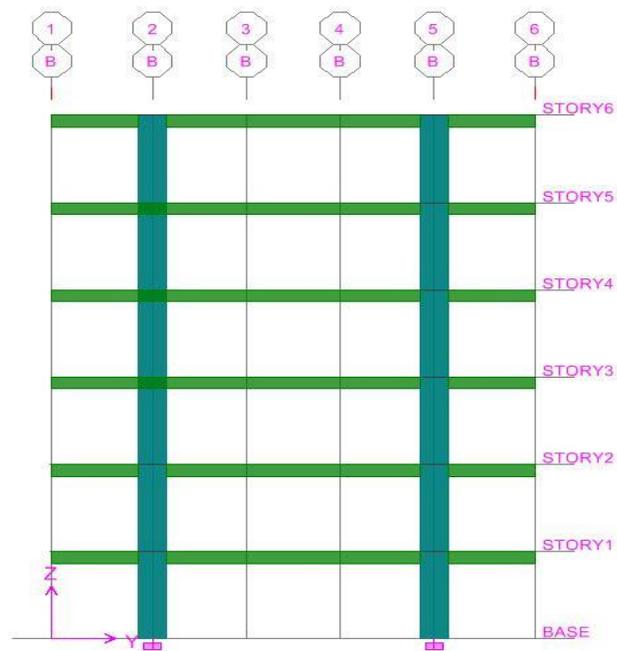
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla.III. 6. Configuración geométrica del modelo estudiado.

Descripción		Unidad
Numero de pórticos en el eje X	2	-
Longitud total eje X	20,6	m
Numero de pórticos en el eje Y	2	-
Longitud total eje Y	20,6	m
Número de niveles	6	-
Altura total de la estructura	26,7	m

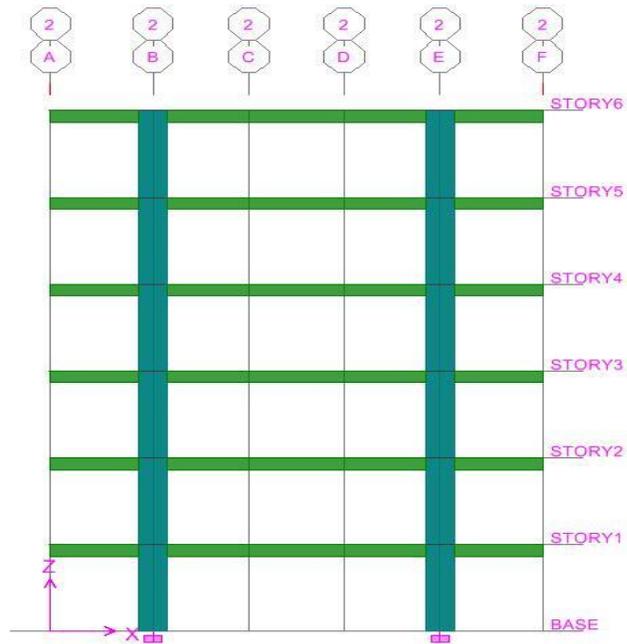
Fuente: Elaboración propia.

Figura.III. 3.Pórtico en el eje X.



Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS v9.7.3).

Figura.III. 4.Pórtico en el eje Y.



Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS v9.7.3).

Figura.III. 5.Vista 3D del modelo de estudio.

3.6.2.d. Dimensiones de las secciones tipo.

Las dimensiones de las secciones tipo presentes en el modelado se obtuvieron de los planos de dicha edificación. Es importante resaltar que por ser una estructura de más 37 años, las técnicas de construcción implementadas fueron sencillas y totalmente simétricas, por lo que no se nota variación de dimensiones en las columnas y vigas a lo largo del elemento en los diferentes pórticos del sistema estructural. Un resumen de las dimensiones típicas de las vigas y las columnas se muestran en la Tabla.III.7. Para este estudio se tomó en cuenta la presencia de mampostería sobre las vigas y la carga distribuida producto del antepecho.

Tabla.III. 7.Dimensiones de las secciones utilizadas para el modelo estudiado.

Descripción	Dimensión	Unidad
Vigas	0,30x0,60	m
Columnas	1,16x1,16	m

Fuente: Elaboración propia.

3.6.2.e. Cargas gravitacionales.

Comúnmente las cargas gravitacionales que incurren sobre las losas de entrepiso y de techo son tres: Por peso propio, por carga variable y por carga permanente como se muestra a continuación:

El peso propio es producto de los materiales que conforman el elemento estructural ya sea de las losas de entrepiso o la losa de techo (DEAD).

Las Cargas variables (CV) actúan de forma distribuida en la losa de entrepiso y de techo, para este estado de carga se subdividió en dos (2) grupos, debido a la disposición de la losa a diferentes estados de cargas, las que afectan a los entrepisos (LIVEe) y la que incide sobre la losa de techo (LIVEt).

Las cargas permanentes están presentes tanto en las losas de entrepiso como en la losa del techo, por lo cual se las subdividió en cuatro (4) grupos para facilitar su

análisis, para las losas de entrepiso se les denominó (SCPe), para el caso de mampostería (SCPm), en el caso de las losas de techo (SCPt), y por último la carga distribuida en el antepecho (SCPa), este estado de carga engloba los acabados superior e inferior de las losas de entrepiso, techo y de igual forma la carga por tabiquería y del revestimiento del techo. La tabla.III.8 muestra los tipos de cargas gravitacionales actuantes sobre la estructura, mientras que la magnitud de cada una de ellas se indica en la tabla.III.9.

Tabla.III. 8.Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.

Tipo de carga gravitatoria	Código
Carga Variable Entrepiso	LIVEe
Carga Variable Techo	LIVeT
Carga Permanente Entrepiso	SCPe
Carga Permanente Techo	SCPt
Carga Permanente Mampostería (Sobre vigas)	SCPm
Carga Permanente Antepecho	SCPa

Fuente: Elaboración propia.

Tabla.III. 9.Descripción de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.

Descripción	Tipo de carga	Carga	Unidad
Carga Variable Entrepiso	CVe	400	Kg/m ²
Carga Variable Techo	CVt	100	Kg/m ²
Carga Permanente Entrepiso	CPe	833,55	Kg/m ²
Carga Permanente Techo	CPt	401	Kg/m ²
Carga Permanente Mampostería (Sobre vigas)	CPm	952	Kg/m
Carga Permanente Antepecho	CPa	550	Kg/m

Fuente: Elaboración propia, valores tomados del trabajo de grado de Mur José y González

Jesús (2009).

3.6.2.f. Factores que definen la masa mediante las cargas aplicadas.

Estos factores son aquellos que definen la masa total de edificio, los cuales son determinados en función de las cargas aplicadas (peso propio, carga permanente de techo y cada uno de los estados de cargas variables).

Durante un sismo se considera un cincuenta por ciento 50% de la carga variable para edificaciones esenciales y un 100% de la carga permanente de acuerdo a la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).

Los factores de definición de la masa para el modelo en estudio, se consideraron los mismos, a fin de garantizar una acción sísmica equivalente en el modelo. Estos valores se presentan en la tabla.III.10.

Tabla.III. 10.Factores de participación de las masas utilizados para el modelo estudiado

Descripción	Código	Factor de participación de masas
Peso Propio	DEAD	1
Carga Permanente	SCP	1
Carga Variable	LIVE	0,5

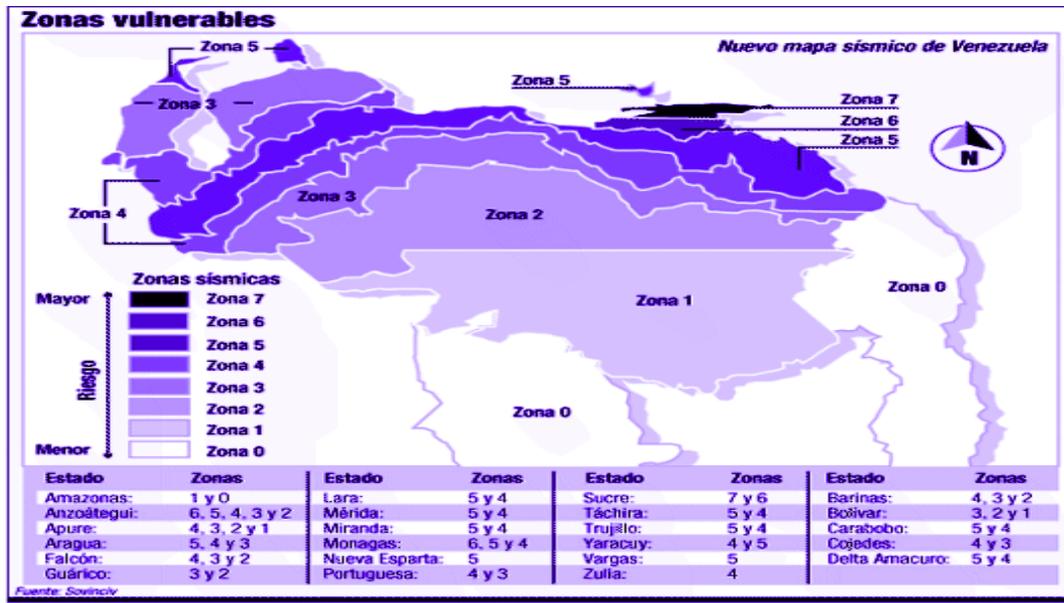
Fuente: Elaboración propia.

3.6.2.g. Acción sísmica.

Partiendo de la información suministrada por del trabajo de grado de Mur José y González Jesús, los espectros de respuesta representativos de la demanda sísmica, se determinaron tal y como se especifica en el capítulo 7 de la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001). Para ello se elaboró una hoja de cálculo permitiendo obtener dichos espectros.

Para el caso del diseño simplificado del modelo, se partió de la localización de la edificación educativa, la cual se localiza en el Municipio Naguanagua, Estado Carabobo, correspondiente a una zona sísmica 5 para una aceleración horizontal de $A_0=0.30g$, como lo establece la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001) en su capítulo 4. Ver Figura III.6. y III.7.

Figura.III. 6.Mapa de Zonificación Sísmica



Fuente: COVENIN 1756-2001.

Figura.III. 7. Clasificación de la zona sísmica y del coeficiente de aceleración Horizontal (A_0) tomando como guía lo establecido en la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).

Estado = →

Municipio =

Coefficiente de aceleración horizontal → Seleccionar el coeficiente de aceleración según tabla 4.1 del Art. 4.2

Valores de A_0		
ZONAS SISMICAS	PELIGRO SISMICO	A_0
7	elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	intermedio	0.25
3		0.20
2		0.15
1	bajo	0.10
0		-

A_0 = 0.30

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al tipo de suelo, estudios determinaron que la edificación está localizada en un suelo de material duro, con una velocidad de onda (V_{sp}) entre 250-400 y con una profundidad H (a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte (V_s) es mayor a 500 m/s) entre 15-50, estos datos arrojan una forma espectral tipo (S2) y un coeficiente de corrección de la aceleración horizontal del terreno (ϕ) de 0,9. (Pautado en la Norma Sismorresistente 1756-2001 en su capítulo 5, Ver figura.III.8.)

Figura.III. 8. Clasificación de la forma espectral y del coeficiente de corrección de la aceleración horizontal del terreno (ϕ), tomando como guía lo establecido en la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN,

2001).

Forma espectral y factor de corrección Ψ							Selección de la forma espectral y del factor Ψ — Seleccionar la Forma Espectral y el Factor de Corrección, de acuerdo a la tabla 5.1 del Art. 5.1	
Material	Vsp(m/s)	H(m)	Zona sísmica 1 a 4		Zona sísmica 5 a 7		Selección Material	Suelos duros o densos
			Forma espectral	Ψ	Forma espectral	Ψ		
Roca sana fracturada	>500	.	S1	0.85	S1	1.00	Vsp =	250-400
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00	H =	15-50
		30-50	S2	0.80	S2	0.90	H ₁ =	0
		>50	S3	VERDADERO	S2	0.90	Selección de la Forma Espectral de la tabla	
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	VERDADERO	S1	1.00	Zona sísmica 1 a 4	S3@
		15-50	S2	0.80	S2	0.90	$\Psi =$	NO SE USA
		>50	S3	0.75	S2	0.90	Zona sísmica 5 a 7	S2
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95	$\Psi =$	0.90
		>50	S3 ^M	0.70	S3	0.75	Ψ	
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90	Ψ	
		>15	S3 ^M	0.70	S3	0.80		
Suelos blandos o sueltos ^H intercalados con suelos más rígidos	.	H1	S3 ^L	0.65	S2	0.70	0.90	

CONSIDERACIONES (Art 5.1):
a) Si $A_0 \leq 0.15$ usese S4.
b) El espesor de los estratos blandos o sueltos (Vs:170 m/s) debe ser mayor que 0.1H.
c) Si H1 ≥ 0.25H y $A_0 \leq 0.20$ usese S4.

Fuente: Elaboración propia.

Para los valores del factor reducción de respuesta (R.), se utilizó la tabla 6.4 de la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001), donde se indica que para la evaluación de dichas edificaciones, se considera un nivel de diseño 3 (ND3) pero debido al año en que fue creada las normas de construcción no eran tan rigurosas como hoy en día es por ello que el nivel de diseño utilizado es el ND2. Este valor junto con la clasificación de la estructura según su tipología, (tipo I, para estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos) se establece un factor R de 4.0. (Ver figura.III.9).

Figura.III. 9.Factor de importancia (α), Niveles de Diseño (ND) y Factor de Reducción (R), tomando como guía lo establecido en la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).

Factor de Importancia

→ Seleccionar la clasificación según el uso, de acuerdo con el Art. 6.1.1.

Grupo	α		
A	1.30	Seleccione Grupo	A
B1	1.15		
B2	1.00	α	1.30

Niveles de Diseño (ND)

→ Seleccionar el nivel de Diseño de acuerdo a la tabla 6.2 del Art. 6.2.2.

Grupo	Zona Sísmica			
	1 Y 2	3 Y 4	5,6 Y 7	
A,B1	ND2 ND3	ND3	ND3	Seleccione ND ND2
B2	ND1(*) ND2 ND3	ND2(*) ND3	ND3 ND2(**)	

(*) Valido para edificaciones de hasta de 10 pisos ò 30 m de altura.

Factor de Reducción (R.)

→ Seleccionar el nivel de Diseño de acuerdo a la tabla 6.4 del Art. 6.5.1.

→ Estructura de Concreto

Nivel de Diseño	Estructura De Concreto Armado					
	Tipos De Estructura					
	I	II	III	IIIa	IV	
ND3	6.00	5.00	4.50	5.00	2.00	Seleccione Tipo de Estructura I
ND2	4.00	3.50	3.00	3.50	1.50	R -Estructuras de Concreto Armado 4.00
ND1	2.00	1.75	1.50	2.00	1.25	

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros antes mencionados para definir el espectro sísmico del modelo se presenta en la Tabla.III.11.

Tabla.III. 11.Parámetros para definir el espectro de demanda sísmica del modelo estudiado

Descripción	Parámetros
Zona sísmica de referencia	5
Grupo	A
Tipo de suelo	S2
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal(ϕ)	0,90
Factor de reducción de respuesta (R)	4,00

Fuente: Elaboración Propia.

Todas las características mencionadas en esta etapa, para el modelo estudiado, se resumen en la Tabla.III.12.

Tabla.III. 12.Resumen de las características del modelo estudiado.

Descripción	Codificación	Características
Norma de diseño de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN-1756, 2001).	2001	Año de la norma de diseño.
Seis niveles	6N	Número de pisos
Correspondiente al grupo A de la norma 1756 (COVENIN, 2001).	GA	Uso
Con mampostería	CM	Presencia de mampostería.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla.III.12. Continuación de resumen de las características del modelo estudiado.

Descripción		Codificación
Institución educativa de TIPO ANTIGUO I, diseñado bajo la norma (COVENIN-1756, 2001), de 6 niveles, grupo A con mampostería.		2001-6N-GA-CM
Descripción		Unidad:(Kgf/cm2)
Resistencia a compresión del concreto ($f'c$)		250
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)		238800
Esfuerzo de fluencia del acero (F_y)		4200
Pórtico	Luz (m)	Eje
A – B	4,30	X
B – C	4,00	X
C – D	4,00	X
D – E	4,00	X
E – F	4,30	X
1 – 2	4,30	Y
2 – 3	4,00	Y
3 – 4	4,00	Y
4 – 5	4,00	Y
5 – 6	4,30	Y
Piso	Altura de Entrepiso (m)	
1	4,45	
2	4,45	
3	4,45	
4	4,45	
5	4,45	
Techo	4,45	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla.III.12. Continuación de resumen de las características del modelo estudiado.

Descripción		Unidad
Numero de pórticos en el eje X	2	-
Longitud total eje X	20,6	m
Numero de pórticos en el eje Y	2	-
Longitud total eje Y	20,6	m
Número de niveles	6	-
Altura total de la estructura	26,7	m

Descripción	Dimensión	Unidad
Vigas	0,30x0,60	m
Columnas	1,16x1,16	m

Descripción	Tipo de carga	Unidad: Kg/m2
Carga Variable Entrepiso	LIVEe	400
Carga Variable Techo	LIVEt	100
Carga Permanente Entrepiso	SCPe	833,55
Carga Permanente Techo	SCPt	401
Carga Permanente Mampostería (Sobre vigas)	SCPm	952
Carga Permanente Antepecho	SCPa	550

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla.III.12. Continuación de resumen de las características del modelo estudiado.

Descripción	Código	Factor de participación de masas
Peso Propio	DEAD	1
Carga Permanente	SCP	1
Carga Variable	LIVE	0,5
Descripción	Parámetros	
Zona sísmica de referencia	5	
Grupo	A	
Tipo de suelo	S2	
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal(ϕ)	0,90	
Factor de reducción de respuesta (R)	4,00	

Fuente: Elaboración Propia.

3.6.3. Tercera etapa: Modelado de la edificación educativa, mediante el programa de análisis estructural.

En esta fase se hizo uso de un programa de análisis estructural muy usado en el diseño y modelado de edificios llamado ETABS v9.7.3, que por su versatilidad y eficiencia se ha convertido en una herramienta muy útil en el diseño estructural. El ETABS v9.7.3 es un programa líder en ingeniería estructural, con el que se pueden analizar cualquier tipo de edificación e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos, realizar análisis estático y dinámico modal espectral para elementos, diseñar elementos de acero y concreto.

Para realizar el análisis del comportamiento de la estructura haciendo uso de esta herramienta, se dibujaron los elementos estructurales, se le asignaron la sección geométrica correspondiente y se ubicaron de forma exacta acorde a la información suministrada por los planos de la estructura. La metodología para la creación del modelo matemático se explica en las sub-etapas a continuación:

3.6.3.a. Configuración geométrica.

Para la realización de la configuración geométrica acorde al modelo de estudio se trazaron los ejes de orientación basados en la información geométrica recolectada de los planos, las cuales se resumen en la tabla .III.4, III.5, III.6; en esta sub-etapa se tomó en cuenta el número de pórticos en el eje X y Y, las luces entre los pórticos del eje X y Y, la altura de entrepisos y el número de pisos.

3.6.3.b. Definición de los materiales.

Para las vigas, columnas y mampostería se definieron las propiedades mecánicas de los materiales indicados en la tabla.III.3.

Para el concreto de losas de entrepiso y techo, se utilizaron las mismas propiedades mecánicas del concreto de vigas y columnas; es importante resaltar que la carga por peso propio de la losa se le adicionó como un caso de carga gravitacional, por lo cual, no se consideró el peso por unidad de volumen de dichas losas.

Para la introducción de los datos necesarios para el modelado de la estructura se presenta un ejemplo a continuación (Ver Figura.III.10), en este se refleja un concreto con resistencia a la compresión ($f'c$) de 250 kgf/cm² y un módulo de elasticidad obtenido mediante la fórmula.III.1 de 238751,96 kgf/cm², el cual se llevó al valor entero aproximado de 238800 kgf/cm².

Figura.III. 10.Definición del concreto en el programa de análisis estructural.

Material Property Data

Material Name FC250

Display Color
Color [Blue]

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	244.8
Weight per unit Volume	2503.
Modulus of Elasticity	2.388E+09
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	9.950E+08

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	2500000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42000000.

Lightweight Concrete
Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS v9.7.3).

3.6.3.c. Definición de los elementos estructurales.

Los elementos estructurales a modelar según su tipología fueron:

- Restricciones de base: Se simuló como un empotramiento fijo.

- Columna: Se utilizaron elementos de línea tipo Frame.
- Viga: Se utilizaron elementos de línea tipo Frame.
- Losa de entrepiso y techo: Se utilizaron elementos de área tipo Membrane.
- Mampostería: Se utilizaron elementos de área, tipo Shell. En este caso se modificó, el elemento Shell para que no admitirá momentos perpendicular a su plano.

3.6.3.d. Generación del modelo geométrico.

En esta etapa a los elementos estructurales se les designan los diferentes tipos de secciones, creando un modelo geométrico dependiendo de las características de la edificación en estudio. Los nodos de la base se consideraron inmóviles por lo que la restricción es un empotramiento fijo. En cuanto a los grados de libertad se asignaron diafragmas rígidos para cada piso con la finalidad de limitar a 3 grados de libertad por piso.

3.6.3.e. Espectro de respuesta sísmica.

Una vez obtenidos los valores de clasificación de la edificación exigidos por la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756-2001 se procede a realizar la grafica del espectro de diseño con el que se va a trabajar, haciendo uso de la hoja de cálculo diseñada como se ve a continuación. (Ver figura .III.11, III.12 y III.13).

Figura.III. 11.Obtención de los valores faltantes según como lo estipula la Norma para Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001) en su capítulo 7.

TABLA DE VALORES PARA T^* , β Y P

→Seleccionar los valores de T^* , β Y P de acuerdo a la tabla 7.1 del Art. 7.2.

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	P	Seleccione Forma Espectral Obtenida anteriormente	S2
S1	0.4	2.4	1.0		
S2	0.7	2.6	1.0		
S3	1.0	2.8	1.0		
S4	1.3	3.0	0.8		

T^* (seg)	0.7
β	2.6
P	1.0

TABLA DE VALORES T^+ (1)

→Seleccionar los valores de T^+ de acuerdo a la tabla 7.2 del Art. 7.2.

CASO	T^+ (seg)	T^+ (seg)	0.3
R<5	$0.1^+(R-1)$		
R≥5	0.4		

$C = 1/\beta$ →

C	1.11
---	------

(1) $T_p \leq T^*$

Valores Obtenidos	
α	1.30
A0	0.30
ψ	0.90
β	2.6
T⁺ (seg)	0.3
C	1.11
R	4.00
P	1
T₀	0.175
T[*]	0.7



$$T < T^+ \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi A_0 \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^*} \right)^c (R - 1)}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi A_0}{R}$$

$$T > T^* \rightarrow Ad = \frac{\alpha \varphi A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$$

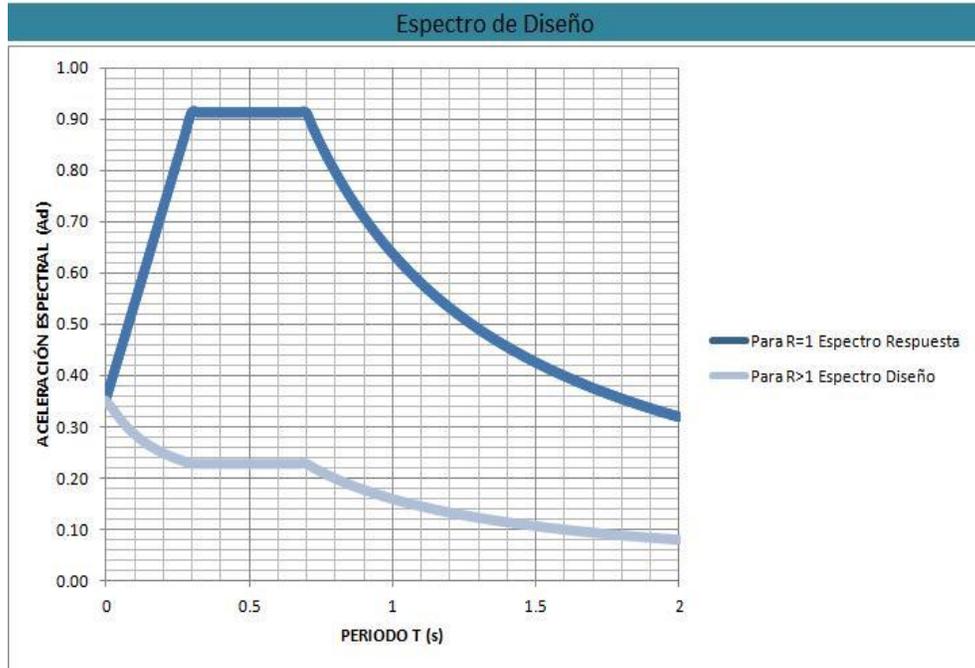
Fuente: Elaboración Propia.

Figura.III. 12. Valores para la obtención del Espectro de Diseño.

Espectro de diseño							
T (s)	Ad	T (s)	Ad	T (s)	Ad	T (s)	Ad
0	0.35	0.5	0.23	1	0.16	1.5	0.11
0.025	0.33	0.525	0.23	1.025	0.16	1.525	0.10
0.05	0.32	0.55	0.23	1.05	0.15	1.55	0.10
0.075	0.30	0.575	0.23	1.075	0.15	1.575	0.10
0.1	0.29	0.6	0.23	1.1	0.15	1.6	0.10
0.125	0.27	0.625	0.23	1.125	0.14	1.625	0.10
0.15	0.26	0.65	0.23	1.15	0.14	1.65	0.10
0.175	0.26	0.675	0.23	1.175	0.14	1.675	0.10
0.2	0.25	0.7	0.23	1.2	0.13	1.7	0.09
0.225	0.24	0.725	0.22	1.225	0.13	1.725	0.09
0.25	0.24	0.75	0.21	1.25	0.13	1.75	0.09
0.275	0.23	0.775	0.21	1.275	0.13	1.775	0.09
0.3	0.23	0.8	0.20	1.3	0.12	1.8	0.09
0.325	0.23	0.825	0.19	1.325	0.12	1.825	0.09
0.35	0.23	0.85	0.19	1.35	0.12	1.85	0.09
0.375	0.23	0.875	0.18	1.375	0.12	1.875	0.09
0.4	0.23	0.9	0.18	1.4	0.11	1.9	0.08
0.425	0.23	0.925	0.17	1.425	0.11	1.925	0.08
0.45	0.23	0.95	0.17	1.45	0.11	1.95	0.08
0.475	0.23	0.975	0.16	1.475	0.11	1.975	0.08

Fuente: Elaboración Propia.

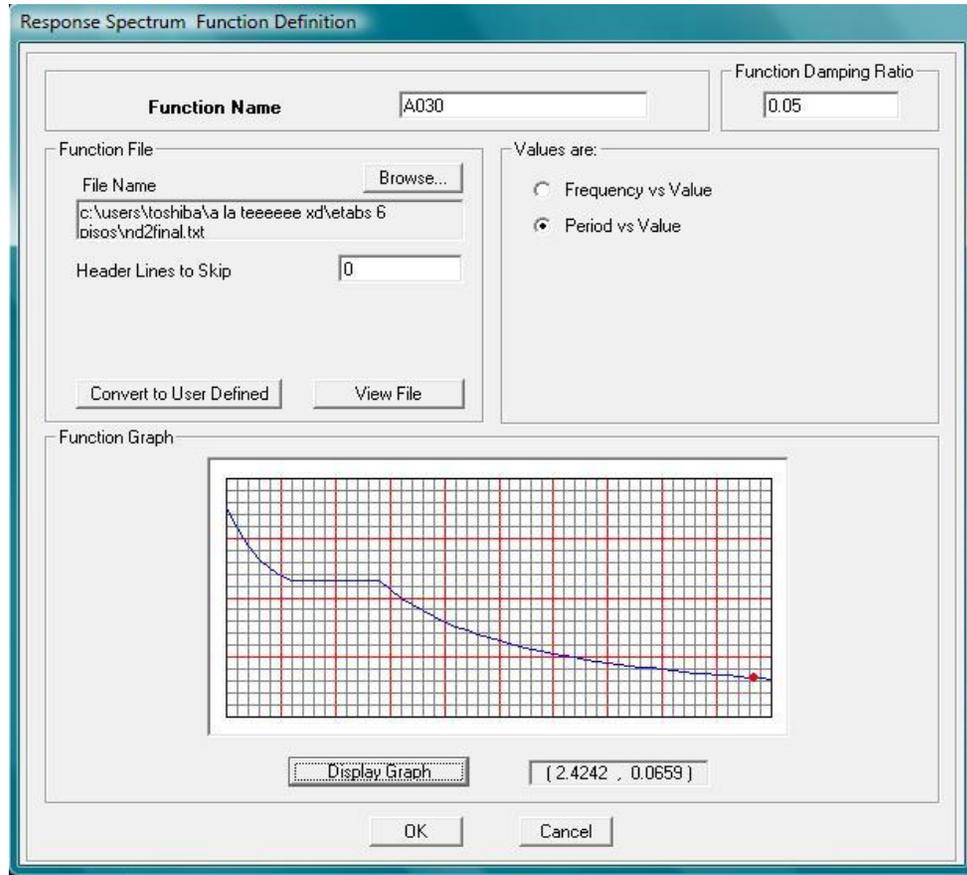
Figura.III. 13.Espectro de Diseño: La Curva azul oscura es el espectro de respuesta elástico ($R=1$). La Curva azul celeste es el espectro de diseño seleccionado con ($R=4$).



Fuente: Elaboración Propia.

Los espectros de respuesta sísmica se introdujeron al programa mediante archivos de texto, obtenidos con la hoja de cálculo. En la Figura.III.14. se muestra la ventana donde se observa la función espectral, una vez introducida en el programa.

Figura.III. 14.Ventana de la función espectral del sismo para una aceleración horizontal de $A_0=0,3g$



Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS v9.7.3).

3.6.3.f. Definición de las cargas.

En esta sub-etapa se definen los estados de cargas (carga viva, carga muerta, modal, sismo en el eje X y sismo en el eje Y) como se muestra a continuación en la Figura.III.15.

Figura.III. 15. Ventana de los casos de carga del programa de análisis estructural.

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	
CVT	LIVE	0	
SDEAD	DEAD	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SX

Structural and Function Damping

Damping 0.05

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	A030	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.06

Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name SY

Structural and Function Damping

Damping 0.05

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	A030	9.81
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.06

Override Diaph. Eccen. Override...

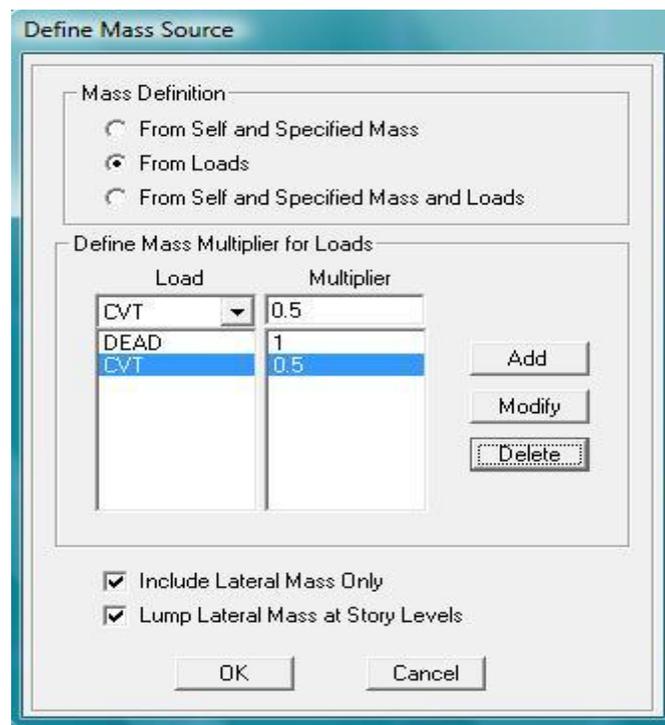
OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS v9.7.3).

3.6.3.g. Fuente de masa.

En esta sub-etapa se cierra el proceso de generación del modelo matemático de la edificación de estudio mediante la utilización del programa ETABS v9.7.3. Aquí se definieron los factores de masa en función de las cargas aplicadas, utilizando los valores de la Tabla.III.10., para cada modelo. En la Figura.III.16 se muestra la ventana donde se definen estos factores.

Figura.III. 16.Ventana de definición de la fuente de masa.



Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS v9.7.3).

3.6.4. Cuarta etapa: Estimación de respuesta sísmica, utilizando el método de los estimadores puntuales

Previo a la realización de los estudios de análisis dinámico modal, con el fin de determinar la repuesta sísmica de la estructura estudiada, se procedió a determinar

los distintos niveles de intensidad sísmica, en función del número de variables aleatorias, como lo indica el método de los estimadores puntuales.

Este método permite estimar índices de confiabilidad correspondiente a la distribución de probabilidad del margen de seguridad, a partir de variables aleatorias establecidas.

3.6.4.a. Definición de las variables aleatorias.

Para la edificación de educación superior a estudiar se establecieron tres variables aleatorias con distribuciones normales, como sigue:

Una de ellas es el Módulo de elasticidad del concreto (E_c), otra es el Factor de reducción de respuesta sísmica (R) y por último la Inercia de los elementos estructurales (I) específicamente en las columnas y vigas.

A continuación se describe cada una de las variables aleatorias establecidas anteriormente y la justificación técnica de su selección, adicionalmente se precisarán los parámetros que las definen; el valor medio y la desviación estándar, siendo la desviación estándar determinada en función del coeficiente de variación.

a) Módulo de elasticidad del concreto (E_c).

Se eligió el modulo de elasticidad de concreto como variable aleatoria por depender directamente de la resistencia a la compresión del concreto (Propiedades mecánicas de los materiales), como se observa en la Formula.III.1.

La resistencia a la compresión del concreto se ve afectada directamente por factores como la calidad de los agregados, la relación agua-cemento y el nivel de humedad luego del vaciado, así mismo dichos factores poseen un grado de incertidumbre, generando en una misma estructura diferentes valores de resistencia a la compresión en los elementos que la conforman, aunque ésta sea diseñada según un valor único de resistencia. Es por ello que se define el módulo de elasticidad del

concreto como una variable aleatoria, al ser un parámetro que se correlaciona con la resistencia a la compresión del concreto y por tener gran importancia en la matriz de rigidez de los modelos.

El valor medio del módulo de elasticidad del concreto (μ_{Ec}) para el modelo estudiado es el indicado en la Tabla.III.3. (Propiedades Mecánicas de los Materiales utilizados).

La desviación estándar para las variables aleatorias se calculó a través del coeficiente de variación como se mencionó anteriormente, donde el coeficiente de variación del módulo de elasticidad del concreto (V_{Ec}) es de 0.15 ó 15% (Porrero, 2004) se obtiene por ejemplo, para un valor medio de módulo de elasticidad del concreto de 238800 kgf/cm², una desviación estándar del módulo de elasticidad del concreto (σ_{Ec}) de 35820 kgf/cm², como se demuestra en la siguiente fórmula:

$$\sigma_{Ec} = V_{Ec} \times \mu_{Ec} \quad \text{(Fórmula.III.2)}$$

$$\sigma_{Ec} = 0.15 * 238800$$

$$\sigma_{Ec} = 35820 \text{ Kgf/cm}$$

b) Factor de reducción de respuesta sísmica (R).

El factor de reducción de respuesta sísmica es considerado como una potencial variable aleatoria, debido a la cantidad de parámetros de los que depende. Como se vio anteriormente para determinar este factor primero había que obtener ciertas características de las cuales el dependía, como lo son: el tipo de estructura, la zona, la clasificación de la estructura según el grado de importancia, la regularidad y el nivel de diseño.

El valor medio del factor de reducción de respuesta sísmica (μ_R), se tomó de la Tabla 6.4 de la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001) como se observa en la Figura.III.9. Para determinar este factor de reducción primero se definieron ciertos parámetros con anterioridad (tipo de estructura, nivel de diseño,

zona, entre otros) por lo que se obtuvo un valor de factor de respuesta sísmica de 4,00.

El coeficiente de variación del factor de reducción de respuesta sísmica (V_R) se adoptó como 0.30 o 30% (Coronel, 2010).

Como ejemplo, tenemos que para el factor de reducción de respuesta sísmica de 4.00, se tiene una desviación estándar (σ_R) de 1.20, como se muestra en la siguiente fórmula:

$$\sigma_R = V_R \times \mu_R$$

(Fórmula.III.3)

$$\sigma_R = 0.30 * 4$$

$$\sigma_R = 1.20$$

c) **Inercia de los elementos estructurales**

Esta última variable a definir depende directamente de las dimensiones (ancho y alto) de los elementos estructurales de la edificación en especial de las vigas y las columnas.

En la ejecución de toda obra el proceso de encofrado además de permitir contener el concreto fresco, le da la forma o el acabado final a las vigas y columnas de la edificación, lo que trae como consecuencia que las dimensiones (ancho y alto) de los elementos estructurales tengan diferencias en magnitudes de milímetros o centímetros, por lo que se produce una variación de la sección transversal a lo largo de los elementos estructurales, así como la fisura y el agrietamiento de los elementos debido al uso. Estos aspectos modifican finalmente la inercia de los elementos estructurales que conforman la edificación, es por ello que la inercia es tomada como una variable aleatoria.

El valor medio de la inercia (μ_I), depende de las dimensiones de la sección transversal del elemento estructural, por lo que en un modelo existirán tantos valores

medios de inercias como tipo de secciones de vigas y columnas. Como se indica en la fórmula.III.4, para una sección genérica de base (b) y altura o ancho (h):

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

(Fórmula.III.4)

Transformando estas variables discretas a variables aleatorias resulta lo siguiente:

$$\mu I = \frac{\mu b \cdot \mu h^3}{12}$$

(Fórmula.III.5)

Donde:

μI : Valor medio de la inercia.

μb : Valor medio de la dimensión de la base (b).

μh : Valor medio de la dimensión de la altura (h).

La desviación estándar de la inercia de los elementos estructurales (vigas y columnas), se determinó en función del coeficiente de variación las dimensiones, que tienen las vigas y columnas.

El coeficiente de variación de la base (V_b) y el coeficiente de variación de la altura (V_h), será considerado el mismo, denominado coeficiente de variación de las dimensiones (V_d). El coeficiente de variación de las dimensiones (V_d) de los elementos estructurales, columnas es de 0.021 (Mirza y McGregor, 1979).

Para calcular el coeficiente de variación de la inercia, se calculó en primer lugar el valor de la inercia, cuando se le sustrae una desviación estándar (Fórmula.III.7.) y cuando se le adiciona (Fórmula.III.8.), es decir, al valor medio de las variables se disminuye una desviación estándar (μI^-) cuando es por defecto y se

le suma una desviación estándar (μI^+) cuando es por exceso, como se muestra en la Fórmula.III.6.

$$\mu I^- = \frac{\mu b^- * (\mu h^-)^3}{12} \quad \text{(Fórmula.III.6.)}$$

$$\mu I^- = \frac{(\mu b - \sigma b) * (\mu h - \sigma h)^3}{12}$$

$$\mu I^- = \frac{(\mu b - Vb * \mu b) * (\mu h - Vh * \mu h)^3}{12}$$

$$\mu I^- = \frac{\mu b(1-Vb) * \mu h^3(1-Vh)^3}{12}$$

Cambiando las variables de coeficiente de variación de la base (Vb) y de la altura (Vh) por el coeficiente de variación de las dimensiones (Vd) se obtiene para el caso por defecto:

$$\mu I^- = \frac{\mu b * \mu h^3 * (1-Vd)^4}{12} \quad \text{(Fórmula.III.7.)}$$

Para el caso por efecto:

$$\mu I^+ = \frac{\mu b * \mu h^3 * (1+Vd)^4}{12}$$

(Fórmula.III.8.)

Determinados los valores anteriores de la inercia se obtuvieron los valores del coeficiente de variación de la inercia, para ambos casos por defecto (VI^-) y por exceso (VI^+) (Fórmulas III.10 y III.11 respectivamente), mediante el uso de la Fórmula.III.9. donde el coeficiente de variación de la inercia, relaciona el valor medio con la desviación estándar de esta variable para el caso cuando se le sustrajo una desviación estándar.

$$VI^- = \frac{\mu I - \mu I^-}{\mu I}$$

(Fórmula.III.9.)

Sustituyendo las Fórmulas III.5. y III.7 en III.9 resulta:

$$VI^- = \frac{\frac{\mu b * \mu h^3}{12} - \frac{\mu b * \mu h^3 * (1 - Vd)^4}{12}}{\frac{\mu b * \mu h^3}{12}}$$

$$VI^- = \frac{\frac{\mu b * \mu h^3}{12} [1 - (1 - Vd)^4]}{\frac{\mu b * \mu h^3}{12}}$$

$$VI^- = 1 - (1 - Vd)^4$$

(Fórmula.III.10.)

Análogo para el caso por exceso resulta:

$$VI^+ = 1 - (1 + Vd)^4$$

(Fórmula.III.11.)

En las Fórmulas III.10. y III.11. se puede observar que el coeficiente de variación de la inercia de los elementos estructurales, es independiente de las dimensiones absolutas del elemento y sólo depende del coeficiente de variación de las dimensiones, base o altura de estos.

Por lo tanto, al sustituir en las Fórmulas III.10. y III.11., el valor del coeficiente de variación de las dimensiones de la sección (Vd) de 0.021 antes mencionado, se obtiene lo siguiente:

$$VI^- = 1 - (1 - Vd)^4 \rightarrow VI^- = 1 - 0.918 \rightarrow VI^- = +0.082$$

$$VI^+ = 1 - (1 + 0.021)^4 \rightarrow VI^+ = 1 - 1.1087 \rightarrow VI^+ = -0.087$$

En lo anterior se observa que existe una variación de 0.082 a 0.087, entre el valor medio y los valores de la inercia cuando se le adiciona y se le sustrae una desviación estándar, valor que para fines prácticos se redondeó a 0.09, concluyendo que el coeficiente de variación de la inercia de los elementos estructurales (vigas y

columnas) es de 0.09 o 9 por ciento (9%) y es independiente de las dimensiones absolutas de la sección.

La Tabla.III.13. muestra los valores medios, coeficiente de variación y desviación estándar de las variables aleatorias utilizadas como ejemplo, donde el valor de la resistencia a la compresión del concreto es de 250 kg/cm², un factor de reducción de respuesta de 4.00 y dimensiones de columnas de 116x116cm y de vigas de 30x60cm.

Tabla.III. 13.Variables aleatorias y sus parámetros.

Variable aleatoria	Valor medio	Coeficiente de variación	Desviación estándar	Unidad	Tipo de distribución
Módulo de Elasticidad del concreto, (Ec).	238800	15%	35820	Kgf/cm ²	Normal
Factor de reducción de respuesta, (R.)	4	30%	1.20	-	Normal
Inercia C 116x116	15088700	9%	1357983	cm ⁴	Normal
Inercia V 30x60	540000	9%	48600	cm ⁴	Normal

Fuente: Elaboración propia.

3.6.4.b. Número de casos de análisis.

Para determinar el número de casos de análisis, a través del método de los estimadores puntuales se utilizó la Fórmula.III.12., determinándolo en función del número de variables aleatorias a utilizar.

Donde el número de análisis (N) es igual a 2 elevado a la “n”, donde “n” es el número de variables aleatorias.

$$N=2^n$$

(Fórmula.III.12.)

Resultando un total de ocho casos de análisis.

$$N=2^3 = 8 \text{ casos de análisis.}$$

Los diferentes casos de análisis se generan con las combinaciones de todas las variables aleatorias, al aumentarse y disminuirse una desviación estándar al valor medio de esta.

En la Tabla.III.14. se muestran las combinaciones de las variables aleatorias de forma genérica.

Tabla.III. 14. Combinaciones de las variables aleatorias para cada caso de análisis.

N° casos de análisis	Variable aleatoria		
	Ec (Kg/cm2)	R (adimensional)	I (cm4).
1	$\mu_{EC} - \sigma_{EC}$.	$\mu_R - \sigma_R$.	$\mu_I - \sigma_I$.
2	$\mu_{EC} + \sigma_{EC}$.		
3	$\mu_{EC} - \sigma_{EC}$.	$\mu_R + \sigma_R$.	
4	$\mu_{EC} + \sigma_{EC}$.		
5	$\mu_{EC} - \sigma_{EC}$.	$\mu_R - \sigma_R$.	$\mu_I + \sigma_I$.
6	$\mu_{EC} + \sigma_{EC}$.		
7	$\mu_{EC} - \sigma_{EC}$.	$\mu_R + \sigma_R$.	
8	$\mu_{EC} + \sigma_{EC}$.		

Fuente: Elaboración propia.

Como ejemplo, en la Tabla.III.15. se muestran los valores adoptados para cada caso de análisis para un ejemplo cualquiera donde los valores de la resistencia a la

compresión del concreto es de 250 kg/cm² un factor de reducción de respuesta de 4.00 y dimensiones de columnas y vigas de 60x60cm.

Esta se utiliza de la siguiente forma, para el primer caso de análisis el módulo de elasticidad del concreto tendrá un valor de 202980 kg/cm², el factor de reducción de respuesta sísmica será de 4,20 y un valor de inercia de los elementos estructurales de 982800 cm⁴.

Tabla.III. 15.Valores de las variables aleatorias para los diferentes casos de análisis

N° casos de análisis	Variable aleatoria		
	Ec (Kg/cm ²)	R (adimensional)	I (cm ⁴).
1	202980	2,80	982800
2	274620		
3	202980	5,20	
4	274620		
5	202980	2,80	1177200
6	274620		
7	202980	5,20	
8	274620		

Fuente: Elaboración propia.

Cada uno de los ocho (8) casos, se analizó para un mínimo de 18 valores de aceleración horizontal del terreno (A_0), utilizando diferentes escalas. Resultando de la multiplicación del número de casos de análisis por el número mínimo de variaciones de aceleración horizontales que se realizaron, un total de 144 modelos matemáticos mínimos realizados en este trabajo de investigación.

3.6.4.c. Respuesta sísmica.

Luego de realizar los análisis del modelo estudiado, se extrae la respuesta sísmica para cada caso de análisis; donde se adoptaron los desplazamientos en la dirección Y (debido a la simetría de la estructura); en la junta 2-B en nivel 6 (planta techo), siendo ésta la junta de la estructura que se ubica más alejada del centro de rigidez y por ende posee mayor magnitud de desplazamiento, la selección de esta junta se hizo luego de hacer una verificación detallada de cada uno de los elementos con la utilización del programa de análisis estructural ETABS v9.7.3, dando como resultado que la junta 2-B del nivel 6 presenta un mayor desplazamiento que el resto de las juntas en toda la estructura.

3.6.5. Quinta etapa: Cálculo de la probabilidad de fallo.

Para el cálculo de la probabilidad de fallo primero se buscan los desplazamientos elásticos inducidos para cada caso de estudio con su respectiva aceleración horizontal del terreno, luego estos desplazamientos elásticos se transforman a desplazamientos laterales totales y por último se llevan a derivas inelásticas normalizadas; una vez obtenidas las derivas normalizadas se toma el valor máximo o la deriva límite que asocia el estado de daño, de las referencias nacionales e internacionales.

3.6.5.a. Transformación de los desplazamientos a derivas.

En todo diseño de edificaciones se deben garantizar no solo que la estructura resista los efectos de las acciones sísmicas, sino también el control de los desplazamientos laterales máximos que puedan presentarse a lo largo de la vida útil de la estructura, principalmente en los pórticos (X y Y) más alejados del centro de rigidez, los cuales deben estar comprendidos dentro de los valores límites normativos. Dicho control se realiza con el fin de evitar o reducir cualquier daño a los elementos no estructurales (escaleras, juntas, entre otros) y catástrofes humanas, ante fuertes acciones sísmicas.

Debido a que el análisis realizado en esta investigación es un análisis dinámico lineal los desplazamientos (Δ_{ei}) encontrados corresponden a desplazamientos elásticos.

Estos desplazamientos elásticos (Δ_{ei}) obtenidos se relacionan directamente a la resta del desplazamiento de la junta de estudio que se encuentra en el techo (nivel 6) menos el desplazamiento de la misma junta pero ubicado en el nivel 5. A continuación se muestra lo obtenido:

Tabla.III. 16 Registro de las diferencias entre los desplazamientos elásticos en dirección Y, en la junta 2-B''

Δ_{ei} - Dir Y	Ao	0.05	0.10	0.15	0.80	0.85	0.90
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y
N° casos de análisis		cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
caso 1		1.2100	1.5900	2.3900	12.7400	13.5400	14.3400
caso 2		0.6400	1.7300	1.9000	10.1200	10.7500	11.3900
caso 3		0.4300	0.8700	1.3000	6.8900	7.3300	7.7600

caso 4	0.3400	0.6900	1.0200	5.4800	5.8300	6.1600
caso 5	0.7300	1.4700	2.1900	11.7200	12.4400	13.1800
caso 6	0.6100	1.2100	1.8200	9.6900	10.3000	10.9000
caso 7	0.4000	0.7900	1.1900	6.3500	6.7400	7.1400
caso 8	0.3200	0.6600	0.9800	5.2500	5.5800	5.9100

Fuente: Elaboración propia.

Para transformar los desplazamientos elásticos a inelásticos se procede según el capítulo 10 de la norma 1756-2001, el cual contempla que el desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calculará como:

$$\Delta_i = 0,8.R.\Delta_{ei}$$

(Fórmula.III.13.)

Donde:

Δ_i : Desplazamiento lateral inelástico del nivel i . Fórmula 10.1 de la norma 1756 (COVENIN, 2001).

R: Factor de reducción de la respuesta sísmica, especificado en el Artículo 6.4 de la norma COVENIN 1756-2001, incluidas las modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1.

Δ_{ei} : Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

Aplicando lo expuesto anteriormente, los desplazamientos laterales obtenidos fueron los siguientes:

Tabla.III. 17.Registro de los desplazamientos laterales totales en dirección Y, en la junta

2-B''

Δ_i - Dir Y	Ao	0.05	0.10	0.15	0.80	0.85	0.90
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y

N° casos de análisis	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
caso 1	2.7104	3.5616	5.3536	28.5376	30.3296	32.1216
caso 2	1.4336	3.8752	4.2560	22.6688	24.0800	25.5136
caso 3	1.7888	3.6192	5.4080	28.6624	30.4928	32.2816
caso 4	1.4144	2.8704	4.2432	22.7968	24.2528	25.6256
caso 5	1.6352	3.2928	4.9056	26.2528	27.8656	29.5232
caso 6	1.3664	2.7104	4.0768	21.7056	23.0720	24.4160
caso 7	1.6640	3.2864	4.9504	26.4160	28.0384	29.7024
caso 8	1.3312	2.7456	4.0768	21.8400	23.2128	24.5856

Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculados los valores de los desplazamientos laterales de cada caso de estudio, se debe determinar la deriva (δ_i) la cual no es más que la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

(Fórmula.III.14.)

En cada línea resistente (pórticos) o en la junta más alejada del centro de rigidez, se debe verificar que el cociente $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$ de todos los niveles i de la edificación, no excedan los valores límites de la tabla 10.1 de la norma COVENIN 1756-2001, presentada a continuación:

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$$

(Fórmula.III.15.)

Donde:

$(h_i - h_{i-1})$ = Separación entrepisos o niveles consecutivos.

Tabla.III. 18.Registro de las derivas normalizadas en Y, en la junta 2-B.

$\delta_{in(0/00)}$ - Dir Y	Ao	0.05	0.10	0.15	0.80	0.85	0.90
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y
N° casos de análisis		cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
caso 1		6.0908	8.0036	12.0306	64.1294	68.1564	72.1834
caso 2		3.2216	8.7083	9.5640	50.9411	54.1124	57.3339
caso 3		4.0198	8.1330	12.1528	64.4099	68.5231	72.5429
caso 4		3.1784	6.4503	9.5353	51.2288	54.5007	57.5856
caso 5		3.6746	7.3996	11.0238	58.9951	62.6193	66.3443
caso 6		3.0706	6.0908	9.1613	48.7766	51.8472	54.8674
caso 7		3.7393	7.3852	11.1245	59.3618	63.0076	66.7470
caso 8		2.9915	6.1699	9.1613	49.0787	52.1636	55.2485

$$\delta_i - \text{Direc Y} = \Delta i * 1000 / (h_i - h_{i-1})$$

Fuente: Elaboración propia.

3.6.5.b. Variables límites asociadas a los niveles de falla.

3.6.5.b.1.

variables límites asociados por COVENIN 2001.

Se utilizaron los valores límites de derivas asociados a cada estado de daño de la tabla 10.1 de la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001), tomando estos valores como referencia nacional.

Tabla.III. 19.Valores de derivas por COVENIN 1756-2001

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Edificaciones		
	Grupo A	Grupo B	Grupo C
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.	0,012	0,015	0,018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.	0,016	0,020	0,024

Fuente: COVENIN 1756-2001

3.6.5.b.2. Variables límites asociados por HAZUS.

Para el caso de los valores como referencia internacional, se utilizaron los presentados por el programa HAZUS. Para saber que valores límites usar se le precisaron a la estructura ciertos parámetros como: el tipo de pórtico (C1L, C1M o C1H), nivel de diseño (Según su importancia si es edificación típica o esencial), aceleración horizontal del terreno para conseguir la zona sísmica según UBC y año de diseño. Los valores para este caso se presentan en la Tabla.III.20.

Tabla.III. 20.Valores de derivas para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo C1M

Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0027	0.0033	0.0033	0.0033
Moderado	0.0043	0.0053	0.0058	0.0067
Extensivo	0.0107	0.0133	0.0156	0.0200
Completo	0.0267	0.0333	0.0400	0.0533

Fuente: Roberto Aguiar y Carlos Bobadilla (2006).

3.6.5.c. Cálculo de la probabilidad de fallo.

Con los valores de deriva normalizada, obtenidas de los casos de análisis para cada aceleración horizontal de terreno junto con los límites de las derivas asociado a cada estado de daño anteriormente descrito, se forma la función de fallo (Fórmula.III.16.).

$$fi = D[G_{(x)}, L] = G_{(x)} - L \quad \text{(Fórmula.III.16)}$$

Empleando los ocho valores obtenidos de la función de fallo (fi), para una aceleración horizontal del terreno y determinando el factor de ponderación (Pj), definido como el inverso del número de casos de análisis, establecido por el método

de los estimadores puntuales (Gómez y Alarcón, 1992), se calcula el valor medio de la función de fallo (Fórmula.II.3) y la desviación estándar de la misma (Fórmula.II.5).

$$\mu_f = \sum_{i=1}^n P_j * f_i$$

(Fórmula.II.3)

$$E[F^2] = \sum_{i=1}^n P_j * f_i^2$$

(Fórmula.II.4)

$$\sigma_f = \sqrt{E[F^2] - \mu_f^2} \quad \text{(Fórmula II.5)}$$

Junto con el valor medio y la desviación estándar de la función de fallo se determinó el índice de confiabilidad (β) (Fórmula.II.6).

$$\beta = \frac{\mu_f}{\sigma_f} \quad \text{(Fórmula.II.6)}$$

Posteriormente, se evalúa confiabilidad ($\Phi(\beta)$), a través el índice de confiabilidad antes calculado, mediante distribución normal estándar, probabilidad que se determina a través del Anexo B, este valor adopta el valor cero como valor mínimo y como máximo es la unidad.

Finalmente la probabilidad de fallo (P_f), sería la unidad menos la confiabilidad, por ser la probabilidad de no fallo. (Fórmula.III.17).

$$P_f = 1 - \Phi(\beta)$$

(Fórmula.III.17)

En resumen, para cada aceleración horizontal del terreno en la dirección de estudio (eje Y), se tienen ocho (8) casos de análisis, por ende el mismo número de máximas derivas normalizadas, generando una probabilidad de falla, asociada al límite del estado de daño permitido.

El formato elaborado para realizar y determinar la probabilidad de fallo (Pf) por el método de los estimadores puntuales para cada aceleración horizontal del terreno (Ao), se presenta en la Tabla.III.21. así como también una descripción de cada una de las variables calculadas en la tabla, según un orden de cálculo, presentado en 17 pasos

Tabla.III. 21.Formato de tabla para determinar la probabilidad de fallo, método de los estimadores puntuales de una aceleración horizontal de terreno.

Paso	Descripción	Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = Aoi							
			1	2	3	4	5	6	7	8
1	Deriva normalizada (δ_{in})	δ_{in}	a	b	c	d	e	f	g	h
2	Valor medio de ($\mu\delta_{in}$)	$\mu\delta_{in}$	$(a + b + c + d + e + f + g + h) / 8$							
3	Desviación estándar de ($\sigma\delta_{in}$)	$\sigma\delta_{in}$	Desviación estándar de (a, b, c, d, e, f, g, h)							
4	Coefficiente de variación de ($\sigma\delta_{in}$)	$V\delta_{in}$	$\sigma\delta_{in} / \mu\delta_{in}$				$(\sigma\delta_{in} / \mu\delta_{in}) * 1000$			
5	Valor límite de deriva	$\delta_{in} \max$	V. L (Tabla.III.19. COVENIN 1753-03)							
6	Factor de ponderación	P_j	0,125							
7	Función de fallo (f)	f_i	a - VL	b - VL	c - VL	d - VL	e - VL	f - VL	g - VL	h - VL
8	Función de fallo al cuadrado	f_i^2								
9	Distribución de probabilidad simétrica por función de fallo	$P_j * f_i$								
10	Distribución de probabilidad simétrica por función de fallo al cuadrado	$P_j * f_i^2$								
11	Valor medio de "f"	μ_f	Formula II.3							
12	Desviación estándar de "f"	σ_f	Formula II.5							

13	Coeficiente de variación de "f"	Vf	σ_f / μ_f
14	Índice de confiabilidad (β)	β	Formula II.6
15	Probabilidad de ocurrencia de " β "	$\Phi(\beta)$	Anexo B
16	Probabilidad de fallo	Pf	Formula III.17
17	Probabilidad de fallo (%)	Pf (%)	

Fuente: Elaboración propia.

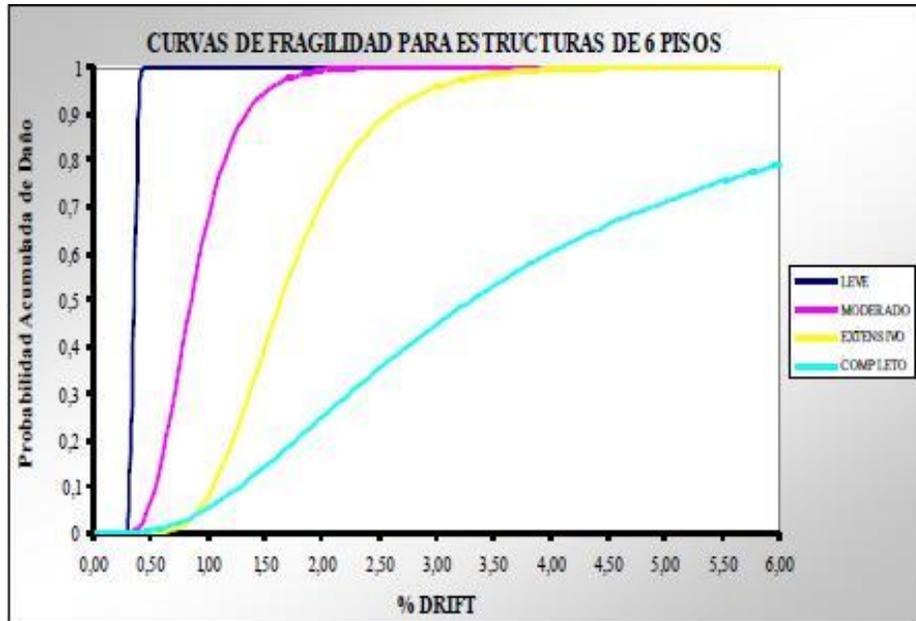
3.6.6. **Sexta etapa:** Obtención de las curvas de fragilidad.

Una curva de fragilidad indica cuan probable es que una estructura sufra un determinado porcentaje de daño en función de un desplazamiento conocido o de una deriva dada; es decir es una medida de vulnerabilidad en función de las probabilidades.

En esta etapa se generaron las curvas de fragilidad sísmica para cada estado de daño utilizando los valores discretos de probabilidad de fallo asociados a cada aceleración (A_0), luego se realizó un ajuste matemático de los valores a una función de distribución log-normal.

La figura.III.17 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad para un tipo de estructura.

Figura.III. 17.Ejemplo de Curvas de Fragilidad, representadas para cada estado de daño de una estructura de 6 pisos.

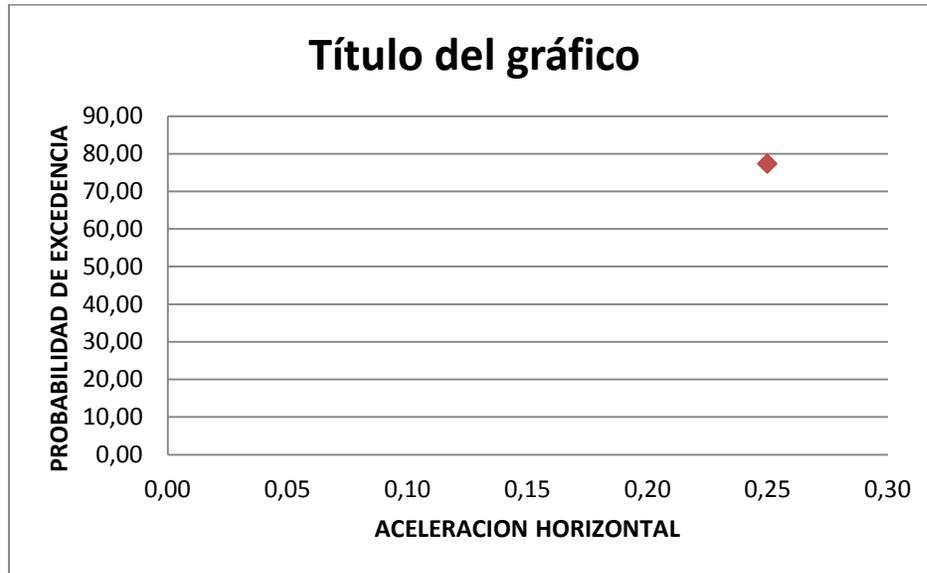


Fuente: Bobadilla (2005)

3.6.6.a. Generación de la curva de fragilidad sísmica.

Como se observa en la figura.III.18. cada probabilidad de fallo obtenido anteriormente representa un valor único en la curva de fragilidad, debido a que dicho valor está asociado a la aceleración horizontal del terreno (A_0) utilizado para la generación del espectro sísmico.

Figura.III. 18.Representación de un punto de la curva de fragilidad en dirección Y.



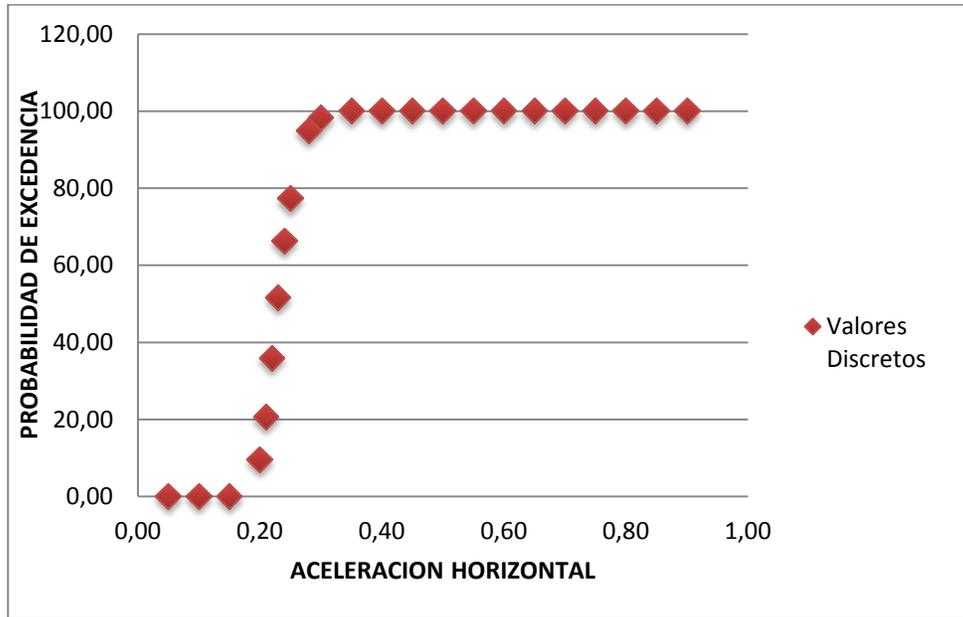
Fuente: Elaboración propia.

Para la construcción de la curva de fragilidad, se varió la aceleración horizontal (A_0) del terreno, sin cambiar ninguno de los otros parámetros del modelo, solo se modificó el espectro de diseño (Tercera Etapa, punto 3.6.3.e), se le asignó dicho espectro a las cargas espectrales (Tercera Etapa, punto 3.6.3.f), para luego determinar las derivas inelásticas y finalmente calcular la probabilidad de fallo (Quinta Etapa, punto 3.6.5.c.)

Este proceso se llevó a cabo para varias aceleraciones del terreno, con el fin de generar la mayor cantidad de puntos de estudio que asemejen con mayor exactitud la representación de la curva de fragilidad sísmica de ese modelo para el estado de límite asociado.

En las Figura.III.19, se muestra el conjunto de puntos que se obtuvieron, los cuales dan forma a la curva de fragilidad del eje de estudio seleccionado.

Figura.III. 19.Representación discreta de la curva de fragilidad, dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.6.b. Ajuste de la curva de fragilidad sísmica.

La curva de fragilidad sísmica obtenida, se generó con la unión de los puntos obtenidos de cada aceleración horizontal del terreno analizada, sin embargo, se ajustó a una función de distribución de probabilidades de tipo log-normal, definida por la Fórmula.III.18.

$$P \left[D \geq \frac{D_i}{A_o} \right] = \Phi \left[\frac{1}{\sigma_{Aoi}} \ln \left(\frac{A_o}{A_{oi}} \right) \right]$$

(Fórmula.III.18)

Donde:

$P \left[D \geq \frac{D_i}{A_o} \right]$ = Probabilidad de que el estado de daño (D) de la estructura alcance o supere el estado de daño discreto D_i , condicionado a un valor de aceleración horizontal del terreno (A_o).

$\Phi [.]$ = Función de distribución normal estándar acumulada.

σ_{Aoi} = Desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración horizontal del terreno para el estado de daño (Di; i =0 a 4).

$\overline{A_{ol}}$ = Valor medio de la aceleración horizontal del terreno asociado al estado de daño Di.

El valor de aceleración del terreno medio asociado al estado de daño (Di), (σ_{Aoi}), se determinó por ajuste lineal, con los puntos discretos más cercanos por exceso y por defecto a la probabilidad de fallo de un cincuenta por ciento (50%), como se muestra en la Fórmula.III.19.

$$\overline{A_{ol}} = \left(\frac{A_{o^+} - A_{o^-}}{P_{f^+} - P_{f^-}} \right) * (0.50 - P_{f^-}) + A_{o^-} \quad \text{(Fórmula.III.19)}$$

Donde:

$\overline{A_{ol}}$ = Valor medio de la aceleración horizontal del terreno asociado al estado de daño Di.

$A_{o^{+o-}}$ = Valor discreto de la aceleración horizontal del terreno, positivo cuando es por exceso y negativo cuando es por defecto.

$P_{f^{+o-}}$ = Valor discreto de la probabilidad de fallo, positivo cuando es por exceso y negativo cuando es por defecto.

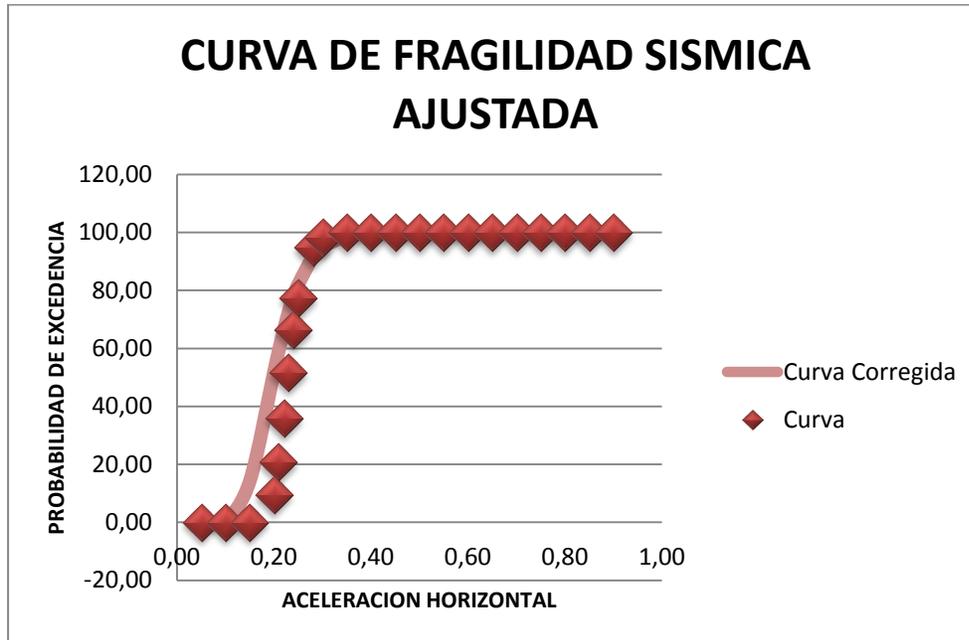
La desviación estándar se determinó por ajuste de la Fórmula.III.18, donde se modificó dicho valor, hasta que la diferencia entre los valores discretos y la curva obtenida por función de distribución de probabilidades de tipo log-normal fuese la mínima.

En la Figura.III.20. Se muestra la tabla con que se realizó la corrección de la curva y de igual manera la gráfica que se utilizó.

Figura.III. 20.Formato de la tabla y curva, con la finalidad de ajustar la curva de fragilidad obtenida por los datos discretos y por la función de distribución de probabilidades log-normal.

Porcentajes Originales				Porcentajes Corregidos			
Aoi (g)	Calculado			Aol	σ_{Ao}	De la Funcion	
	β	$\Phi(\beta)$	$1 - \Phi(\beta)$			Z	$\Phi(Z)$
0.05	-12.91	1.00	0.00	0.1974	0.256	-5.37	0.00
0.10	-9.55	1.00	0.00			-2.66	0.39
0.15	-4.69	1.00	0.00			-1.07	14.23
0.20	-1.31	0.90	0.10			0.05	51.99
0.21	-0.82	0.79	0.21			0.24	59.48
0.22	-0.36	0.64	0.36			0.42	66.28
0.23	0.04	0.52	0.52			0.60	72.57
0.24	0.42	0.66	0.66			0.77	77.94
0.25	0.75	0.77	0.77			0.92	82.12
0.28	1.64	0.95	0.95			1.37	91.47
0.30	2.12	0.98	0.98			1.64	94.95
0.35	3.13	1.00	1.00			2.24	98.75
0.40	3.87	1.00	1.00			2.76	99.71
0.45	4.44	1.00	1.00			3.22	100.00
0.50	4.50	1.00	1.00			3.64	100.00
0.55	5.26	1.00	1.00			4.01	100.00
0.60	5.58	1.00	1.00			4.35	100.00
0.65	5.87	1.00	1.00			4.66	100.00
0.70	5.65	1.00	1.00			4.95	100.00
0.75	6.28	1.00	1.00			5.22	100.00
0.80	6.45	1.00	1.00	5.47	100.00		
0.85	6.61	1.00	1.00	5.71	100.00		
0.90	6.73	1.00	1.00	5.94	100.00		

$$Z = \frac{1}{\sigma_{Aoi}} \ln\left(\frac{Aoi}{Aol}\right)$$



Fuente: Elaboración propia.

Para el modelo estudiado solo se obtuvieron las curva de fragilidad para la dirección Y debido a que por la configuración del modelo el eje o dirección X tenían los mismos desplazamientos.

3.6.7. **Séptima etapa:** Comparación de la curva obtenida con trabajos similares.

En esta etapa se busca hacer la comparación de la curva de fragilidad obtenida con los trabajos nacionales e internacionales, con la finalidad de visualizar las diferencias y similitudes entre ellos. En Venezuela existe un límite de comparación entre trabajos referentes a edificaciones, donde la máxima comparación que se puede implementar es para edificaciones de 4 pisos; en vista de lo anterior dicho esta investigación solo se comparará con trabajos internacionales.

Se compararon los resultados obtenidos usando los valores de las derivas límites de la norma 1756 (COVENIN, 2001), con las obtenidas utilizando los valores de las derivas presentadas en el programa HAZUS (FEMA-NIBS, 2009) ya que este está asociado directamente a los estados de daño leve, moderado, severo y completo.

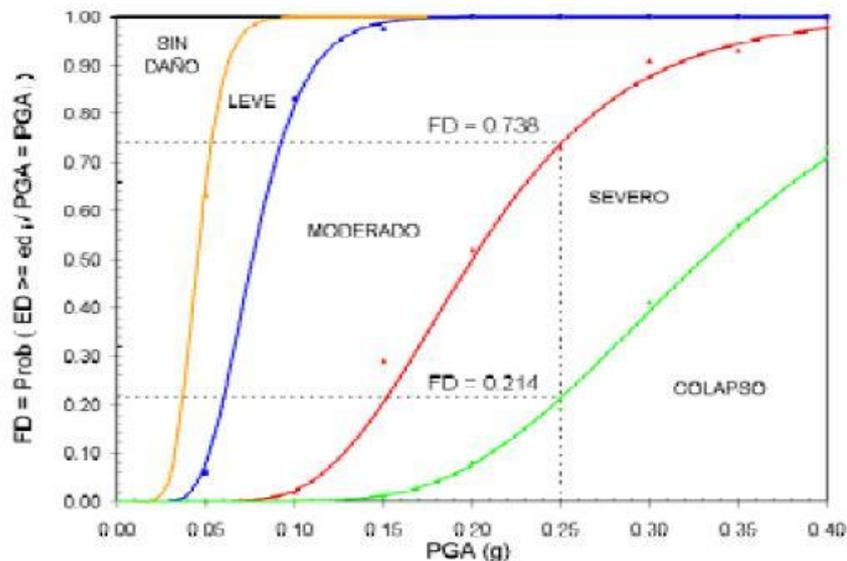
3.6.8. Octava etapa: Aplicación de las curvas de fragilidad para la evaluación de daños y niveles de riesgo.

Para definir los daños y niveles de riesgo sísmico se utilizaron las curvas de fragilidad obtenidas por las derivas límites indicadas por el programa HAZUS (FEMA-NIBS, 2009), debido a que este cuenta con los estados de daños definidos.

3.6.8.a. Evaluación del daño sísmico.

Existen fuertes variaciones en el daño que sufren edificaciones del mismo tipo estructural, en la misma ubicación geográfica y sobre el mismo tipo de suelo. Por esta razón la relación daño-intensidad sólo puede ser representada en términos de probabilidades.

Figura.III. 21. Ejemplo de probabilidad de ocurrencia por estado de daño para un edificio de 5 niveles.



Fuente: Bonett Diaz (2003).

Es necesario tener en cuenta que los puntos que se muestran en los gráficos de las curvas de fragilidad (como el ejemplo de la Figura.III.21.) corresponden a las probabilidades de alcanzar o exceder un estado de daño; por lo tanto, para calcular las probabilidades de ocurrencia es necesario aplicar la siguiente ecuación:

$$P(ED=ED_i/A_o) = P(ED \geq ED_i) - P(ED \geq ED_{i+1}) \quad (\text{Fórmula.III.20.})$$

Para ilustrar lo anterior, como ejemplo se calcula la probabilidad de que el daño en un edificio de 5 niveles sea severo para una aceleración máxima del terreno igual a 0.25 g.

Para ello, se determinan las probabilidades de excedencia del daño severo y el colapso para una $A_o = 0.25g$. (Como se observa en la figura.III.21.)

Así, la probabilidad de ocurrencia del daño severo se obtiene a partir de la fórmula.III.20., esto es:

$$P(ED = Severo/A_o = 0.25g) = P(ED \geq Severo) - P(ED \geq Colapso)$$

$$P(ED = Severo/A_o = 0.25g) = 0.738 - 0.214 = 0.524 = 52.4\%$$

Para el ejemplo se determinó que la probabilidad de ocurrencia para un daño severo es del 52.4%, así de igual forma se obtienen los valores para cada estado de daño. La sumatoria de todas las probabilidades de ocurrencia de cada uno de los estados de daño suma la unidad o cien por ciento, en el caso que se esté reflejando con valores porcentuales.

La tabla donde se muestran los valores de probabilidad de ocurrencia por estado de daño, para un valor de aceleración horizontal del terreno (A_o) se denomina vector de daño.

En la tabla.III.22. se aprecia el vector de probabilidad de daño, para el ejemplo de la de la figura.III.21. donde se utilizó una A_o de 0.25g.

Tabla.III. 22.Vector de probabilidad de daño.

Aceleración horizontal del terreno (A _o) (g)	Estado de daño asociado				
	Ninguno	Leve	Moderado	Severo	Completo
0.25	0.0%	.0.0%	26.2%	52.4%	21.4%

Fuente: Elaboración propia.

El daño sísmico o daño medio (D_m) permite representar un daño discreto respecto al modelo estudiado de edificación, definiendo los rangos de valores asociados a cada nivel de daño, este se estima mediante la fórmula.III.21, donde se realiza una ponderación de las probabilidades de ocurrencia para cada estado de daño (P_i) con los factores de daño (D_i) que están relacionados con los costos de reposición estos se encuentran indicados en la tabla.III.23.

$$D_m = \sum_{i=0}^4 P_i * D_i \quad (\text{Fórmula.III.21})$$

Tabla.III. 23.Vector de probabilidad de daño.

I	Estado de daño asociado	D _i (%)	D _m (%)	Nivel de riesgo	I _r (%)
0	Sin daño	0	< 2,5	Muy bajo	< 2,5
1	Ligero	5	2,5 - 12,5	Bajo	2,5 - 12,5
2	Moderado	20	12,5 - 30,0	Moderado	12,5 - 30,0
3	Severo	65	30,0 - 75,0	Alto	30,0 - 75,0
4	Completo	100	> 75,0	Muy alto	> 75,0

Fuente: Romme Rojas (2010).

La tabla.III.24. indica la estimación de daño medio para el ejemplo mostrado en la figura.III.21., donde la probabilidad de ocurrencia es la tabla.III.22 y los factores de daño corresponden a la tabla.III.23.

Tabla.III. 24.Tabla para estimar el daño medio para una aceleración horizontal.

i	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (Pi)	Di (%)	Pi * Di
0	Sin daño	0	0	0
1	Ligero	0	5	0
2	Moderado	26.2	20	5.24
3	Severo	52.4	65	34.06
4	Completo	21.4	100	21.4
Daño Medio (Dm)			Σ	60.7

Fuente: Elaboración propia.

3.6.8.b. Evaluación del nivel de riesgo.

Los niveles de riesgo sísmico, permiten representar de forma discreta el grado de daño o pérdidas esperado ante la ocurrencia de un evento sísmico. En este trabajo los niveles de riesgos se asocian a los índices de riesgos (Ir), como se muestran en la tabla.III.23.

Para determinar el índice Ir, se calculan primero las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño para un determinado valor de aceleración horizontal del terreno, como se mostro en la tabla.III.22.

El valor de la aceleración horizontal de terreno para el cálculo del nivel de riesgo dependerá de la zona donde se encuentre ubicada la institución o edificación, en función del mapa de zonificación de la norma 1756 (COVENIN, 2001), el cual posee una probabilidad de ocurrencia de un 10% en un periodo de 50 años o un periodo de retorno de (T) de 475 años.

Luego, se realiza la sumatoria de la ponderación de las probabilidades de ocurrencia con sus respectivos factores de daño, como se muestra en la fórmula.III.22.

$$I_r = \sum_{i=0}^4 P_i * D_i \quad (\text{Fórmula.III.22})$$

Para este Trabajo Especial de Grado, se utilizó una aceleración horizontal del terreno de 0.30g correspondiente a la zona sísmica 5 de la norma 1756 (COVENIN, 2001), valor a partir del cual se determinaron las probabilidades de ocurrencia y posteriormente, el nivel de riesgo el modelo estudiado.

3.6.9. Novena etapa: Determinación de la matriz probable de daño a través de las curvas de fragilidad.

En esta etapa se determino la matriz probable de daño que no es más que la probabilidad de ocurrencia por estado de daño para distintos valores de aceleración horizontal del terreno (A_0).

En la tabla.III.25 se muestra la matriz de probabilidad de daño del ejemplo de la figura.III.21.

Tabla.III. 25.Ejemplo de matriz de probabilidad de daño del caso del edificio de 5 niveles.

		Valores de Probabilidad de daño (%)			
		Estado de Daño			
A(g)	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso
0.05	0.37	0.57	0.06	0.0	0.0
0.10	0.0	0.17	0.81	0.02	0.0
0.15	0.0	0.03	0.68	0.28	0.01
0.20	0.0	0.0	0.48	0.44	0.08
0.25	0.0	0.0	0.27	0.52	0.21
0.30	0.0	0.0	0.09	0.50	0.41
0.35	0.0	0.0	0.07	0.36	0.57
0.40	0.0	0.0	0.02	0.25	0.73

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IV

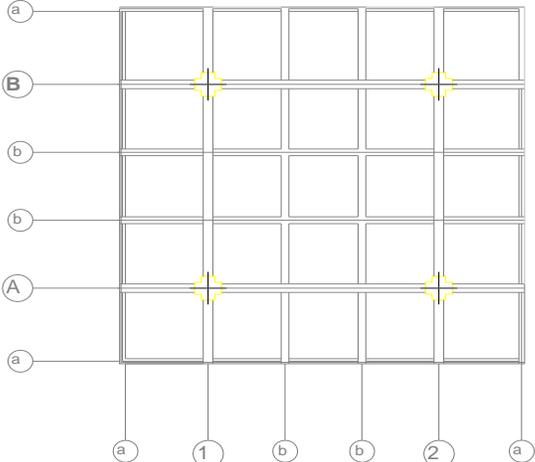
ANALISIS DE RESULTADOS.

Conforme a la evaluación realizada a la estructura del Módulo del Edificio de Aulas de la Facultad de Ciencias Económicas y Sociales (FACES) de la ciudad de Valencia y tomando como referencia lo establecido en la Norma COVENIN 1756-1 2001 Edificaciones Sismorresistentes, se obtuvieron las curvas de fragilidad y la matriz de daño asociado a la estructura a través del software estructural usado. A continuación se presentan los resultados obtenidos que responden a los objetivos planteados en la investigación.

En la Figura.IV.1 se muestra la recolección de la información necesaria para la verificación de las condiciones en que se encuentra el edificio de la Facultad de Ciencias Económicas y Sociales (FACES) obtenida por el trabajo de Jesús A.

González H y José F. Mur (2009), esta es presentada en la planilla que corresponde al PROYECTO UCV - FUNVISIS - FEDE - FONACIT N° 2005000188.

Figura.IV. 1.Planilla de Inspección Ocular del Convenio IMME-FUNVISIS-FEDE.

PROYECTO UCV - FUNVISIS - FEDE - FONACIT N° 2005000188										1.- No.	1																
INSPECCIÓN OCULAR										2.- FECHA	17/06/2009																
3.- NOMBRE DEL PLANTEL (O PLANTELE):										Facultad de Ciencias Económicas y Sociales de la Universidad de Carabobo (FACES)																	
4.- CODIGO DEA:			---		5.- DIRECCIÓN:			Campus Bárbula, Av. Salvador Allende Edif. Anexo FACES, PB.																			
6.- CIUDAD:			Valencia		7.- MUNICIPIO:		Naguanagua		8.- EDO:		Carabobo																
9.- PERSONA ENTREVISTADA:			Ing. José Peña		10.- CARGO:		Jefe de Mantenimiento		11.- TELEFONO:		(0241) 8670592																
12.- AÑO DE PROYECTO:			1967		13.- AÑO DE CONSTRUCCIÓN:		1968 - 1973		14.- NRO. DE EDIF:		1																
15.- EDIFICIO No.:			-		16.- NUM. DE PISOS:		5 Entrepisos + Techo		17.- GPS No.:		---																
18.- COORD. CART:			---		19.- NORTE:		---		19.- OESTE:		---																
20.- INSPECTOR:												Br. Jesús Gonzalez y Br. José Mur															
21.- CROQUIS 																											
22.- MODALIDAD		23.- MATRÍCULA				24.- ZONA SISMICA					25.- FORMA DE LA PLANTA				26.- JUNTAS												
Aulas		< 500 500 - 1000 > 1000				0 1 2 3 4 5 6 7					H L U T ■ □				SI NO												
27.- TIPO DE ESTRUCTURA														28.- SISTEMA CONSTRUCTIVO TIPIFICADO													
PC	C25	CIN	PC30	MC	PA	PAI	PAA	MM	MIX	PRE	OTRO	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11	T12	T13			
DETALLES DE LA ESTRUCTURA																											
29.- SISTEMA RESISTENTE A SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES (A = DIRECCIÓN CORTA B = DIRECCIÓN LARGA)										SI		NO		42.- CONSTRUIDO EN LADERA				No									
30.- DIMENSIONES TÍPICAS DE ELEMENTOS (cm)										COLUMNAS		1,6 1,6		43.- CERCANÍA A TALUD				No									
										VIGAS		0,3 0,6		44.- CONCENTRACIÓN DE MASA EN PISOS SUPERIORES				No									
										MUROS				45.- TABIQUERÍA EMPLEADA				BLOQUE CONCRETO									
31.- NÚMERO DE VANOS										5		5		BLOQUE ARCILLA													
32.- LUCES DE VANOS TÍPICAS (cm)										400		400		LADRILLO													
33.- ALTURA DE ENTREPISO TÍPICA (cm)										445		445		FRISADA													
34.- PRESENCIA DE VOLADOS (dimensión típica en cm)										SI		SI		OTRO (ESPECIFIQUE):													
35.- PRESENCIA DE ENTRANTES (dimensión típica en cm)										No		No		INDICADORES DE DETERIORO DE LA ESTRUCTURA													
36.- PRESENCIA DE SALIENTES (dimensión típica en cm)										No		No		46.- AGRIETAMIENTO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES				No									
37.- ENTREPISO BLANDO										No		No		47.- AGRIETAMIENTO EN TABIQUERÍA				No									
38.- DISCONTINUIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS										No		No		48.- ACERO DE REFUERZO EXPUESTO				No									
39.- COLUMNA CORTA										No. DE COLUMNAS EN FACHADA		0 0		49.- CORROSIÓN EN EL ACERO				No									
										No. DE COLUMNAS INTERNAS		0 0		50.- DEFLEXIONES EXCESIVAS				No									
										ALTURAS LIBRES TÍPICAS (cm)		0 0		51.- DETERIORO EN UNIONES				No									
40.- POSIBILIDAD DE GOLPEO ENTRE EDIFICIOS										LOSAS A IGUAL COTA		SI SI		52.- ASENTAMIENTO DE LAS FUNDACIONES				No									
										LOSAS A DIFERENTES COTAS		No No		53.- ESTADO GENERAL DE MANTENIMIENTO				BUENO									
41.- TIPO DE ENTREPISO Y TECHO										LIVIANO				REGULAR													
										PESADO				MALO													
										NERVADA DE CONCRETO				54.- EVIDENCIA DE REPARACIONES				SI									
										TIPO LOSA ACERO				55.- EVIDENCIA DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA				No									
										MACIZA EN DOS DIRECCIONES				56.- OTRO (ESPECIFIQUE):													
57.- COMENTARIOS (USE EL REVERSO DE LA PÁGINA):																											

Fuente: González y Mur (2009).

4.1. Obtención de los parámetros de estudio para la construcción de curvas de fragilidad.

La tabla de los valores de las variables aleatorias para cada caso de análisis del modelo de estudio, es la que se indica en la Tabla.IV.1.

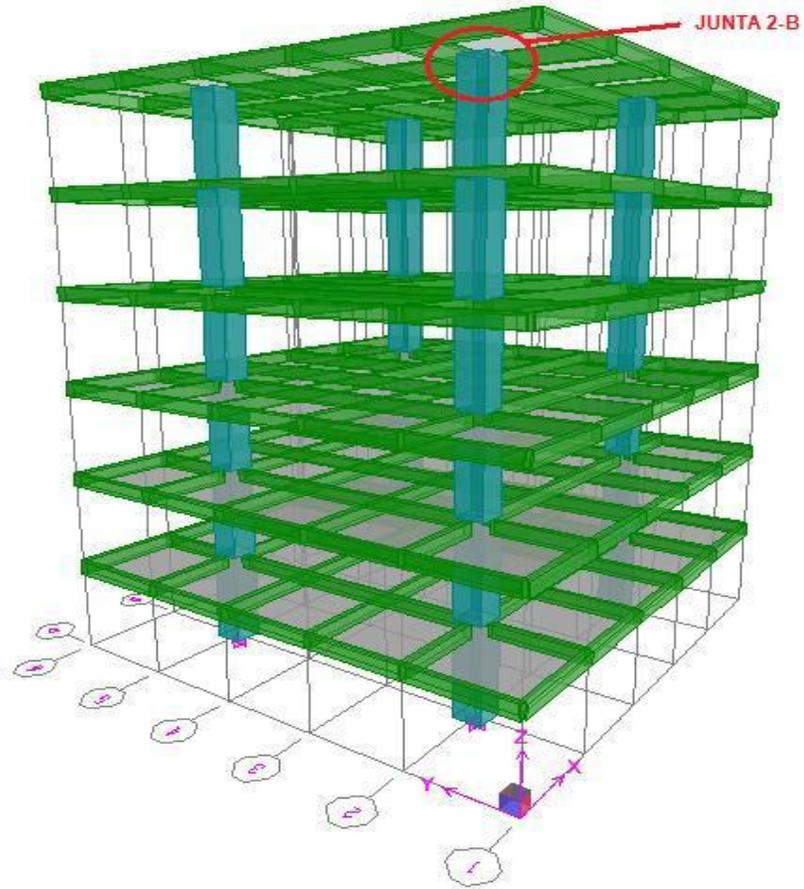
Tabla.IV. 1.Valores de las variables aleatorias para los diferentes casos de análisis.

N° casos de análisis	Variable aleatoria		
	Ec (Kg/cm2)	R (adimensional)	I (cm4).
1	202980	2,80	982800
2	274620		
3	202980	5,20	
4	274620		
5	202980	2,80	1177200
6	274620		
7	202980	5,20	
8	274620		

Fuente: Elaboración propia.

Luego de realizado el modelado en el programa de análisis estructural (ETABS) para los casos de estudios en función de las variables aleatorias para las diferentes aceleraciones horizontales del terreno (A_0), se extrajeron los valores de las derivas del nivel 6 o nivel techo, para la junta de estudio 2-B (Figura.IV.2.), ya que dicha junta es la más alejada del centro de rigidez y es la que presenta mayor desplazamiento. Las derivas se obtuvieron por la metodología explicada en el Capítulo III sección 3.6.5.a., las cuales se muestran en la tabla.IV.2 para la dirección más desfavorable, en este caso por ser el modulo de estudio totalmente simétrico los desplazamientos tanto en X como en Y fueron los mismos, por lo que se decidió trabajar en la dirección Y.

Figura.IV. 2.Vista 3D del modelo tipo.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla.IV. 2.Registro de las derivas normalizadas en Y, en la junta 2-B.

$\delta_{in(0/00)}$ - Dir Y	Ao	0.05	0.10	0.15	0.20	0.21	0.22
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y
N° casos de análisis		cm	cm	cm	cm	m	m
caso 1		6.0908	8.0036	12.0306	16.0575	16.8126	17.6683
caso 2		3.2216	8.7083	9.5640	12.7353	13.3897	13.9937
caso 3		4.0198	8.1330	12.1528	16.0791	16.9204	17.7618
caso 4		3.1784	6.4503	9.5353	12.8072	13.4616	14.0225
caso 5		3.6746	7.3996	11.0238	14.7488	15.5038	16.2085
caso 6		3.0706	6.0908	9.1613	12.1816	12.7856	13.4400

caso 7		3.7393	7.3852	11.1245	14.8638	15.6117	16.3596
caso 8		2.9915	6.1699	9.1613	12.3398	12.9007	13.5551
$\delta_{in(0/00)}$ - Dir Y	Ao	0.23	0.24	0.25	0.30	0.35	0.40
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y
N° casos de análisis		m	m	cm	cm	cm	cm
caso 1		18.4234	19.2288	20.0342	24.0611	28.0881	32.0647
caso 2		14.6481	15.3025	15.9065	19.1281	22.2490	25.4706
caso 3		18.5097	19.3510	20.0989	24.1187	28.1384	32.2517
caso 4		14.7703	15.3312	15.9856	19.1640	22.4360	25.6144
caso 5		16.9636	17.7187	18.4234	22.0980	25.8229	29.4975
caso 6		13.9937	14.6481	15.2521	18.2724	21.3429	24.4135
caso 7		17.1074	17.8553	18.6031	22.1555	25.8948	29.6342
caso 8		14.1160	14.7703	15.3312	18.3227	21.5011	24.5861

$\delta_{in(0/00)}$ - Dir Y	Ao	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y
N° casos de análisis		cm	cm	cm	cm	cm
caso 1		36.0917	40.0683	44.0953	48.1222	52.0989
caso 2		28.6921	29.4975	35.0346	38.2058	41.3771
caso 3		36.2715	40.2912	44.4045	48.4243	52.3506
caso 4		28.8863	32.0647	35.2431	38.5151	41.6000
caso 5		33.1721	36.8467	40.5213	44.2463	47.9209
caso 6		27.4337	30.5043	33.5245	36.5951	39.6656
caso 7		33.3735	37.0193	40.7587	44.4980	48.1438
caso 8		27.5775	30.7560	33.7474	36.8324	39.9173

$\delta_{in(0/00)}$ - Dir Y	Ao	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y
N° casos de análisis		cm	cm	cm	cm	cm
caso 1		56.0755	60.1528	64.1294	68.1564	72.1834
caso 2		44.5483	47.7699	50.9411	54.1124	57.3339
caso 3		56.3703	60.4836	64.4099	68.5231	72.5429
caso 4		41.8804	48.0503	51.2288	54.5007	57.5856

caso 5	51.5452	55.3204	58.9951	62.6193	66.3443
caso 6	42.6858	45.7564	48.7766	51.8472	54.8674
caso 7	51.8831	55.6225	59.3618	63.0076	66.7470
caso 8	42.9088	46.0872	49.0787	52.1636	55.2485

Fuente: Elaboración propia.

Para generar la curva de fragilidad, se diseñó una tabla a fin de calcular la probabilidad de fallo asociada al estado de daño de la deriva límite utilizada (dicha tabla presenta el mismo formato de la tabla.III.21) para los diferentes valores de aceleración horizontal del terreno (A_0), que para esta investigación fueron 22. En la Tabla IV.3 se presenta un ejemplo de cálculo para la dirección de estudio (Y).

Tabla.IV. 3.Cálculo de la probabilidad de fallo para $A_0 = 0.25g$ en dirección Y, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01.

$A_0 0.25$								
Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (A_0) = 0.25							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	20.0342	15.9065	20.0989	15.9856	18.4234	15.2521	18.6031	15.3312
$\mu\delta_{in}$	17.4544							
$\sigma\delta_{in}$	2.0639							
$V\delta_{in}$	0.1182				118.2458			
$\delta_{in \max}$	16.00							
P_j	0.125							
f_i	4.0342	-0.0935	4.0989	-0.0144	2.4234	-0.7479	2.6031	-0.6688
f_i^2	16.2744	0.0087	16.8008	0.0002	5.8727	0.5593	6.7764	0.4472
$P_j * f_i$	0.5043	-0.0117	0.5124	-0.0018	0.3029	-0.0935	0.3254	-0.0836
$P_j * f_i^2$	2.03430	0.00109	2.10010	0.00003	0.73409	0.06991	0.84705	0.05591
μf	1.4544							
σf	1.9306							
$V f$	1.3274							
β	0.75							
$\phi(\beta)$	0.7734							

Pf	0.7734
Pf (%)	77.34

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de las probabilidades de falla para las restantes aceleraciones de terreno se muestran a continuación:

Tabla.IV. 4.Cálculo de la probabilidad de fallo para las diferentes aceleraciones en dirección Y.

Ao	PE (%)
0.05	0.00
0.10	0.00
0.15	0.00
0.20	9.51
0.21	20.61
0.22	35.94
0.23	51.60
0.24	66.28
0.25	77.34
0.28	94.95
0.30	98.30
0.35	100.00
0.40	100.00
0.45	100.00
0.50	100.00
0.55	100.00
0.60	100.00
0.65	100.00
0.70	100.00
0.75	100.00
0.80	100.00
0.85	100.00

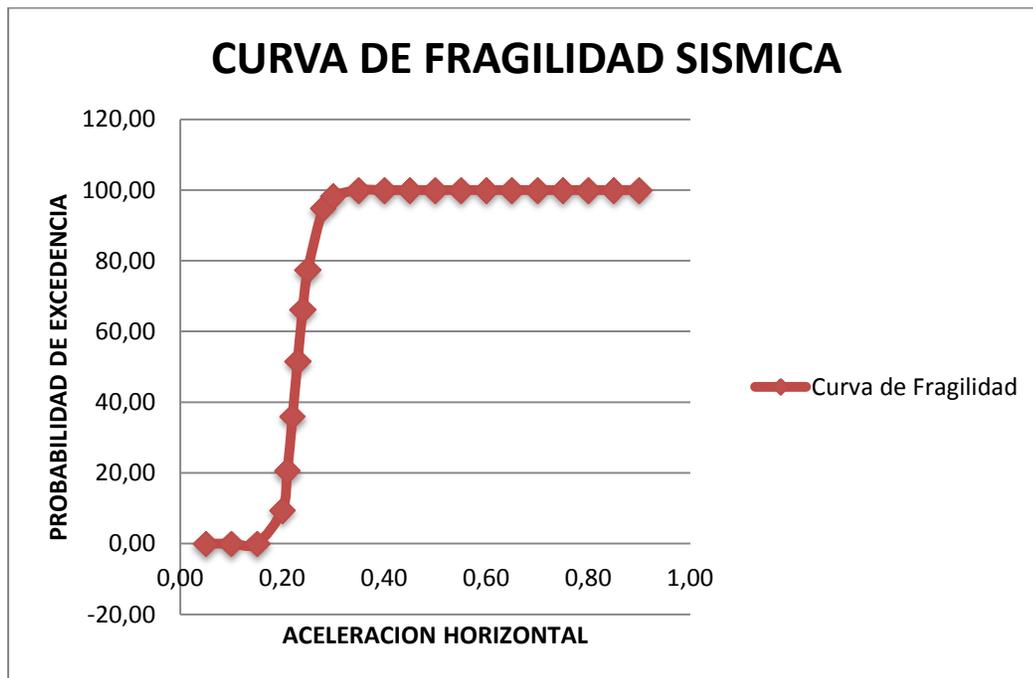
0.90	100.00
------	--------

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Elaboración de la curva de fragilidad aproximada del edificio en estudio para luego ser comparada con trabajos similares.

Con los valores de las probabilidades de fallo para las diferentes aceleraciones de terreno (A_o) presentas en la tabla.IV.4 se genera la curva de fragilidad con la unión de los puntos discretos, como se muestra en las Figuras.IV.3.

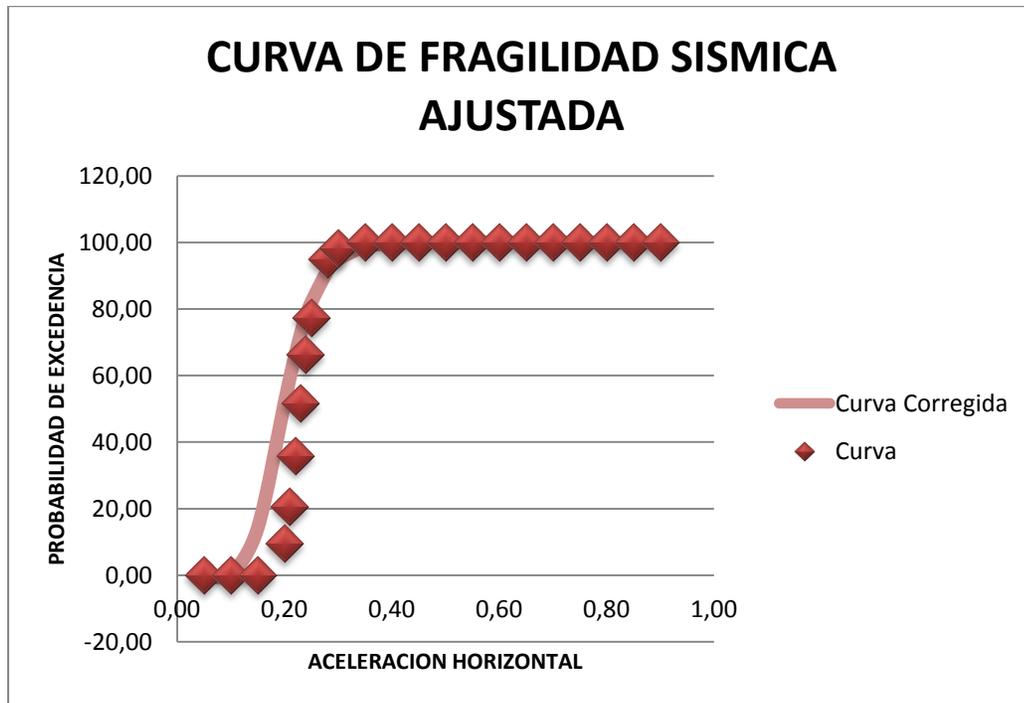
Figura.IV. 3.Curva de fragilidad obtenida con valores discretos para el eje Y.



Fuente: Elaboración propia.

Una vez realizado el ajuste a una función de distribución log-normal se observan las diferencias entre la curva de fragilidad obtenida con los valores discretos y la curva ajustada. (Ver Figura.IV.4)

Figura.IV. 4.Comparación de curva de fragilidad obtenida con valores discretos y con el ajuste Log-normal, para el eje Y.



Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros para definir la curva de fragilidad con el ajuste de una función de distribución log-normal se encuentran resumidos en la tabla.IV.5; dichos parámetros fueron determinados como se indicó en el Capítulo III sección 3.6.6.b;

para el modelo estudiado, con un límite de deriva de la norma 1756 (COVENIN, 2001).

Tabla.IV. 5. Parámetros de la curva de fragilidad ajustada, para la dirección eje Y.

Descripción	Modelo
Código	2001-6N-GA-CM
A_{O_i}	0.1974
σ_{A_0}	0.2556

Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenida la curva de fragilidad sísmicas se procede a hacer la comparación con las curvas generadas por HAZUS (FEMA-NIBS, 2009), esto fue efectuado en función de la aceleración media del terreno, asociadas a los valores de derivas máximas indicados para cada estado de daño de HAZUS, (Leve, Moderado, Severo, Completo).

Para definir qué valores de derivas máximas usar según HAZUS se determinaron características de la estructuras como las señaladas en el Capítulo II tablas II.5, II.6, II.7 y II.9, obteniendo de ello un nivel de diseño Moderate - Code para un edificio esencial C1M. Dichos valores están señalados en el Capítulo III tabla.III.20. Para este caso se presentan en la TablaIV.6. siendo la misma presentada en el marco metodológico.

Tabla.IV. 6. Valores de las derivas para cada estado de daño HAZUS, edificios tipo C1M.

Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0027	0.0033	0.0033	0.0033
Moderado	0.0043	0.0053	0.0058	0.0067
Extensivo	0.0107	0.0133	0.0156	0.0200
Completo	0.0267	0.0333	0.0400	0.0533

Fuente: Roberto Aguiar y Carlos Bobadilla (2006).

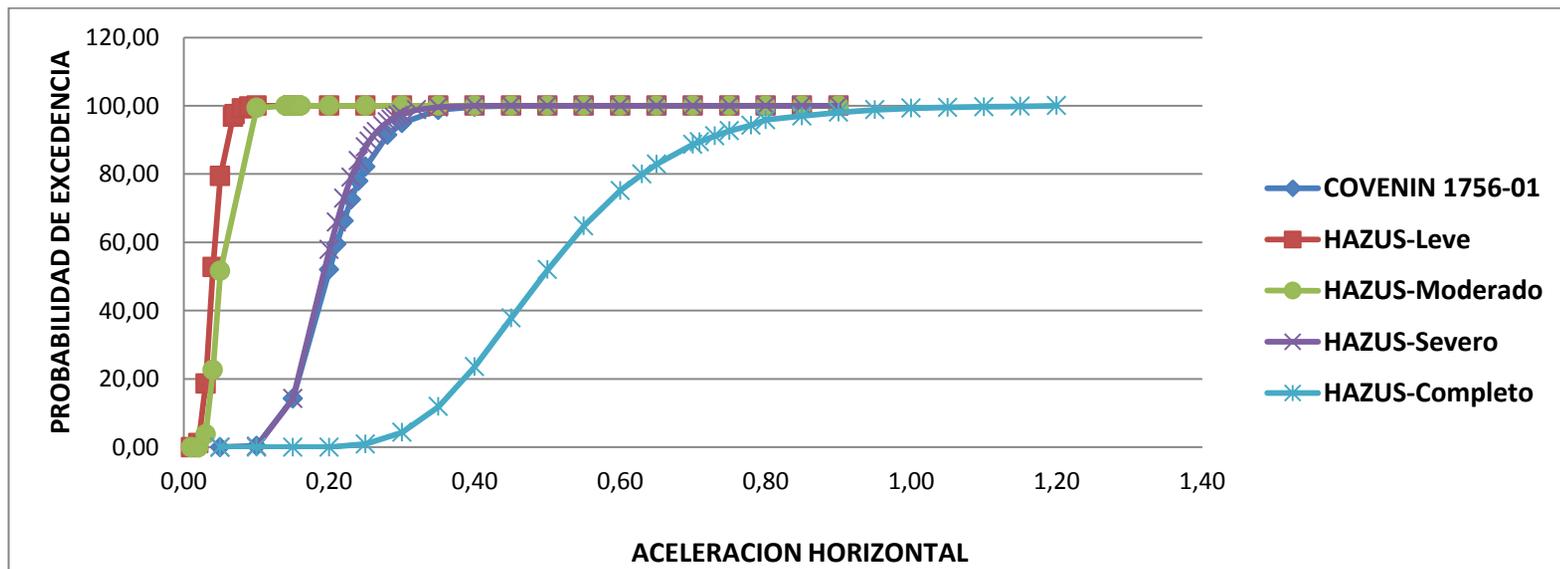
La comparación de las curvas obtenidas en este trabajo utilizando los valores de las derivas de la norma 1756 (COVENIN, 2001), con las obtenidas utilizando los valores de las derivas presentadas en el programa HAZUS (FEMA-NIBS, 2009), asociado a los estados de daño leve, moderado, severo y completo es la siguiente:

Tabla.IV. 7.Modelo estudiado, código 2001-6N-GA-CM, comparación de los parámetros de las curvas de fragilidad, utilizando derivas límites HAZUS y norma COVENIN 1756-01.

Descripción	HAZUS				COVENIN 1756-01
Deriva Limite (‰)	3.3	5.8	15.6	40	16
Estado de daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	COVENIN 1756-01
A_{oi} (g)	0.0391	0.0494	0.1913	0.4929	0.1974
σ_{Ao} (g)	0.2975	0.2820	0.2281	0.2905	0.2556

Fuente: Elaboración propia.

Figura.IV. 5.Modelo estudiado, código 2001-6N-GA-CM, comparación de las curvas de fragilidad, en la dirección Y, utilizando límites de derivas HAZUS y de la norma COVENIN 1756-01.



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla.IV.7 y figura.IV.5. se aprecian las curvas de fragilidad y los valores de la aceleración media del terreno obtenido en este Trabajo Especial de Grado, para un límite de deriva indicado en la norma 1756 (COVENIN, 2001), en comparación con los obtenidos por el programa HAZUS (FEMA-NIBS, 2009), los cuales se encuentran entre los estados de daño “Severo” y “Completo”, con una mayor tendencia al estado “Severo”. (Ver Tabla.IV.8).

Tabla.IV. 8.Comparación de los parámetros de las curvas de fragilidad, utilizando derivas limites HAZUS y norma COVENIN 1756-01.

Descripción	HAZUS		COVENIN 1756-01
	Severo	Completo	
A_{oi} (g)	0.1913	0.4929	0.1974
σ_{Ao} (g)	0.2281	0.2905	0.2556

Fuente: Elaboración propia.

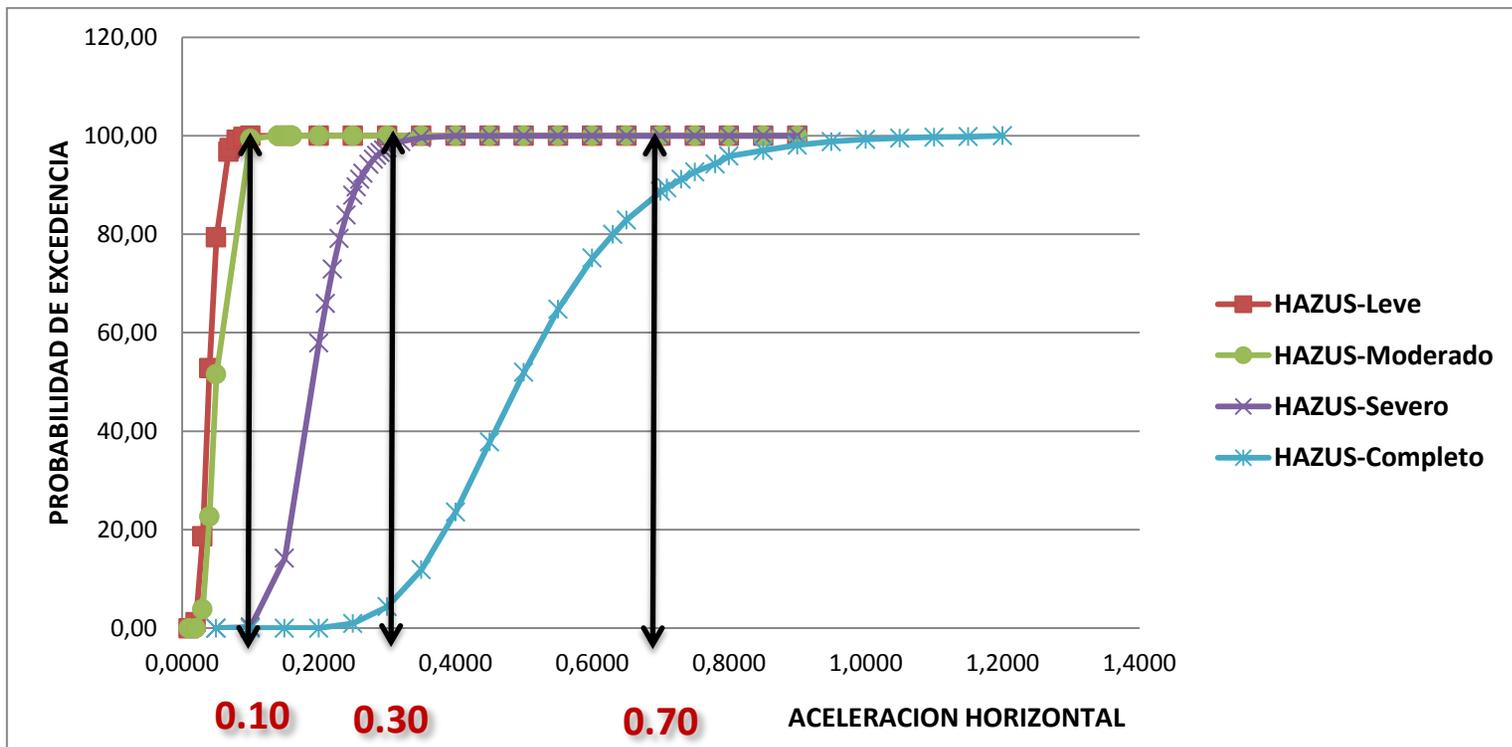
4.3. Aplicación de las curvas de fragilidad a la evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico.

Haciendo uso de las curvas obtenidas por Hazus, se realizó un análisis simplificado de daños y niveles de riesgo, tal como se indicó en la metodología.

La tabla.IV.9 presenta la probabilidad de ocurrencia para los estados de daño “Leve”, “Moderado”, “Severo” y “Completo”, resultantes de una aceleración horizontal del terreno de $A_o=0,10g$ y $A_o=0,70g$ para determinar el daño sísmico esperado y una aceleración horizontal del terreno de $A_o=0.30g$ para determinar los niveles de riesgo sísmico.

Tabla.IV. 9.Modelo estudiado, código 2001-6N-GA-CM, evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico, utilizando límites de derivas según HAZUS.

Ao	Estado de daño (%)				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
0.10	0.00	0.62	99.15	0.23	0.00
0.30	0.00	0.00	2.44	93.20	4.36
0.70	0.00	0.00	0.00	11.31	88.69



Fuente: Elaboración propia.

El resumen de los valores de las probabilidades de ocurrencia para los estados de daño de Hazus, o vectores de probabilidad de daño para la dirección de estudio, se presentan en las tablas .IV.10, IV11 y IV13 para una aceleración horizontal del terreno (Ao) de 0.10g, 0.30g y 0.70g respectivamente.

Tabla.IV. 10.Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, Ao= 0.10g.

I	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (Pi)	Di (%)	Pi * Di
0	Sin daño	0.00	0	0.00
1	Ligero	0.62	5	0.03
2	Moderado	99.15	20	19.83
3	Severo	0.23	65	0.15
4	Completo	0.00	100	0.00
Daño Medio (Dm) (%)			Σ	20.01

Fuente: Elaboración propia.

Los vectores de probabilidad de daño mostrados en la tabla.IV.10 corresponden a un sismo ocurrido en la ciudad de Caracas en 1967, con una aceleración horizontal del terreno de Ao=0.10g (Hernández, 2009), el edificio diseñado presenta un daño “Leve” de 0,62%.

Evaluando la edificación en la dirección más desfavorable, presenta un daño medio de 20.01%, representando un estado de daño asociado “Moderado”, esto fue determinado haciendo uso de la tabla.III.23. (Factores de daño (Di), niveles de riesgo e índices de riesgos, Ir).

Tabla.IV. 11.Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0= 0.30g$.

I	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (P_i)	D_i (%)	$P_i * D_i$
0	Sin daño	0.00	0	0.00
1	Ligero	0.00	5	0.00
2	Moderado	2.44	20	0.49
3	Severo	93.20	65	60.58
4	Completo	4.36	100	4.36
Daño Medio (D_m) (%)			Σ	65.43

Fuente: Elaboración propia.

Los vectores de probabilidad de daño mostrado en la tabla.IV.11. presentaron un daño severo de 93.20%.correspondientes a eventos sísmicos con un periodo de retorno de 475 años, con una aceleración horizontal del terreno de 0.30g para una zona sísmica 5 (COVENIN, 2001).

Los niveles de riesgo sísmicos del modelo estudiado, se determinaron en función del índice de riesgo, para una aceleración horizontal del terreno de 0.30g, ya que el índice de riesgo se relaciona directamente con la zona sísmica donde se encuentre ubicada la edificación. Los índices se aprecian en la tabla IV.12.

Tabla.IV. 12Nivel de riesgo sísmico para eventos sísmicos con un periodo de retorno de 475 años.

I	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (Pi)	Di (%)	Pi * Di
0	Sin daño	0.00	0	0.00
1	Ligero	0.00	5	0.00
2	Moderado	2.44	20	0.49
3	Severo	93.20	65	60.58
4	Completo	4.36	100	4.36
Nivel de Riesgo Sísmico (Ir) (%)			∑	65.43

Fuente: Elaboración propia.

El nivel de riesgo sísmico presentado en la edificación es “Alto”, puesto que el índice de riesgo se encuentra entre el rango de (30,0 – 75,0).

Tabla.IV. 13.Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0= 0.70g$

I	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (Pi)	Di (%)	Pi * Di
0	Sin daño	0.00	0	0.00
1	Ligero	0.00	5	0.00
2	Moderado	0.00	20	0.00
3	Severo	11.31	65	7.35
4	Completo	88.69	100	88.69
Daño Medio (Dm) (%)			∑	96.04

Fuente: Elaboración propia.

Los vectores de probabilidad de daño mostrados en la tabla IV.13 son los correspondientes al mayor sismo registrado en la historia de Venezuela, ocurrido el Jueves Santo de 1812 (26 de marzo), el cual abarcó las zonas de Caracas, La Guaira, Barquisimeto, Santa Rosa, San Felipe y Mérida, entre las más afectadas. Este sismo también conocido como “El Terremoto de Venezuela de 1812” se le registró en la escala de Mercalli como nivel entre VIII y IX con un mínimo de V y VI en las zonas más alejadas de los dos epicentros. La aceleración horizontal del terreno estuvo entre 0.65g y 0.70g.

La edificación de estudio presenta un daño “Leve” de 0.00%, un daño “Moderado” de 0.00% , un daño “Severo” de 11.31% y un daño “Completo” de 88.69% en la dirección más desfavorable. Se obtuvo un daño medio de 96.04%, representando un estado de daño asociado “Completo”.

4.4. Obtención de la matriz de daño de la estructura.

La probabilidad de ocurrencia por estado de daño para distintos valores de aceleración horizontal del terreno (A_0) usados en esta investigación se agrupan en la tabla.IV.14 formando así la matriz de daño probable.

Tabla.IV. 14.Matriz de probabilidad de daño para el edificio en estudio.

Ao (g)	Valores de probabilidad de daño (%)					
	Estado de daño					ΣP_i (%)
	Sin Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	
0.05	20.61	27.79	51.60	0.00	0.00	100
0.10	0.00	0.62	99.15	0.23	0.00	100
0.15	0.00	0.00	85.77	14.23	0.00	100
0.20	0.00	0.00	42.07	57.93	0.00	100
0.21	0.00	0.00	34.09	65.91	0.00	100
0.22	0.00	0.00	27.09	72.91	0.00	100
0.23	0.00	0.00	20.90	79.10	0.00	100
0.24	0.00	0.00	16.11	83.89	0.00	100
0.25	0.00	0.00	12.10	86.94	0.96	100
0.28	0.00	0.00	4.75	92.69	2.56	100
0.30	0.00	0.00	2.44	93.20	4.36	100
0.35	0.00	0.00	0.40	87.70	11.90	100
0.40	0.00	0.00	0.00	76.42	23.58	100
0.45	0.00	0.00	0.00	62.17	37.83	100
0.50	0.00	0.00	0.00	48.01	51.99	100
0.55	0.00	0.00	0.00	35.20	64.80	100
0.60	0.00	0.00	0.00	24.83	75.17	100
0.65	0.00	0.00	0.00	17.11	82.89	100
0.70	0.00	0.00	0.00	11.31	88.69	100
0.75	0.00	0.00	0.00	7.35	92.65	100
0.80	0.00	0.00	0.00	4.15	95.85	100
0.85	0.00	0.00	0.00	3.01	96.99	100
0.90	0.00	0.00	0.00	1.92	98.08	100

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

Se calcularon las derivas por nivel, resultando la más desfavorable la correspondiente al punto ubicado en el nivel techo, con el cual se pudieron graficar la curva de fragilidad, para distintos niveles de daño representados por los valores límites de deriva, como el establecido por la norma COVENIN (2001) y los reportados por HAZUS para los estados de daño leve, moderado, severo y completo.

Se construyeron las curvas de fragilidad sísmicas de distintos niveles de daño, a partir de las probabilidades de fallo asociadas a cada valor de aceleración horizontal del terreno caracterizado por el espectro de demanda. La comparación de la curva de fragilidad obtenida en este Trabajo Especial de Grado con trabajos internacionales (FEMA-NIBS, 2009), fue similar para el estado de daño severo.

El estado de daño medio para el modelo de estudio, asociado al terremoto ocurrido en Caracas en 1967, correspondiente a una aceleración horizontal del terreno de 0,10g en Los Palos Grandes (Hernández, 2009), fue un estado de daño medio “Moderado”. Por otro lado el nivel de riesgo sísmico, determinado en función del índice de riesgo sísmico, donde se utilizó una aceleración horizontal del terreno de 0.30g, correspondiente a la zona sísmica 5, según el mapa de zonificación de la norma 1756 (COVENIN, 2001) para eventos sísmicos con un período de retorno de 475 años, fue un nivel de riesgo “Alto”.

RECOMENDACIONES

Estudiar la estructura analizada, a través de diversos programas de cálculo estructural, haciendo uso de un método diferente al análisis dinámico lineal de superposición modal, a fin de obtener curvas de fragilidad en función de los diferentes estados de daño y comparar con los resultados obtenidos en esta investigación.

Aumentar el número de variables aleatorias, con el objeto de obtener una mejor aproximación en los valores discretos de las curvas de fragilidad. Como por ejemplo, Esfuerzo de Fluencia (f_y) en el acero, debido a que este parámetro está directamente relacionado con la capacidad que poseen los elementos estructurales de disipar energía.

Continuar con esta investigación realizando un análisis estructural que incluya todos los módulos de la edificación con la finalidad de estudiar la estructura completa, así como el comportamiento de la junta de construcción entre los cuerpos, bajo la acción de diferentes acciones sísmicas.

Motivado a los resultados obtenidos para el sismo normativo para la Zona Sísmica donde se encuentra ubicada la edificación, se recomienda realizar un estudio para proponer la adecuación estructural con el fin de mejorar su comportamiento frente a la ocurrencia de un evento sísmico.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Aguiar R. y Bobadilla C. (2006). *Curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado y comparación con Hazus*. Trabajo de Grado. Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolqui.
2. Arias, F. (1999). *El Proyecto de Investigación*. Caracas. Episteme-Orial.
3. Balestrini, M. (1997). *Como se Elabora el proceso de Investigación*. Caracas. Consultores Asociados BL Servicio Editorial.
4. Bazán, E y Meli, R. (1998). *Diseño sísmico de edificios*. México. LIMUSA, Grupo Noriega Editores.
5. Biblioteca Virtual de Salud y Desastres. (2004)<http://helid.digicollection.org>.
6. Bobadilla C. (2005). *Curvas de fragilidad y evaluación rápida de la vulnerabilidad de estructuras*. Trabajo de Grado. Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolqui.
7. Coronel, G. (2010). *Estimación de Daños y Pérdidas Debido a Terremotos en Escenarios Regionales: Aplicación a Edificios Escolares de Venezuela*. Trabajo de Grado de Maestría en Ingeniería Sismorresistente. Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. Tutor académico: Prof. Oscar A. López. (A ser publicada).
8. COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Norma COVENIN-MINDUR 2002-88. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.

- 9.** COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma COVENIN 1756:01. Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN, FONDONORMA y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.
- 10.** CSI (2011) ETABS Version 9.7.3. *Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems Program*. Computer and Structures Inc. Berkeley, California.
- 11.** FEMA-NIBS (2009). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology*. Earthquake Model. HAZUS-MH MR4, Technical Manual. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C.
- 12.** GLOBEDIA. (2010). *Terremoto de Chile*. http://ve.globedia.com/muertos-terremoto-chile-aumentan-799_1.
- 13.** Gomez, M y Alarcon, E. (1992). *Introducción a la Fiabilidad Estructural y Algunas Aplicaciones*. Madrid. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
- 14.** Hernández J. (2009). *Confiabilidad Sísmica-Estructural de Edificaciones Existentes de Caracas*. Proyecto pensar en Venezuela. Caracas, Colegio de Ingenieros de Venezuela. Capitulo DMC. Jornadas 18 y 19 de septiembre de 2009.
- 15.** Hernández, R (1998). *Metodología de investigación*. México. McGraw-Hill.
- 16.** Kerlinger, F. (1989). *Investigación del Comportamiento*. México. McGraw-Hill.
- 17.** Norma Venezolana 1753:2006, *Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural*. Caracas, Venezuela.

- 18.** Organización Panamericana de la Salud (1993). *Mitigación de Desastres en las Instalaciones de la Salud – Volumen 1: Aspectos generales.*
- 19.** Párraga, A. (2002). *Estudio de Suelos Hospital de Clínica del Centro.* Urb Complejo Los Jarales. San Diego. Edo. Carabobo. Referencia No. 020712.
- 20.** Pereira, A. (1995). *Daños no estructurales por flexibilidad excesiva.* AICSA (Arquitectura, Ingeniería y Construcción). <http://www.aicsa.cl/noticret.html>
- 21.** Porrero, J. Ramos, C. Grases, J y Velazco G. (2004). *Manual del Concreto Estructural Conforme con la Norma COVENIN 1753:03.* Caracas. SIDETUR.
- 22.** Recursos Educativos TIC (Tecnología de la Información y la Comunicación). Ondas sísmicas. http://www.recursos-tic.org/proyecto/index.php?option=com_content&view=category&layout=blog&id=89&Itemid=124&limitstart=6.
- 23.** Rojas, R. (2010). *Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificios Aporticados de Concreto Reforzado de Poca Altura.* Trabajo de grado, Caracas. Universidad Central de Venezuela.
- 24.** Sabino, C. (1992). *El Proceso de la Investigación.* Caracas. Panapo.
- 25.** Sabino, C (1994). *Como hacer una tesis.* Caracas. Panapo.
- 26.** Sabino, E (2006). *Introducción a la Metodología de la Investigación.* Madrid. Ariel S.A.
- 27.** Tamayo, M. (2004). *El Proceso de la Investigación Científica.* México. Limusa.

28. Terremoto de Veneuela en el año de 1912. [http://Es. wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremoto_en_Venezuela](http://Es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremoto_en_Venezuela).

29. Tovar G. y Sánchez L. (2011). *Análisis y Determinación de daños ocurridos en una Edificación Escolar bajo la Acción de un Sismo Usando las Curvas de Fragilidad*. Trabajo de grado. Valencia. Universidad de Carabobo.

ANEXOS

ANEXO A - Apéndice fotográfico de la Facultad de Ciencias Económicas y Sociales (FACES) de la Universidad de Carabobo.

ANEXO B - Tabla de desviación estándar.

ANEXO C - Cálculo de probabilidad de falla para las Ao en dirección “Y”, con una deriva según la norma COVENIN 1756-2001.

ANEXO A

**APÉNDICE FOTOGRÁFICO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS
ECONÓMICAS Y SOCIALES (FACES) DE LA UNIVERSIDAD DE
CARABOBO.**



Foto N° 1
Vista Diagonal. Edificio de
aulas (FACES)



Foto N° 2
Vista Trasera, área
estacionamiento. Edificio
de aulas (FACES)

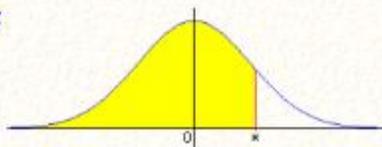


Foto N° 3
Vista Fachada Lateral. Edificio
de aulas (FACES)



Foto N° 4
Vista Interior. Edificio de aulas
(FACES)

TABLA DE DESVIACION ESTANDAR.

	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ 										
	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0,0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0,1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0,2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0,3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0,4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0,5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0,6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0,7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0,8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8079	0.8106	0.8133
0,9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1,0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1,1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1,2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1,3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1,4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1,5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1,6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1,7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1,8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1,9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2,0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2,1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2,2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2,3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2,4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2,5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2,6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2,7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2,8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2,9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3,0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990

ANEXO C

CALCULO DE PROBABILIDAD DE FALLA PARA LAS A_0 EN DIRECCION “Y”, CON UNA DERIVA SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-2001

Ao 0.05								
Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (A_0) = 0.05							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	6.0908	3.2216	4.0198	3.1784	3.6746	3.0706	3.7393	2.9915
$\mu\delta_{in}$	3.7483							
$\sigma\delta_{in}$	1.0142							
$V\delta_{in}$	0.2706				27.0586			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	-9.9092	-12.7784	-11.9802	-12.8216	-12.3254	-12.9294	-12.2607	-13.0085
f_i^2	98.1925	163.2882	143.5258	164.3927	151.9153	167.1704	150.3241	169.2221
P_j*f_i	-1.2387	-1.5973	-1.4975	-1.6027	-1.5407	-1.6162	-1.5326	-1.6261
$P_j*f_i^2$	12.2741	20.4110	17.9407	20.5491	18.9894	20.8963	18.7905	21.1528
μ_f	-12.2517							
σ_f	0.9487							
V_f	-0.0774							
β	-12.9137							
$\Phi(\beta)$	1.0000							
P_f	0.0000							
$P_f\ (%)$	0.0000							

Ao 0.10								
Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (A_0) = 0.10							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	8.0036	8.7083	8.1330	6.4503	7.3996	6.0908	7.3852	6.1699
$\mu\delta_{in}$	7.2926							
$\sigma\delta_{in}$	0.9747							
$V\delta_{in}$	0.1337				133.6570			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	-7.9964	-7.2917	-7.8670	-9.5497	-8.6004	-9.9092	-8.6148	-9.8301
f_i^2	63.9425	53.1687	61.8892	91.1961	73.9677	98.1925	74.2153	96.6311
P_j*f_i	-0.9996	-0.9115	-0.9834	-1.1937	-1.0751	-1.2387	-1.0769	-1.2288
$P_j*f_i^2$	7.9928	6.6461	7.7361	11.3995	9.2460	12.2741	9.2769	12.0789
μ_f	-8.7074							
σ_f	0.9118							
V_f	-0.1047							
β	-9.5502							
$\Phi(\beta)$	1.0000							
P_f	0.0000							
$P_f\ (%)$	0							

Ao 0.15

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.15							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	12.0306	9.5640	12.1528	9.5353	11.0238	9.1613	11.1245	9.1613
$\mu\delta_{in}$	10.4692							
$\sigma\delta_{in}$	1.2605							
$V\delta_{in}$	0.1204				120.3998			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	-3.9694	-6.4360	-3.8472	-6.4647	-4.9762	-6.8387	-4.8755	-6.8387
f_i^2	15.7564	41.4215	14.8009	41.7926	24.7624	46.7672	23.7706	46.7672
P_j*f_i	-0.4962	-0.8045	-0.4809	-0.8081	-0.6220	-0.8548	-0.6094	-0.8548
$P_j*f_i^2$	1.9696	5.1777	1.8501	5.2241	3.0953	5.8459	2.9713	5.8459
μf	-5.5308							
σf	1.1791							
Vf	-0.2132							
β	-4.6908							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	0.0000							
$Pf\ (\%)$	0.0000							

Ao 0.20

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.20							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	16.0575	12.7353	16.0791	12.8072	14.7488	12.1816	14.8638	12.3398
$\mu\delta_{in}$	13.9766							
$\sigma\delta_{in}$	1.6451							
$V\delta_{in}$	0.1177				117.7018			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	0.0575	-3.2647	0.0791	-3.1928	-1.2512	-3.8184	-1.1362	-3.6602
f_i^2	0.0033	10.6584	0.0063	10.1940	1.5656	14.5804	1.2909	13.3972
P_j*f_i	0.0072	-0.4081	0.0099	-0.3991	-0.1564	-0.4773	-0.1420	-0.4575
$P_j*f_i^2$	0.0004	1.3323	0.0008	1.2743	0.1957	1.8225	0.1614	1.6747
μf	-2.0234							
σf	1.5388							
Vf	-0.7605							
β	-1.3149							
$\emptyset(\beta)$	0.9049							
Pf	0.0951							
$Pf\ (\%)$	9.5100							

Ao 0.21

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.21							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	16.8126	13.3897	16.9204	13.4616	15.5038	12.7856	15.6117	12.9007
$\mu\delta_{in}$	14.6733							
$\sigma\delta_{in}$	1.7328							
$V\delta_{in}$	0.1181				11.8092			
$\delta_{in \max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	0.8126	-2.6103	0.9204	-2.5384	-0.4962	-3.2144	-0.3883	-3.0993
f_i^2	0.6603	6.8139	0.8472	6.4436	0.2462	10.3323	0.1508	9.6058
$P_j * f_i$	0.1016	-0.3263	0.1151	-0.3173	-0.0620	-0.4018	-0.0485	-0.3874
$P_j * f_i^2$	0.0825	0.8517	0.1059	0.8055	0.0308	1.2915	0.0188	1.2007
μf	-1.3267							
σf	1.6209							
Vf	-1.2217							
β	-0.8185							
$\emptyset(\beta)$	0.7939							
Pf	0.2061							
$Pf (\%)$	20.6100							

Ao 0.22

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.22							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	17.6683	13.9937	17.7618	14.0225	16.2085	13.4400	16.3596	13.5551
$\mu\delta_{in}$	15.3762							
$\sigma\delta_{in}$	1.8289							
$V\delta_{in}$	0.1189				11.8943			
$\delta_{in \max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	1.6683	-2.0063	1.7618	-1.9775	0.2085	-2.5600	0.3596	-2.4449
f_i^2	2.7833	4.0252	3.1039	3.9106	0.0435	6.5536	0.1293	5.9778
$P_j * f_i$	0.2085	-0.2508	0.2202	-0.2472	0.0261	-0.3200	0.0449	-0.3056
$P_j * f_i^2$	0.3479	0.5032	0.3880	0.4888	0.0054	0.8192	0.0162	0.7472
μf	-0.6238							
σf	1.7108							
Vf	-2.7424							
β	-0.3646							
$\emptyset(\beta)$	0.6406							
Pf	0.3594							
$Pf (\%)$	35.9400							

Ao 0.23

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.23							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	18.4234	14.6481	18.5097	14.7703	16.9636	13.9937	17.1074	14.1160
$\mu\delta_{in}$	16.0665							
$\sigma\delta_{in}$	1.8976							
$V\delta_{in}$	0.1181				11.8107			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	2.4234	-1.3519	2.5097	-1.2297	0.9636	-2.0063	1.1074	-1.8840
f_i^2	5.8727	1.8277	6.2984	1.5121	0.9285	4.0252	1.2264	3.5496
$P_j * f_i$	0.3029	-0.1690	0.3137	-0.1537	0.1204	-0.2508	0.1384	-0.2355
$P_j * f_i^2$	0.7341	0.2285	0.7873	0.1890	0.1161	0.5032	0.1533	0.4437
μf	0.0665							
σf	1.7750							
Vf	26.6851							
β	0.0375							
$\phi(\beta)$	0.5160							
Pf	0.5160							
$Pf\ (\%)$	51.6000							

Ao 0.24

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.24							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	19.2288	15.3025	19.3510	15.3312	17.7187	14.6481	17.8553	14.7703
$\mu\delta_{in}$	16.7757							
$\sigma\delta_{in}$	1.9824							
$V\delta_{in}$	0.1182				11.8171			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	3.2288	-0.6975	3.3510	-0.6688	1.7187	-1.3519	1.8553	-1.2297
f_i^2	10.4249	0.4865	11.2293	0.4472	2.9538	1.8277	3.4421	1.5121
$P_j * f_i$	0.4036	-0.0872	0.4189	-0.0836	0.2148	-0.1690	0.2319	-0.1537
$P_j * f_i^2$	1.3031	0.0608	1.4037	0.0559	0.3692	0.2285	0.4303	0.1890
μf	0.7757							
σf	1.8544							
Vf	2.3905							
β	0.4183							
$\phi(\beta)$	0.6628							
Pf	0.6628							
$Pf\ (\%)$	66.2800							

Ao 0.25

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.25							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	20.0342	15.9065	20.0989	15.9856	18.4234	15.2521	18.6031	15.3312
$\mu\delta_{in}$	17.4544							
$\sigma\delta_{in}$	2.0639							
$V\delta_{in}$	0.1182				118.2458			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	4.0342	-0.0935	4.0989	-0.0144	2.4234	-0.7479	2.6031	-0.6688
f_i^2	16.2744	0.0087	16.8008	0.0002	5.8727	0.5593	6.7764	0.4472
P_j*f_i	0.5043	-0.0117	0.5124	-0.0018	0.3029	-0.0935	0.3254	-0.0836
$P_j*f_i^2$	2.0343	0.0011	2.1001	0.0000	0.7341	0.0699	0.8470	0.0559
μf	1.4544							
σf	1.9306							
Vf	1.3274							
β	0.7533							
$\emptyset(\beta)$	0.7734							
Pf	0.7734							
$Pf\ (\%)$	77.3400							

Ao 0.28

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.28							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	22.4503	17.8193	22.6229	17.9488	20.6382	17.0643	20.8467	17.2009
$\mu\delta_{in}$	19.5739							
$\sigma\delta_{in}$	2.3291							
$V\delta_{in}$	0.1190				11.8989			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	6.4503	1.8193	6.6229	1.9488	4.6382	1.0643	4.8467	1.2009
f_i^2	41.6068	3.3099	43.8631	3.7977	21.5129	1.1327	23.4909	1.4422
P_j*f_i	0.8063	0.2274	0.8279	0.2436	0.5798	0.1330	0.6058	0.1501
$P_j*f_i^2$	5.2009	0.4137	5.4829	0.4747	2.6891	0.1416	2.9364	0.1803
μf	3.5739							
σf	2.1787							
Vf	0.6096							
β	1.6404							
$\emptyset(\beta)$	0.9495							
Pf	0.9495							
$Pf\ (\%)$	94.9500							

Ao 0.30

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.30							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	24.0611	19.1281	24.1187	19.1640	22.0980	18.2724	22.1555	18.3227
$\mu\delta_{in}$	20.9151							
$\sigma\delta_{in}$	2.4803							
$V\delta_{in}$	0.1186				118.5879			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	8.0611	3.1281	8.1187	3.1640	6.0980	2.2724	6.1555	2.3227
f_i^2	64.9817	9.7849	65.9125	10.0112	37.1853	5.1636	37.8902	5.3949
P_j*f_i	1.0076	0.3910	1.0148	0.3955	0.7622	0.2840	0.7694	0.2903
$P_j*f_i^2$	8.1227	1.2231	8.2391	1.2514	4.6482	0.6455	4.7363	0.6744
μf	4.9151							
σf	2.3201							
Vf	0.4720							
β	2.1185							
$\emptyset(\beta)$	0.9830							
Pf	0.9830							
$Pf\ (\%)$	98.3000							

Ao 0.35

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.35							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	28.0881	22.2490	28.1384	22.4360	25.8229	21.3429	25.8948	21.5011
$\mu\delta_{in}$	24.4342							
$\sigma\delta_{in}$	2.8800							
$V\delta_{in}$	0.1179				117.8683			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	12.0881	6.2490	12.1384	6.4360	9.8229	5.3429	9.8948	5.5011
f_i^2	146.1219	39.0499	147.3414	41.4215	96.4898	28.5468	97.9077	30.2624
P_j*f_i	1.5110	0.7811	1.5173	0.8045	1.2279	0.6679	1.2369	0.6876
$P_j*f_i^2$	18.2652	4.8812	18.4177	5.1777	12.0612	3.5684	12.2385	3.7828
μf	8.4342							
σf	2.6940							
Vf	0.3194							
β	3.1307							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (\%)$	100.0000							

Ao 0.40

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.40							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	32.0647	25.4706	32.2517	25.6144	29.4975	24.4135	29.6342	24.5861
$\mu\delta_{in}$	27.9416							
$\sigma\delta_{in}$	3.2970							
$V\delta_{in}$	0.1180				117.9965			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	16.0647	9.4706	16.2517	9.6144	13.4975	8.4135	13.6342	8.5861
f_i^2	258.0752	89.6915	264.1173	92.4363	182.1833	70.7867	185.8902	73.7206
P_j*f_i	2.0081	1.1838	2.0315	1.2018	1.6872	1.0517	1.7043	1.0733
$P_j*f_i^2$	32.2594	11.2114	33.0147	11.5545	22.7729	8.8483	23.2363	9.2151
μf	11.9416							
σf	3.0841							
Vf	0.2583							
β	3.8720							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (\%)$	100.0000							

Ao 0.45

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.45							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	36.0917	28.6921	36.2715	28.8863	33.1721	27.4337	33.3735	27.5775
$\mu\delta_{in}$	31.4373							
$\sigma\delta_{in}$	3.7179							
$V\delta_{in}$	0.1183				118.2649			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	20.0917	12.6921	20.2715	12.8863	17.1721	11.4337	17.3735	11.5775
f_i^2	403.6758	161.0903	410.9321	166.0565	294.8822	130.7297	301.8379	134.0392
P_j*f_i	2.5115	1.5865	2.5339	1.6108	2.1465	1.4292	2.1717	1.4472
$P_j*f_i^2$	50.4595	20.1363	51.3665	20.7571	36.8603	16.3412	37.7297	16.7549
μf	15.4373							
σf	3.4778							
Vf	0.2253							
β	4.4388							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (\%)$	100.0000							

Ao 0.50

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.50							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	40.0683	29.4975	40.2912	32.0647	36.8467	30.5043	37.0193	30.7560
$\mu\delta_{in}$	34.6310							
$\sigma\delta_{in}$	4.4272							
$V\delta_{in}$	0.1278				127.8391			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	24.0683	13.4975	24.2912	16.0647	20.8467	14.5043	21.0193	14.7560
f_i^2	579.2838	182.1833	590.0641	258.0752	434.5866	210.3738	441.8121	217.7382
P_j*f_i	3.0085	1.6872	3.0364	2.0081	2.6058	1.8130	2.6274	1.8445
$P_j*f_i^2$	72.4105	22.7729	73.7580	32.2594	54.3233	26.2967	55.2265	27.2173
μf	18.6310							
σf	4.1413							
Vf	0.2223							
β	4.4989							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (\%)$	100.0000							

Ao 0.55

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.55							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	44.0953	35.0346	44.4045	35.2431	40.5213	33.5245	40.7587	33.7474
$\mu\delta_{in}$	38.4162							
$\sigma\delta_{in}$	4.5554							
$V\delta_{in}$	0.1186				118.5796			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	28.0953	19.0346	28.4045	19.2431	24.5213	17.5245	24.7587	17.7474
f_i^2	789.3448	362.3163	806.8153	370.2987	601.2965	307.1079	612.9908	314.9708
P_j*f_i	3.5119	2.3793	3.5506	2.4054	3.0652	2.1906	3.0948	2.2184
$P_j*f_i^2$	98.6681	45.2895	100.8519	46.2873	75.1621	38.3885	76.6239	39.3713
μf	22.4162							
σf	4.2612							
Vf	0.1901							
β	5.2606							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (\%)$	100.0000							

Ao 0.60

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.60							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	48.1222	38.2058	48.4243	38.5151	44.2463	36.5951	44.4980	36.8324
$\mu\delta_{in}$	41.9299							
$\sigma\delta_{in}$	4.9636							
$V\delta_{in}$	0.1184				118.3774			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	32.1222	22.2058	32.4243	22.5151	28.2463	20.5951	28.4980	20.8324
f_i^2	1031.8388	493.0994	1051.3333	506.9278	797.8530	424.1563	812.1347	433.9872
$P_j * f_i$	4.0153	2.7757	4.0530	2.8144	3.5308	2.5744	3.5622	2.6040
$P_j * f_i^2$	128.9798	61.6374	131.4167	63.3660	99.7316	53.0195	101.5168	54.2484
μf	25.9299							
σf	4.6430							
Vf	0.1791							
β	5.5848							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
P_f	1.0000							
$P_f (\%)$	100.0000							

Ao 0.65

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.65							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	52.0989	41.3771	52.3506	41.6000	47.9209	39.6656	48.1438	39.9173
$\mu\delta_{in}$	45.3843							
$\sigma\delta_{in}$	5.3537							
$V\delta_{in}$	0.1180				117.9635			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	36.0989	25.3771	36.3506	25.6000	31.9209	23.6656	32.1438	23.9173
f_i^2	1303.1289	643.9961	1321.3633	655.3600	1018.9438	560.0615	1033.2252	572.0374
$P_j * f_i$	4.5124	3.1721	4.5438	3.2000	3.9901	2.9582	4.0180	2.9897
$P_j * f_i^2$	162.8911	80.4995	165.1704	81.9200	127.3680	70.0077	129.1531	71.5047
μf	29.3843							
σf	5.0079							
Vf	0.1704							
β	5.8676							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
P_f	1.0000							
$P_f (\%)$	100.0000							

Ao 0.70

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.70							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	56.0755	44.5483	56.3703	41.8804	51.5452	42.6858	51.8831	42.9088
$\mu\delta_{in}$	48.4872							
$\sigma\delta_{in}$	6.1476							
$V\delta_{in}$	0.1268				126.7876			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	40.0755	28.5483	40.3703	25.8804	35.5452	26.6858	35.8831	26.9088
f_i^2	1606.0462	815.0063	1629.7641	669.7977	1263.4590	712.1342	1287.6002	724.0816
P_j*f_i	5.0094	3.5685	5.0463	3.2351	4.4431	3.3357	4.4854	3.3636
$P_j*f_i^2$	200.7558	101.8758	203.7205	83.7247	157.9324	89.0168	160.9500	90.5102
μf	32.4872							
σf	5.7505							
Vf	0.1770							
β	5.6494							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
P_f	1.0000							
$P_f(\%)$	100.0000							

Ao 0.75

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.75							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	60.1528	47.7699	60.4836	48.0503	55.3204	45.7564	55.6225	46.0872
$\mu\delta_{in}$	52.4054							
$\sigma\delta_{in}$	6.1957							
$V\delta_{in}$	0.1182				118.2271			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	44.1528	31.7699	44.4836	32.0503	39.3204	29.7564	39.6225	30.0872
f_i^2	1949.4705	1009.3258	1978.7903	1027.2241	1546.0977	885.4436	1569.9403	905.2391
P_j*f_i	5.5191	3.9712	5.5604	4.0063	4.9151	3.7196	4.9528	3.7609
$P_j*f_i^2$	243.6838	126.1657	247.3488	128.4030	193.2622	110.6805	196.2425	113.1549
μf	36.4054							
σf	5.7956							
Vf	0.1592							
β	6.2816							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
P_f	1.0000							
$P_f(\%)$	100.0000							

Ao 0.80

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.80							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	64.1294	50.9411	64.4099	51.2288	58.9951	48.7766	59.3618	49.0787
$\mu\delta_{in}$	55.8652							
$\sigma\delta_{in}$	6.6050							
$V\delta_{in}$	0.1182				118.2306			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	48.1294	34.9411	48.4099	35.2288	42.9951	32.7766	43.3618	33.0787
f_i^2	2316.442 8	1220.882 1	2343.517 2	1241.065 8	1848.574 9	1074.307 4	1880.245 5	1094.197 2
P_j*f_i	6.0162	4.3676	6.0512	4.4036	5.3744	4.0971	5.4202	4.1348
$P_j*f_i^2$	289.5554	152.6103	292.9397	155.1332	231.0719	134.2884	235.0307	136.7746
μf	39.8652							
σf	6.1784							
Vf	0.1550							
β	6.4524							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (%)$	100.0000							

Ao 0.85

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.85							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	68.1564	54.1124	68.5231	54.5007	62.6193	51.8472	63.0076	52.1636
$\mu\delta_{in}$	59.3663							
$\sigma\delta_{in}$	7.0168							
$V\delta_{in}$	0.1182				118.1952			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	52.1564	38.1124	52.5231	38.5007	46.6193	35.8472	47.0076	36.1636
f_i^2	2720.290 5	1452.552 0	2758.680 9	1482.301 9	2173.361 5	1285.021 1	2209.718 3	1307.805 6
P_j*f_i	6.5196	4.7640	6.5654	4.8126	5.8274	4.4809	5.8760	4.5204
$P_j*f_i^2$	340.0363	181.5690	344.8351	185.2877	271.6702	160.6276	276.2148	163.4757
μf	43.3663							
σf	6.5636							
Vf	0.1514							
β	6.6071							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (%)$	100.0000							

Ao 0.90

Caso de análisis	Aceleración horizontal del terreno (Ao) = 0.90							
	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	72.1834	57.3339	72.5429	57.5856	66.3443	54.8674	66.7470	55.2485
$\mu\delta_{in}$	62.8566							
$\sigma\delta_{in}$	7.4460							
$V\delta_{in}$	0.1185				118.4608			
$\delta_{in\ max}$	16.0000							
P_j	0.1250							
f_i	56.1834	41.3339	56.5429	41.5856	50.3443	38.8674	50.7470	39.2485
f_i^2	3156.5712	1708.4940	3197.1020	1729.3636	2534.5455	1510.6760	2575.2546	1540.4478
$P_j * f_i$	7.0229	5.1667	7.0679	5.1982	6.2930	4.8584	6.3434	4.9061
$P_j * f_i^2$	394.5714	213.5617	399.6377	216.1705	316.8182	188.8345	321.9068	192.5560
μf	46.8566							
σf	6.9651							
Vf	0.1486							
β	6.7273							
$\emptyset(\beta)$	1.0000							
Pf	1.0000							
$Pf\ (%)$	100.0000							

