



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD SÍSMICA PARA LA
ESTRUCTURA DE LA CLÍNICA DOCENTE LOS JARALES
(Municipio San Diego, Estado Carabobo)**

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

IVAN FRICENTESE DE LA FUENTE
SAUL JOSÉ MALDONADO RUEDA

BÁRBULA, Noviembre de 2011.



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD SÍSMICA PARA LA
ESTRUCTURA DE LA CLÍNICA DOCENTE LOS JARALES
(Municipio San Diego, Estado Carabobo)**

Tutor Académico: Msc. Ing. Héctor A. Buyones G.

IVAN FRICENTESE DE LA FUENTE
SAUL JOSÉ MALDONADO RUEDA

BARBULA, Noviembre de 2011.

DEDICATORIA

Hacemos entrega de este trabajo ante la ilustre Universidad de Carabobo, a través de las Divinas manos de Dios, nuestro Tutor espiritual, para que mediante Su gracia, sea un aporte de conocimiento y sabiduría a las personas que lo necesiten y sea usado en beneficio de la humanidad.

AGRADECIMIENTO

A mi madre Ada De La Fuente, gracias a ella fue posible este logro, así como todos y cada uno de los logros en mi vida, ya que con su justo criterio e imponderable amor ha intervenido sabiamente para darme esos impulsos que han hecho de mí el profesional que hoy, con este trabajo de grado, aspiro ser.

A mi padre Pascual Fricentese, quien ha sido más que una ayuda a lo largo de mi carrera, mi fuente de inspiración, mi modelo a seguir en la vida, ejemplo de esfuerzo y dedicación. Un hombre excepcional tanto en el aspecto familiar como profesional.

A mis hermanos que me antecedieron, por su afecto, enseñanzas y consejos, que han sido una valiosa guía en mi vida y lo serán en mi profesión; y a mi hermano menor para que siga los pasos correctos y a quien espero guiar de igual manera.

A mi compañero de tesis y fiel amigo por su ayuda y gran apoyo durante el desarrollo de esta investigación y más impórtate aún, a lo largo de la carrera.

Al Ing. Edson Martínez quien acompañó la motivación inicial del tema objeto de este trabajo.

Al Ing. Héctor Buyones por su constante y acertada orientación durante el desarrollo de la investigación.

Al Ing. Aquilino Rodríguez quien amablemente proporcionó planos y cálculos estructurales de la edificación estudiada.

Al Ing. Marco Pérez por su valioso aporte en el campo de los cálculos estructurales.

Ivan Fricentese De La Fuente

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios y a Jesús de la Misericordia, a quien me aferro cada día, por haberme permitido estudiar Ingeniería Civil y desarrollar satisfactoriamente esta tesis para la culminación exitosa de la primera etapa de mi profesión.

Agradezco, de manera muy especial, a mis padres y hermanos, que con su incondicional esfuerzo me motivaron constantemente para alcanzar esta meta y lograrlo exitosamente, sacrificando el tiempo de nuestro compartir en familia.

Agradezco igualmente, a mi compañero de tesis y a su gran familia, en especial a la Sra. Ada De La Fuente, por permitirme compartir en su hogar, como uno más de ellos, colaborando siempre para la elaboración de esta tesis.

Agradezco a mi tutor Ing. Héctor Buyones, al Ing. Marco Pérez y a los distinguidos miembros del jurado, Ingenieros Edson Martínez y Aquilino Rodríguez, quienes con sus conocimientos, profesionalismo y ponderado criterio, me impulsaron y apoyaron en la elaboración de esta tesis, con calidad y excelencia.

Saul José Maldonado Rueda

RESUMEN
DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD SÍSMICA PARA LA
ESTRUCTURA DE LA CLÍNICA DOCENTE LOS JARALES
(Municipio San Diego, Estado Carabobo)

Ivan Fricentese De La Fuente
Saul José Maldonado Rueda

Tutor: Msc. Ing. Héctor A. Buyones G.
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 médico asistencial* grupo A tipo I, diseñada bajo la *Norma Venezolana Edificaciones Sismorresistentes COVENIN1756-2001*, de tres pisos con ausencia 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 v9.7.1 (CSI, 2010)*. 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 y Severo reportados por Hazus. Mostrando la edificación estudiada un índice de riesgo sísmico “Moderado” y un estado de daño asociado “Moderado”, al ser evaluada ante un valor de $A_0=0,65$.

Palabras claves: *Curvas de fragilidad sísmica. Edificación esencial médico asistencial. Norma venezolana Edificaciones Sismorresistentes COVENIN1756-2001. Análisis dinámico lineal de superposición modal. ETABS v9.7.1 (CSI, 2010). Método de los Estimadores Puntuales. Venezuela.*

INDICE

	PAG.
Introducción	1
Capítulo I	3
El problema	3
1.1. Planteamiento del Problema	3
1.2. Objetivos	5
1.2.1 Objetivo General	5
1.2.2 Objetivos Específicos	5
1.3. Justificación	5
1.4. Alcances y limitaciones	7
Capítulo II	8
Marco teórico	8
2.1. Antecedentes de la investigación	8
2.2. Bases teóricas	9
2.2.1. Breve reseña histórica de las Normas de construcción en Venezuela	9
2.2.2 Amenaza sísmica	12
2.2.3. Los sismos	12
2.2.4. Vulnerabilidad	16
2.2.5. Clases de vulnerabilidad	18
2.2.5.1. Vulnerabilidad no estructural	18

2.2.5.2. Vulnerabilidad estructural	19
2.2.5.3 Vulnerabilidad funcional	21
2.2.6. Riesgo	21
2.2.7. Curvas de fragilidad	23
2.2.8. Estimación de daños	24
2.2.8.1. Definición de los estados de daño	24
2.2.8.2. Límites de derivas para cada estado de daño	26
2.2.8.3. Evaluación del daño sísmico	26
2.2.8.4. Evaluación del nivel de riesgo	29
2.2.9. Métodos para determinar las curvas de fragilidad	30
2.2.9.1. Métodos basados en observaciones de campo	30
2.2.9.2. Métodos experimentales	30
2.2.9.3. Métodos a partir de la opinión de expertos	31
2.2.9.4. Métodos analíticos	31
2.2.10. Método de los estimadores puntuales	32
2.2.11. Método de análisis dinámico lineal	34
2.2.12. Probabilidad	35
2.2.12.1. Espacio muestral	35

Capítulo III	36
Marco metodológico	36
3.1. Tipo de investigación	36
3.2. Tipo de estudio	37
3.3. Diseño de la investigación	38
3.4. Población y muestra	39
3.5. Instrumentos de recolección de información	40
3.6. Procedimiento de la investigación	40
3.6.1. Primera etapa: Selección de la estructura a ser estudiada	46
3.6.2. Segunda etapa: Recopilación de información sobre la institución médico asistencial	41
3.6.2.a. Codificación del modelo	41
3.6.2.b. Propiedades mecánicas de los materiales	43
3.6.2.c. Configuración geométrica	44
3.6.2.d. Dimensiones de las secciones tipo	48
3.6.2.e. Cargas gravitacionales	49
3.6.2.f. Factores que definen la masa mediante las cargas aplicadas	51
3.6.2.g. Acción sísmica	52

3.6.3. Tercera etapa: Modelado de la edificación médico asistencial, mediante el programa de análisis estructural	57
3.6.3.a. Configuración geométrica	57
3.6.3.b. Definición de los materiales	58
3.6.3.c. Definición de los elementos estructurales	59
3.6.3.d. Generación del modelo geométrico	60
3.6.3.e. Espectro de respuesta sísmica	60
3.6.3.f. Definición de las cargas	61
3.6.3.g. Fuente de masa	62
3.6.4. Cuarta etapa: Estimación de respuesta sísmica, utilizando el método de los estimadores puntuales	63
3.6.4.a. Definición de las variables aleatorias	64
3.6.4.b. Número de casos de análisis	71
3.6.4.c. Respuesta sísmica	73
3.6.5. Quinta etapa: Calculo de la probabilidad de fallo	73
3.6.5.a. Variables limites asociadas a los niveles de falla	74
3.6.5.b. Variables limites asociados por HAZUS	74
3.6.5.c. Calculo de la probabilidad de fallo	77
3.6.6. Sexta etapa: Obtención de las curvas de fragilidad	81
3.6.6.a. Generación de la curva de fragilidad sísmica	82

3.6.6.b. Ajuste de la curva de fragilidad sísmica	84
Capítulo IV	89
Análisis de resultados	89
4.1. Obtención de las respuestas sísmicas probabilísticas de la edificación para los distintos casos de análisis, utilizando el método de análisis dinámico lineal de superposición modal y el método de los Estimadores Puntuales	89
4.2. Construcción de las curvas de fragilidad aproximada de la edificación	93
4.3. Correlación de las curvas de fragilidad según Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001)	101
4.4. Aplicación de las curvas de fragilidad a la evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico	103
Conclusiones	110
Recomendaciones	111
Referencias	112
Anexos	117

INDICE DE TABLAS

	PAG.
Tabla II.1. Tabla comparativa de las normas de diseño venezolanas	11
Tabla II.2. Límites de derivas para cada estado de daño	26
Tabla II.3. Vector de probabilidad de daño	28
Tabla II.4. Vector de probabilidad de daño	28
Tabla II.5. Tabla para estimar el daño medio para una aceleración horizontal	29
Tabla III.1. Parámetros para la descripción de los modelos en la codificación (según el año de diseño, número de pisos, usos)	42
Tabla III.2. Descripción del modelo estudiado	42
Tabla III.3. Propiedades Mecánicas de los Materiales utilizados	44
Tabla III.4. Configuración geométrica del modelo estudiado	44
Tabla III.5. Configuración geométrica del modelo estudiado	45
Tabla III.6. Configuración geométrica del modelo estudiado	45
Tabla III.7. Dimensiones de las secciones utilizadas para los modelos estudiados	49
Tabla III.8. Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para los modelos estudiados	50
Tabla III.9. Descripción de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado	51

Tabla III.10. Factores de participación de las masas utilizados para el modelo estudiado	52
Tabla III.11. Parámetros para definir el espectro de demanda sísmica del modelo estudiado	54
Tabla III.12. Resumen de las características de los modelos estudiados	54
Tabla III.13. Variables aleatorias y sus parámetros	70
Tabla III.14. Combinaciones de las variables aleatorias para cada caso de análisis	71
Tabla III.15. Valores de las variables aleatorias para los diferentes casos de análisis	72
Tabla III.16. Valores de derivas por COVENIN – MINDUR 1756-1-2001	74
Tabla III.17. Tipo de estructuras de edificios de pórticos de concreto reforzado	74
Tabla III.18. Niveles de diseños de HAZUS y comparación con la norma COVENIN1756-01	75
Tabla III.19. Clasificación de zonas sísmicas de UBC	76
Tabla III.20. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios típicos HAZUS	76
Tabla III.21. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios con características esenciales de HAZUS	76

Tabla III.22. Valores de derivas para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo C1L	77
Tabla III.23. Formato de tabla para determinar la probabilidad de fallo, método de los estimadores puntuales de una aceleración horizontal de terreno	80
Tabla III.24. Formato de la tabla de ajuste para la curva de fragilidad en dirección X, obtenida por los datos discretos y por la función de distribución de probabilidades log-normal	86
Tabla III.25. Formato de la tabla de ajuste para la curva de fragilidad en dirección Y, obtenida por los datos discretos y por la función de distribución de probabilidades log-normal	87
Tabla IV.1. Valores de las variables aleatorias para los diferentes casos de análisis	89
Tabla IV.2. Registro de las diferencias entre las derivas, para cada caso y aceleración horizontal (A_0) en dirección X, para la junta 1-A	90
Tabla IV.3. Registro de las diferencias entre las derivas, para cada caso y aceleración horizontal (A_0) en dirección Y, para la junta 1-A	92
Tabla IV.4. Cálculo de la probabilidad de fallo para $A_0 = 0.40g$ en dirección X, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01	94

Tabla IV.5. Cálculo de la probabilidad de fallo para $A_0 = 0.40g$ en dirección Y, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01	95
Tabla IV.6. Cálculo de la probabilidad de fallo para las diferentes aceleraciones en dirección X	96
Tabla IV.7. Cálculo de la probabilidad de fallo para las diferentes aceleraciones en dirección Y	97
Tabla IV.8. Parámetros de la curva de fragilidad ajustada, para la dirección eje X	100
Tabla IV.9. Parámetros de la curva de fragilidad ajustada, para la dirección eje Y	101
Tabla IV.10. Acumulado de probabilidad de fallo curvas de fragilidad COVENIN 1756-01	103
Tabla IV.11. Modelo estudiado, código 2001-3N-GA-SM, aceleraciones medias y desviación estándar, utilizando límites de derivas según HAZUS	104
Tabla IV.12. Modelo estudiado, código 2001-3N-GA-SM, evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico, según HAZUS	104
Tabla IV.13. Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0 = 0.10g$	106
Tabla IV.14. Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0 = 0.30g$	106

Tabla IV.15. Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0 = 0.65g$	107
Tabla IV.16. Correlación de la aceleración sísmica con la escala de Mercalli	108

INDICE DE FIGURAS

	PAG.
Figura II.1. Tipos de ondas sísmicas	13
Figura II.2. Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela según Norma COVENIN 1756-2001	15
Figura II.3. Mapa de Venezuela donde se muestra el sistema de fallas principales	15
Figura II.4. Daños causados por el terremoto de Chile en el 2010	17
Figura II.5. Viviendas construidas sobre terrenos inestables (Rio de Janeiro: Favela da Rocinha)	18
Figura II.6. Daños no estructurales por flexibilidad excesiva (Pereira, 1995)	19
Figura II.7. Daños de un Hospital debido a problemas de configuración estructural	20
Figura II.8. Ejemplo de curvas de fragilidad para cada estado de daño	24
Figura II.9. Probabilidad de ocurrencia por estado de daño	27
Figura III.1. Edificación Medico Asistencial (CLÍNICA DOCENTE LOS JARALES)	43
Figura III.2. Pórtico en el eje X	46
Figura III.3. Pórtico en el eje Y	47

Figura III.4. Vista 3D del modelo tipo	48
Figura III.5. Mapa de Zonificación Sísmica	53
Figura III.6. Definición del concreto en ETABS	59
Figura III.7. Ventana de la función espectral del sismo para una aceleración de 0,3	60
Figura III.8. Ventana de Static Load Cases	61
Figura III.9. Ventana de Response Spectrum Cases para sismo en X y en Y con una aceleración de $A_0 = 0,30g$	62
Figura III.10. Ventana de definición de la fuente de masa	63
Figura III.11. Ejemplo de Curvas de Fragilidad, representada para cada estado de daño	81
Figura III.12. Representación de un punto de la curva de fragilidad en dirección X	82
Figura III.13. Representación discreta de la curva de fragilidad, dirección X	83
Figura III.14. Representación discreta de la curva de fragilidad, dirección Y	83
Figura III.15. Curva de fragilidad corregida, dirección X	86
Figura III.16. Curva de fragilidad corregida, dirección Y	87
Figura IV.1. Curva de fragilidad obtenida con valores discretos para el eje X	98
Figura IV.2. Curva de fragilidad obtenida con valores discretos para el eje Y	98

Figura IV.3. Comparación de curva de fragilidad obtenida con valores discretos y con el ajuste Log-normal, para el eje X	99
Figura IV.4. Comparación de curva de fragilidad obtenida con valores discretos y con el ajuste Log-normal, para el eje Y	100
Figura IV.5. Correlación de las curvas de fragilidad ajustadas de X y Y	102
Figura IV.6. Curvas de fragilidad del modelo estudiado, 2001-3N-GA-SM, según HAZUS para X	105

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo, se construyeron las curvas de fragilidad sísmica para una edificación médico asistencial tipo I (Clínica Docente Los Jarales), ubicada en el municipio San Diego 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 y delimitaciones.

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.

CAPÍTULO I

1.1. Planteamiento del Problema

En innumerables ocasiones durante sismos que han ocurrido a nivel mundial se han reportado colapsos de edificaciones médico asistenciales, en las cuales gran parte de las estructuras fueron construidas sin ningún requerimiento sismorresistente, por lo que surge la necesidad de enfrentar y resolver esta situación, especialmente en países donde no existe una política de seguridad sísmica de edificaciones médico asistenciales con el fin de reducir su vulnerabilidad sísmica así como su riesgo sísmico estructural y no estructural.

Experiencias anteriores obtenidas por la ocurrencia de sismos importantes e históricos en distintas partes del mundo, han ocasionado que los criterios de diseño sismorresistente hayan evolucionado; un ejemplo de estas son los terremotos de: Kamchatka, Rusia(1952), Caracas, Venezuela (1967), Chombite, Perú (1970), Lázaro Cárdenas, México (1985), Cariaco, Venezuela (1997), Puerto de Plata, R. Dominicana (2003), Indonesia (2004) produciendo un saldo de 186.983 muertos y 42.883 desaparecidos, Cachemira, Pakistán (2005) el sismo afectó a India, Pakistán y Afganistán dejando cerca de 86.000 muertos y más de 106.000 heridos, Yunnan, China (2008), Puerto Príncipe, Haití (2010) dejando un lamentable saldo de 316.000 muertos, 350.000 heridos y 1.500.000 damnificados, Chile (2010) alcanzando una magnitud de 9,5 en la escala de Richter, dejando cerca de 500 mil viviendas con daño severo y 2 millones de damnificados, y el más reciente Japón (2011), con una magnitud de 9 en la escala de Richter dejando 15.745 muertos, 4.467 desaparecidos y 5.924 heridos, sin dejar de mencionar la difícil situación que ocasionó en la Central nuclear de Fukushima I, pudiendo haber causado un desastre catastrófico con gran impacto mundial.

Por este motivo, se hace necesario contar con estudios mundiales dirigidos a estimar la vulnerabilidad de las edificaciones y en particular las médico asistenciales, las cuales constituyen establecimientos estratégicos en la primera fase de emergencia sísmica, situación a la que Venezuela no escapa ya que se encuentra en una geografía con un elevado nivel sísmico.

Las instalaciones de salud y en particular los hospitales, son estructuras que deberían permanecer en pie y en funcionamiento total para prestar servicio en el momento que ocurre un sismo, razón por la cual se hace necesario evaluar tanto su vulnerabilidad física como funcional. A esta situación no es ajena la Clínica Docente los Jarales ubicada en el Municipio San Diego del Edo. Carabobo, la cual desarrolla un gran papel, siendo una de las clínicas más importante del Municipio y por ser Carabobo uno de los estados con mayor población del país con una cantidad cercana a 3 millones de habitantes.

Debido al preponderante papel que ejercen las clínicas ante una crisis sísmica, es importante su preservación integral para que pueda ejercer su razón esencial, esto es, tratamiento y cura de personas en caso de emergencia. En base a lo planteado se propone analizar y estudiar la Clínica Docente Los Jarales, en los siguientes aspectos: ubicación, planificación, diseño, construcción, resistencia estructural, funcionalidad sísmica y disipación de energía. Es importante destacar que en el proyecto se construirán las curvas de fragilidad sísmica de la estructura, siguiendo las líneas de investigación promovidas en principio por FUNVISIS.

¿Qué aspectos deben desarrollarse para obtener las curvas de fragilidad que nos permitan analizar el comportamiento de una estructura ante un determinado evento sísmico?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Determinar curvas de fragilidad sísmica aproximadas para la estructura de la Clínica Docente Los Jarales

1.2.2. Objetivos Específicos

- ❖ Modelar la edificación de la Clínica Docente los Jarales San Diego diseñada con la norma vigente, a través de ETABS (software de análisis estructural).
- ❖ Obtener mediante el método de análisis dinámico de superposición modal, las respuestas sísmicas probabilísticas utilizando el Método de los Estimadores Puntuales, variando el coeficiente de aceleración horizontal de la estructura en estudio.
- ❖ Elaborar las curvas de fragilidad aproximadas de la edificación, representativas de cada nivel de daño establecido, utilizando las respuestas probabilísticas obtenidas para distintos niveles de intensidad sísmica.
- ❖ Aplicar las curvas de fragilidad en la edificación, para evaluar los daños y niveles de riesgo sísmico ante la ocurrencia de un evento.

1.3. Justificación

Las estructuras de carácter esencial, en particular las instalaciones de salud, desempeñan un rol estratégico al momento de la ocurrencia de un sismo, ya que ellas en todo momento deberían permanecer en pie para así seguir prestando su servicio, razón por la cual es necesario tomar consideraciones especiales en relación con la mitigación de riesgo

sísmico, debido a que las estrategias hasta ahora adoptadas no han sido suficientes para reducir el riesgo sísmico.

Por tal motivo nace la inquietud de estudiar y analizar mediante el desarrollo de las curvas de fragilidad la Clínica Docente Los Jarales, evaluando tanto su vulnerabilidad física como funcional. Estas curvas son de gran utilidad en la metodología de estimación de pérdidas, lo que a su vez pudiera convertirse en una herramienta a ser utilizada por los organismos e instituciones encargadas de Protección Civil y de Desastres, a los fines de generar planes de adecuación o mitigación que disminuyan la magnitud de los daños esperados ante la ocurrencia de un sismo, y crear un cuerpo de prescripciones específicas que permitan adecuar la estructura existente y así construir las nuevas instalaciones de salud con requisitos compatibles a su nivel de importancia.

Las curvas de fragilidad constituyen un elemento esencial para los siguientes tipos de estudio:

- a.** Evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales.
- b.** Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales.
- c.** Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación.
- d.** Determinación de 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.

Desde el punto de vista académico, se pretende dar continuidad a la línea de investigación de vulnerabilidad y riesgo sísmico que se ha venido desarrollando en la Universidad de Carabobo, para que a su vez, sea de gran provecho para que otros estudiantes continúen con esta metodología

y se logre obtener una mayor y más completa información de las edificaciones de nuestro país.

1.4. Alcance y limitaciones

La presente investigación se enmarca en el estudio de vulnerabilidad sísmica, a través de la construcción de curvas de fragilidad para una estructura de carácter esencial, como lo es la Clínica Docente Los Jarales ubicada en el Municipio San Diego del Edo. Carabobo, la cual es una estructura regular de tres niveles de tipo aporticado. Es una investigación netamente analítica y no se plantea la realización de ensayos. Por otra parte, en lo que corresponde al tipo de suelo se utilizarán los datos obtenidos en el Estudio de Suelos realizado por la Ing. Aura Herminia Párraga M. bajo el número de referencia 020712 en el mes de agosto del año 2002. El cual indica que la clínica se encuentra en una Zona 5, con un coeficiente de aceleración $A_0=0.3$. No se plantea evaluar la infraestructura.

El estudio de vulnerabilidad sísmica por medio de la construcción de curvas de fragilidad, a pesar de su importancia a nivel sísmico sobre las estructuras, apenas está empezando a desarrollarse en el país, por lo cual se hace difícil tener acceso de manera amplia a estudios anteriores, los cuales podrían servir de referencia para este trabajo.

Finalmente, la orientación de expertos en el área del estudio de vulnerabilidad sísmica por medio de construcción de curvas de fragilidad es casi inexistente.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Estudios anteriores han demostrado que la vulnerabilidad sísmica puede representarse por medio de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Estas curvas caracterizan la vulnerabilidad de un tipo de estructura y permiten así estimar las pérdidas por sismo.

Entre algunos de estos estudios se pueden mencionar los siguientes:

Rojas Gil Romme José (2010), Universidad Central de Venezuela, en su trabajo titulado CURVAS DE FRAGILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICIOS APORTICADOS DE CONCRETO REFORZADO DE POCA ALTURA; construyó curvas de fragilidad sísmica para edificios aporticados de concreto reforzado de poca altura, para dar así continuidad a la línea de investigación de vulnerabilidad y riesgo sísmico, que ha venido presentando el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela (UCV); así como también la evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico para ese tipo de edificios, conforme a las normas establecidas en la Ley de Gestión Integral de Riesgos Socioculturales y Tecnológicos (GIRST) promulgada en Gaceta Oficial N° 39.095 del 09 de enero del 2009.

Coronel Gustavo (2010), Universidad Central de Venezuela, en su trabajo titulado CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑOS EN EDIFICACIONES ESCOLARES DE VENEZUELA DEBIDOS A TERREMOTOS; presenta una metodología aplicable a las instituciones educativas venezolanas que contiene las características de las estructuras utilizadas en el país. Para esto se llevó a cabo la evaluación de un gran número de escuelas a las cuales se les realizó un análisis estructural utilizando los espectros de aceleración de sismos históricos que han ocurrido en Venezuela, con la finalidad de construir las curvas de fragilidad, permitiendo así probabilísticamente estimar daños ante un eventual sismo.

Sánchez Lázaro y Tovar Gustavo (2011), Universidad de Carabobo en su trabajo titulado ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE DAÑOS OCURRIDOS EN UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR BAJO LA ACCIÓN DE UN SISMO USANDO LAS CURVAS DE FRAGILIDAD; construyeron las curvas de fragilidad sísmica para una determinada institución educativa, utilizando un análisis dinámico mediante superposición modal, haciendo uso de un software de cálculo variando el coeficiente de aceleración horizontal. Para luego evaluar los daños y niveles de riesgo sísmico que podría sufrir la edificación ante la ocurrencia de un evento y comparar así los resultados obtenidos con estudios nacionales e internacionales.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Breve reseña histórica de las Normas de construcción en Venezuela.

Para el año 1912 el Ministerio de Obras Públicas (MOP) trabajaba en conjunto con el Colegio de Ingenieros de Venezuela (CIV) en la evaluación de proyectos y estudios de técnicas constructivas traídas de otros países, sin que existiera un marco normativo que regulara las construcciones en Venezuela.

En el año 1938 el Ministerio de Obras Públicas (MOP) crea el *Proyecto de Normas para la construcción de Edificios*, el cual luego de ser revisado y corregido se publica en el año 1945 con el título *Normas para la Construcción de Edificios*. Por otra parte en el año 1939 el MOP había publicado las *Normas para el Cálculo de Edificios*, que no tienen mucha aplicabilidad hasta el año 1947, incentivando principalmente a que la mayoría de las construcciones realizadas fueran de baja altura. Estas normas adquieren su carácter oficial para el año 1947, por disposición de la Junta de Gobierno.

Para 1955 se elabora la Norma MOP, que se publica y pone en vigencia en el año 1959 (Norma MOP 1959), la cual tuvo vigencia hasta el año 1967. Debido al terremoto de Caracas ocurrido en Julio de ese mismo año, el Ministerio de Obras Públicas, a través de su Comisión de Normas, elaboró la

"Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas 1967". A ésta se le dio carácter obligatorio para todos los proyectos y construcciones realizados por dicho despacho, sin que su aplicación los eximiera de la responsabilidad profesional. Todos los Organismos Municipales se adaptaron a dicha Norma y exigieron su aplicación para todos los proyectos y construcciones, realizados por particulares.

Haciendo una síntesis de lo anterior, podemos decir, que la incorporación de los reglamentos y normas antisísmicas para las estructuras han ido surgiendo de manera gradual. Las informaciones básicas se tomaban de Normas y de resultados de las investigaciones de este tipo de problema en otros países. En consecuencia, las Normas adoptadas en Venezuela fueron la adaptación e interpretación dada a dicha información por las diferentes autoridades e ingenieros del país.

Para el terremoto de 1967, la nación no contaba con un organismo técnico para efectuar los estudios e investigaciones y aprovechar la experiencia desde el punto de vista de la ingeniería, ni con organizaciones especiales de defensa civil para realizar las tareas de auxilio y socorro. Para llenar el vacío existente en el país en el campo de los estudios e investigaciones sismológicas y a fin de evitar, en un futuro, las dificultades que pudieran presentarse en la realización de estudios similares, se iniciaron trabajos al respecto, que posteriormente concluyeron con la creación de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), el 28 de julio del año 1972. Al mismo tiempo, en junio de 1972 se instaló la "Comisión de Defensa Civil", organismo éste que vino a llenar otro vacío existente para la fecha del terremoto de 1967.

En el año 1982 se llevó a cabo la aprobación de la primera Norma Sísmica de Venezuela (COVENIN 1756-1982) conocida también como Edificaciones Antisísmicas, actualizando así los requisitos y exigencias de la Ingeniería Sismorresistente para la época. De igual forma condujo a la necesidad de hacerle actualizaciones a la Norma de Concreto en lo que contempla el diseño sismorresistente, por tal motivo en la versión de 1985 de la Norma COVENIN 1753 se anexa por primera vez el capítulo 18, en el cual

se establecen los requisitos para el diseño de elementos estructurales de edificaciones antisísmicas, enmarcados en la Norma 1756-82.

Al analizar los diferentes sismos ocurridos en diversas partes del mundo y el comportamiento que presentaron las estructuras frente a estos casos, hubo la necesidad de revisar la Norma 1756, trayendo como consecuencia que para el año 2001, se aprobara una versión nueva, con el nombre de Edificaciones Sismoresistentes (COVENIN 1756-2001), con la salvedad de que en el Capítulo 4 se estableció la Zonificación Sísmica de Venezuela, con su delimitación a nivel de los Municipios.

A continuación se comparan los aspectos con mayor relevancia entre cada norma y sus modificaciones, en la tabla II.1.

Tabla II.1. Tabla comparativa de las normas de diseño venezolanas

	Teoría de Diseño y análisis de secciones de concreto	Resistencia a la compresión, f_c	Dimensión mínima de vigas y columnas	Resistencia nominal del acero, F_y
MOP - 1939	Teoría clásica, con acciones de servicio y tensiones admisibles.	Mínimo 120 kgf/cm ² y Máximo 200 kgf/cm ²	25 cm para columnas	1200 kgf/cm ² , sin opción a acero especial
MOP - 1947	Teoría clásica, con acciones de servicio y tensiones admisibles.	Mínimo 100 kgf/cm ² y Máximo 270 kgf/cm ²	25 cm para columnas	1200 kgf/cm ² , <i>con opción de acero especial con 1400 kgf/cm²</i>
MOP - 1955	Teoría clásica, con acciones de servicio y tensiones admisibles.	Mínimo 100 kgf/cm ² y Máximo 270 kgf/cm ²	<i>20 cm para columnas</i>	1200 kgf/cm ² , con opción de acero especial con 1400 kgf/cm ² , <i>añadiendo requisitos de calidad del material.</i>
MOP - 1957	Se presentó como de Teoría Clásica anunciando una próxima versión con Teoría de Rotura, que no apareció, pero incorporó algunos elementos de esta teoría anunciada, implícitamente.	Mínimo 100 kgf/cm ²	20 cm para columnas <i>(15 cm para pilares secundarios), añadiéndoles controles de esbeltez y excentricidades mínimas.</i>	<i>Fy admisible 0,5 límite elástico, con cota 2700 kgf/cm², y 45% de la tensión de rotura para el caso de la tracción y de 2250 kgf/cm² a compresión.</i>
COVENIN 1753-1981	COVENIN-1753-81 fue Primera norma de diseño nacional según la <i>Teoría de Rotura. Se creó la norma de diseño sísmico "Edificaciones antisísmicas"</i>			
COVENIN 1756-1982	<i>COVENIN 1756-82</i>		30 cm para columnas y 25 cm para vigas	
COVENIN 1753-1987	Teoría de Rotura. <i>Se le modificó el nombre a la norma sísmica a "Edificaciones Sismoresistentes"</i>	Mínimo 210 para zonas sísmica (2003)	30 cm para columnas y 30 cm para vigas	4200 kgf/cm ²
COVENIN 1756-2001	<i>COVENIN 1756-2001</i>			

Fuente: Rojas Gil Romme Jose, 2010.

2.2.2. Amenaza Sísmica

Es la probabilidad de que ocurra un evento sísmico, el cual puede ser potencialmente adverso en una determinada zona durante un cierto período de tiempo.

2.2.3. Los sismos

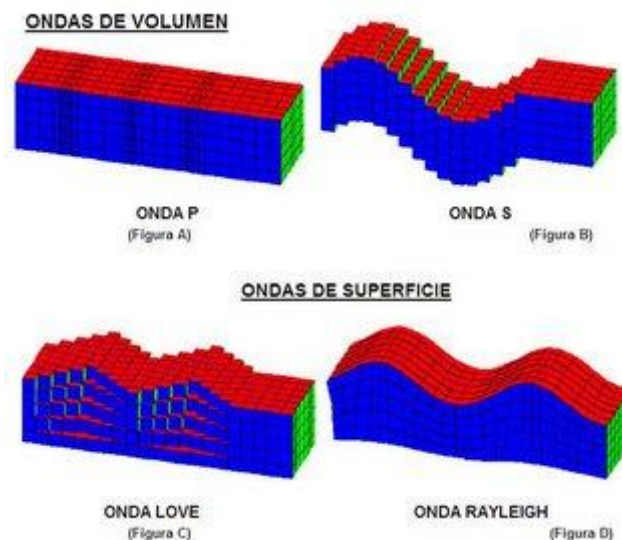
Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos (grandes y pequeños) es la ruptura y fractura de las rocas en las capas más exteriores de la tierra. Como resultado de un proceso gradual de acumulación de energía debido a los fenómenos geológicos que deforman la superficie de la tierra, dando lugar a las grandes cadenas montañosas. Los sismos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización.

En el interior de la tierra ocurre una fractura súbita cuando la energía acumulada excede la resistencia de las rocas. Al ocurrir la ruptura, se propagan (en el interior de la tierra) una serie de ondas sísmicas que al llegar a la superficie se sienten como un temblor. Generalmente, los sismos ocurren en zonas de debilidad de la corteza terrestre que se denominan fallas geológicas. Existen también sismos menos frecuentes causados por la actividad volcánica en el interior de la tierra, y temblores artificiales ocasionados por la detonación de explosivos. El sitio donde se inicia la ruptura se llama foco y su proyección en la superficie de la tierra, epicentro.

El fenómeno sísmico es similar al hecho de arrojar un objeto a un estanque de agua. En ese caso, la energía liberada por el choque de dicho objeto con la superficie del agua se manifiesta como un frente circular de ondas, que se aleja en forma concéntrica del punto donde cayó el objeto. En forma similar, las ondas sísmicas se alejan del foco propagándose por el interior de la tierra, produciendo vibraciones en la superficie.

Existen cuatro tipos de ondas sísmicas, clasificadas, según la forma y medios de transmisión, en dos grandes grupos: Un primer grupo de ondas corpóreas y un segundo de ondas superficiales. Dentro del primer grupo están las ondas P (primarias) y las ondas S (secundarias). Las ondas P son las más veloces y las primeras que llegan, en superficie, a la estación sismológica; se propagan tanto a través de cuerpos sólidos como de materiales líquidos a manera de compresión o dilatación de las partículas del medio, o sea, longitudinalmente en el mismo sentido de la dirección del movimiento.

Figura II.1 Tipos de ondas sísmicas.



Fuente: www.recursos-tic.org.

Dentro del segundo grupo están las ondas L (Love) y las ondas R (Rayleigh), llamadas así en honor al geofísico británico Augustus Love y al físico británico John Rayleigh respectivamente. Estas ondas se propagan por la superficie de la Tierra, son muy lentas, de mayor amplitud y de períodos muy largos, por lo que pueden no ser perceptibles. El movimiento de la onda Love es similar al de la onda S pero en superficie, mientras que el de la onda Rayleigh es de tipo elíptico.

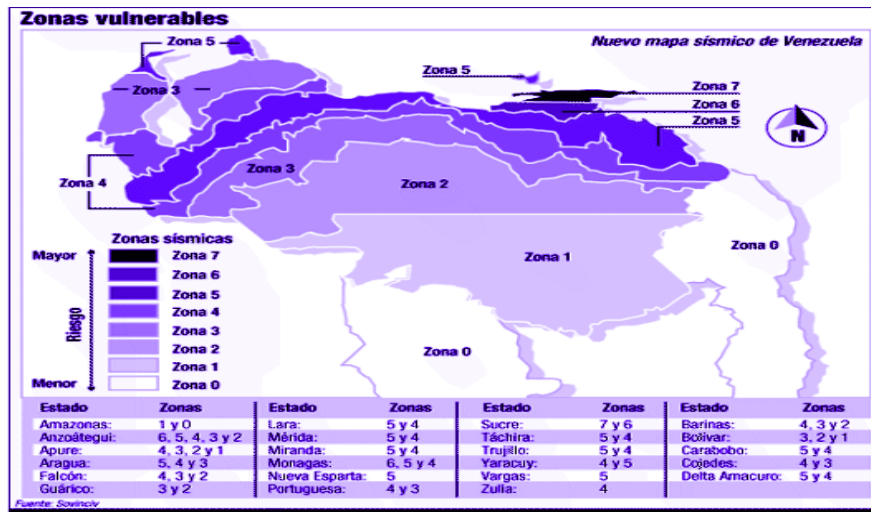
Según su origen las fallas se clasifican en: normal, inversa y transcurrente (FUNVISIS, 1980).

- ❖ Fallas normales: Conocidas también como fallas tensionales, lo que produce un esfuerzo de estiramiento. En ellas, el bloque inferior se desliza a favor del plano de falla.
- ❖ Fallas inversas: Denominadas a su vez compresionales, lo que produce un esfuerzo de compresión. En ellas, el bloque superior ha ascendido a favor de un plano de falla.
- ❖ Fallas transcurrentes: También denominadas fallas de salto en dirección o de rumbo. En estas, un bloque se desliza lateralmente respecto al otro, a favor de un plano de falla.

El Norte del país forma parte del límite entre las placas de América del Sur y del Caribe. La zona de contacto entre estas dos placas tectónicas ha formado un sistema activo de fallas principales del tipo transcurrente dextral a lo largo de un cinturón de aproximadamente 100 Km. delimitado por los sistemas montañosos de los Andes venezolanos, la cordillera central y oriental, denominado sistema de fallas de Oca-Ancón-Bocono-San Sebastián-El Pilar, mientras que el Oriente de Venezuela está caracterizado por una zona de subducción que se extiende hasta las Antillas Menores.

Para fines de aplicabilidad, la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001), presenta la división en ocho zonas del país (Figura II.2), considerando que la zonificación sísmica de Venezuela está determinada por las condiciones locales que presentan sectores que afectarían a una construcción, definiendo el riesgo a partir de una aceleración horizontal, denominada aceleración de diseño.

Figura II.2. Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela según Norma COVENIN 1756-2001.



Fuente: COVENIN 1756-2001.

El origen de los sismos en Venezuela se debe a la liberación de energía producto del contacto entre las placas tectónicas del Caribe y la suramericana. El movimiento de la placa del Caribe hacia el este con respecto a la suramericana, produce una actividad sísmica significativa. Cuando se presenta un movimiento relativo entre estas dos placas se generan ondas sísmicas, que producen el movimiento del suelo.

Figura II.3. Mapa de Venezuela donde se muestra el sistema de fallas principales.



Fuente: <http://www.cecalc.ula.ve/blogs/notisismo/acerca-de/>.

En el caso de Venezuela, casi todos los sismos destructores han sido de origen superficial, ejemplo de ellos lo constituyen el terremoto de Cariaco (09 de Julio de 1997) y el terremoto 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.

En el país siempre existe la posibilidad de que, en un modo u otro, se produzca un sismo, por tal motivo se deben adoptar las medidas necesarias que ayuden a mitigar el daño que estos producen, para contribuir con la preservación de la vida y bienes de las personas.

2.2.4. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad se puede definir de varias formas, EIRD (Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres) de las Naciones Unidas, Ginebra, 2004, la define como “las condiciones determinadas por factores o procesos físicos, sociales, económicos y ambientales que aumentan la susceptibilidad y exposición de una comunidad al impacto de Amenazas”. Se debe recordar que la vulnerabilidad se evalúa de manera independiente de la amenaza pues la combinación de ambos resulta en el riesgo.

Experiencias anteriores han demostrado que la vulnerabilidad se inicia en el suelo donde está cimentada y ubicada la estructura, viéndose afectada por los aspectos de forma de la estructura así como también por la resistencia de la estructura ante el evento natural. Por otra parte, el contenido de la estructura podría, según sea su respuesta, incrementar la vulnerabilidad, y también la organización y la manera operativa que se tenga ante eventos naturales puede ser un factor que incremente la vulnerabilidad.

Figura II.4 Daños causados por el terremoto de Chile en el 2010.



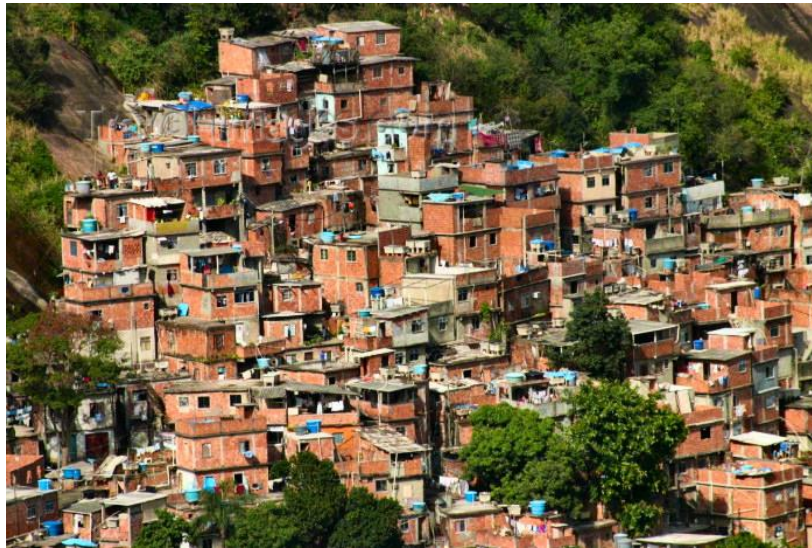
Fuente: <http://www.globedia.com>.

Existen situaciones en las cuales la población está seriamente expuesta a sufrir daño si llegara a ocurrir un evento natural peligroso (huracán, sismo, tormentas, inundaciones, etc.), pero sin embargo, hay otras, en las cuales la comunidad está rodeada de ciertas condiciones de seguridad, por lo cual puede considerarse protegida.

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

- 1) 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.
- 2) Cuando se han construido estructuras muy precarias, sin buenas bases o cimientos, sin materiales apropiados, sin la supervisión de ingenieros expertos, etc.
- 3) Cuando no existan las condiciones económicas que permitan satisfacer las necesidades de las personas (dentro de las cuales debe contemplarse la creación de un hábitat adecuado).

Figura II.5. Viviendas construidas sobre terrenos inestables (Rio de Janeiro: Favela da Rocinha).



Fuente: <http://www.travel-images.com>

2.2.5. Clases de Vulnerabilidad

La Organización Panamericana de la Salud (1993), clasifica la vulnerabilidad como se muestra a continuación.

2.2.5.1. Vulnerabilidad No Estructural

Un edificio puede quedar en pie luego de un desastre y quedar inhabilitado debido a daños no estructurales. El costo de las partes no estructurales en la mayoría de los edificios es considerablemente mayor que el de las estructurales. Esto se cumple especialmente en hospitales donde el 85 a 90% del valor de la instalación no está en las columnas de soporte, pisos y vigas, sino en el diseño arquitectónico, sistemas mecánicos y eléctricos y en el equipo allí contenido. Un movimiento sísmico de menor intensidad causará daños no estructurales mayores que los que resultarían de daños a componentes estructurales. Por lo tanto, los aspectos más vitales de un hospital, aquellos que se relacionan más directamente con su propósito y función, son los que más fácilmente se ven afectados o destruidos por los terremotos. Igualmente es más fácil y menos costoso readaptarlos y prevenir su destrucción o afectación. No basta con que un hospital simplemente no colapse después de un terremoto, sino que debe seguir funcionando como hospital. Puede quedar

con la apariencia externa de un hospital, pero si internamente está gravemente afectado, no podrá dar la debida atención a las personas. Este aparte está enfocado básicamente a enfatizar la prevención del "desastre interno" o lo que técnicamente se denomina "falla no estructural" y también se refiere a las fallas no estructurales que pueden afectar la integridad de la estructura misma.

Figure II.6 Daños no estructurales por flexibilidad excesiva (Pereira, 1995)



Fuente: <http://www.aicsa.cl/noticret.html>.

2.2.5.2. Vulnerabilidad Estructural

Es fácil concluir que los hospitales tienen problemas para prepararse para un desastre, más que ningún otro servicio. Muchos de los problemas mencionados anteriormente se originan en deficiencias de la seguridad estructural y no estructural del edificio. El componente estructural debe ser considerado durante la etapa de diseño y construcción, cuando se trata de un nuevo edificio, o durante una etapa de reparación, remodelación o mantenimiento, cuando se trata de un edificio ya construido. Un buen diseño estructural es la clave para que la integridad del edificio sobreviva, aun en un terremoto severo. Posiblemente pueden presentarse daños, pero seguramente no entrará en colapso. Si un hospital se desploma, aun parcialmente, será un pasivo para la comunidad después del desastre y no el activo que debe ser.

Por otra parte, en la planeación de un hospital es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones ha residido en esquemas de configuración arquitectónico-estructural nocivos. Puede decirse de manera general que las edificaciones de forma irregular y esquemas

estructurales simples son castigadas fuertemente por los sismos. Y desgraciadamente, los métodos de análisis sísmico usuales no logran cuantificar de forma adecuada la mayoría de estos problemas. De cualquier manera, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

Desafortunadamente, en muchos países de América Latina la aplicación de las normas de construcción sismo-resistente no se ha realizado efectivamente; y en otros, dichas Normas no han considerado especificaciones especiales para las estructuras de edificaciones hospitalarias. Por esta razón, no es extraño que cada vez que ocurre un terremoto en la región, las edificaciones más afectadas sean precisamente los hospitales, que deberían ser las últimas en ser afectadas. En otras palabras, la vulnerabilidad estructural en general de los hospitales es alta, situación que debe ser corregida con el fin de evitar enormes pérdidas económicas y sociales, en particular en los países en desarrollo.

Figura II.7 Daños de un Hospital debido a problemas de configuración estructural.



Fuente: <http://helid.digicollection.org>

2.2.5.3. Vulnerabilidad Funcional

Desde el punto de vista funcional es necesario hacer referencia a los aspectos externos, relativos a la selección del terreno, su tamaño, los servicios públicos, las restricciones ambientales, las vías adyacentes y su conexión con el entramado urbano. Igualmente, es necesario abordar los aspectos relativos a la zonificación general, es decir a las interrelaciones, circulaciones primarias y secundarias, privadas y públicas y a los accesos generales y particulares de las áreas básicas en que se subdivide el hospital. Finalmente, debe tenerse en cuenta la zonificación particular, es decir, los aspectos de funcionamiento interno de cada uno de los cinco sectores que conforman el hospital.

Un edificio para hospital lo componen cinco áreas básicas, las cuales tienen funciones bien determinadas y propias, pero a su vez unas con otras deben cumplir interrelaciones vitales para su buen funcionamiento. La relación entre dichas áreas o sectores, que son: Administración, Servicios Intermedios o Ambulatorios, Servicios Generales, Consulta Externa y Urgencias y Hospitalización, puede resultar crítica si en el diseño no se consideró su funcionamiento y distribución en el caso de atención masiva de pacientes. Un hospital puede ser víctima de un "colapso funcional" como consecuencia de esta situación, la cual es sólo detectada en el momento en que ocurre una emergencia. A las áreas antes mencionadas es importante adicionarles un área de especial utilidad en casos de desastre: el área de los exteriores, la cual juega un rol de particular importancia para la atención de desastres.

2.2.6. Riesgo

El riesgo se puede definir como la probabilidad de que una amenaza se convierta en un desastre. La vulnerabilidad o las amenazas, por separado, no representan un peligro. Pero si se juntan, se convierten en un riesgo, es decir, en la probabilidad de que ocurra un desastre. Sin embargo todos los riesgos pueden reducirse o manejarse. Si se es cuidadoso en una relación con el ambiente, y se 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.

$$R = A \cdot V \quad (\text{Ecuación II.1})$$

Dónde:

R = Riesgo

A = Amenaza o Peligro.

V = Vulnerabilidad

Se podría clasificar los riesgos como:

- ❖ Riesgos naturales: Fenómenos naturales que producen perturbación capaz de sobrepasar la capacidad de respuesta de los sistemas nacionales o regionales en cuanto a restauración de los servicios públicos, atención médica de forma temporal y definitiva, se requiere del apoyo externo para dar una respuesta eficaz y minimizar los daños ocasionados.
- ❖ Riesgos tecnológicos: Fenómenos que ocasionan daños a represas, explosiones, contaminación radioactiva, derrame por rotura de oleoductos, emanaciones de gases tóxicos, incendio en pozos, derrames de petróleo y contaminación de aguas subterráneas entre otros.
- ❖ Riesgos antrópicos: Son el resultado provocado por la actividad humana, como por ejemplo: falla de los sistemas de seguridad, accidentes, o de carácter social, conflictos armados, terrorismo, deforestaciones de la ribera de los ríos, entre otros.
- ❖ Riesgo sísmico: Se llama riesgo sísmico a la probabilidad de ocurrencia, dentro de un plazo dado, de un sismo que cause, en un lugar determinado, cierto efecto definido como pérdidas o daños determinados. El riesgo sísmico depende fundamentalmente de la cantidad de personas que habiten una zona determinada y tipo de estructuras donde ellas vivan.

2.2.7. Curvas de Fragilidad

Las funciones de vulnerabilidad son relaciones gráficas que expresan de manera continua la relación media entre el daño y la intensidad del movimiento sísmico, debido al tipo edificación. Dichas relaciones pueden ser derivadas a partir del ajuste numérico de un conjunto de observaciones de daños para diferentes tipologías estructurales o generadas a través de un proceso de simulación numérica. Se puede decir que la función que relaciona la intensidad sísmica con el daño o con la pérdida esperada de un elemento expuesto es una curva de fragilidad.

Una de sus variantes fundamentales la constituyen las funciones de vulnerabilidad expresadas en términos del índice de vulnerabilidad. En este formato, la calificación de la vulnerabilidad de la estructura se hace a través del índice de vulnerabilidad (I_v), de manera que los niveles de daño esperados para un sismo determinado pueden ser correlacionados a través de las funciones de vulnerabilidad.

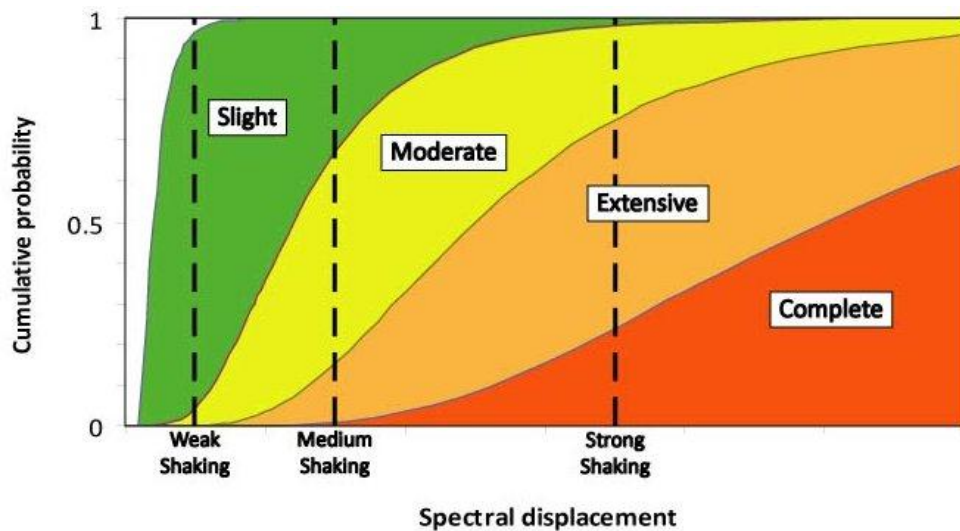
También pueden definirse como curvas que permiten representar la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño (estado de daño) como una función de un parámetro representativo de la severidad del movimiento sísmico (aceleración, intensidad, etc.) o de la respuesta estructural (deriva, desplazamiento, etc), (Rojas, 2010).

Según Bobadilla De La Torre (2005), estas curvas son de gran utilidad para los ingenieros de diseño, investigadores, expertos de fiabilidad, expertos de compañías de seguros y administradores de sistemas críticos, tales como hospitales y autopistas, entre otros, debido a que son parte esencial para los siguientes tipos de estudios:

- ❖ Evaluación de riesgos sísmicos de los sistemas estructurales.
- ❖ Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales.
- ❖ Identificación de diseño óptimo y estrategias de rehabilitación.

- ❖ Determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, los cuales pueden servir para la toma de decisiones y elaboración de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios.

Figura II.8. Ejemplo de curvas de fragilidad para cada estado de daño.



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

2.2.8. Estimación de daños

2.2.8.1. Definición de los estados de daño

Como es tradición, los códigos para la construcción de edificaciones hacen énfasis en la preservación de las vidas humanas, ya que es el objetivo principal en un diseño, sin embargo el criterio de seguridad no es suficiente para asegurar el funcionamiento después de un sismo. Por lo tanto se debe implementar un mejor control de daños.

Para poder determinar los estados de daños se deben tomar en cuenta algunos factores como el sistema estructural, el modo de fallo de los elementos y las características específicas de los sismos, por lo que luego de haber obtenido las derivas máximas de la estructura y haber hecho el análisis

correspondiente, se deben relacionar estas con un estado de daño predeterminado.

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 Sanchez 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.

2.2.8.2. 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.2. 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.2. Límites de derivas para cada estado de daño.

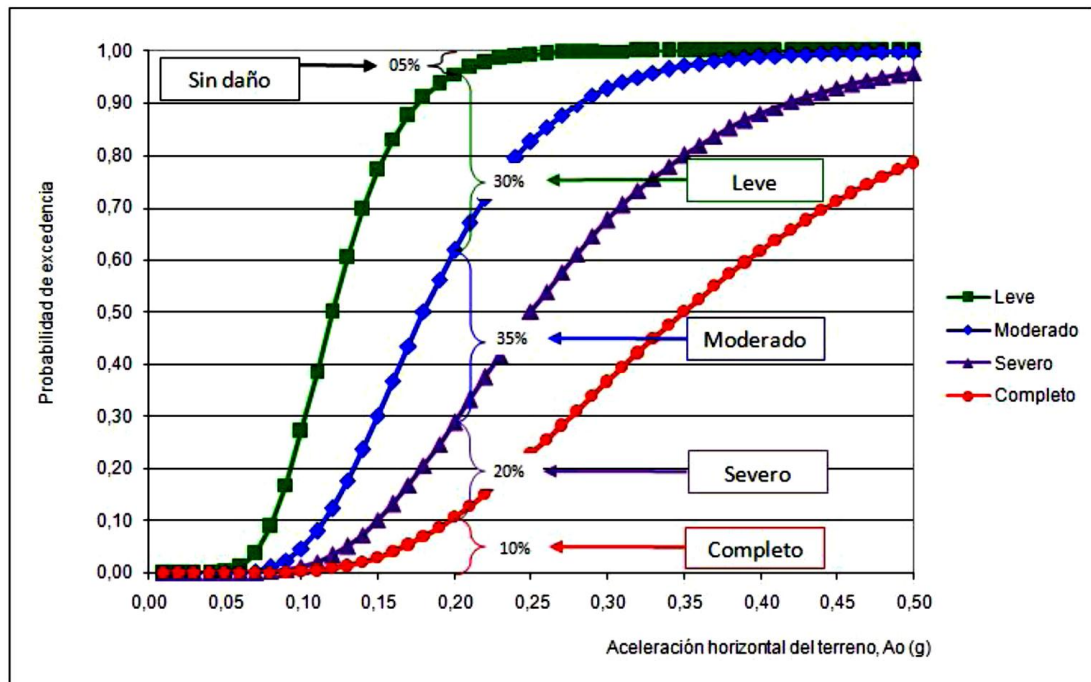
Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0040	0.0050	0.0050	0.0050
Moderado	0.0064	0.0080	0.0087	0.0100
Extensivo	0.0160	0.0020	0.0233	0.0300
Completo	0.0400	0.0500	0.0600	0.0800

Fuente: Roberto Aguiar y Carlos Bobadilla, 2006.

2.2.8.3. Evaluación del daño sísmico

Una de las ventajas de las curvas de fragilidad sísmica es que se puede determinar las probabilidades de ocurrencia para cada estado de daño asociado, la diferencia entre cada estado de daño i (P_i), menos la probabilidad de daño de la siguiente (P_{i+1}). Como se muestra en la figura II.9.

Figura II.9. Probabilidad de ocurrencia por estado de daño.



Fuente: Rojas (2010), O Tovar y Sánchez (2011).

Para el ejemplo mostrado en la figura II.9, se aprecia que la probabilidad de ocurrencia del daño severo es la probabilidad de excedencia del daño severo (30%) menos la probabilidad de excedencia del daño completo (10%), es decir, se obtiene una probabilidad de ocurrencia del 20% para un daño severo, 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 caso de que se esté reflejando con valores porcentuales.

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

En la tabla II. 3. Se aprecia el vector de probabilidad de daño, para el ejemplo de la figura II.9, donde se utilizó una $A_o=0.20g$.

Tabla II.3. Vector de probabilidad de daño.

Aceleración horizontal del terreno (Ao) (g)	Estado de daño asociado				
	Ninguno	Leve	Moderado	Severo	Completo
0,20	5%	30%	35%	20%	10%

Fuente: Tovar y Sanchez (2011).

El daño sísmico o daño medio (Dm) permite representar un daño discreto respecto al modelo estudiado de edificación, definiendo los rangos de valores asociados a cada nivel de daño, éste se estima mediante la ecuación II.2, donde se realiza una ponderación de las probabilidades de ocurrencia para cada estado de daño (Pi) con los factores de daño (Di) que están relacionados con los costos de reposición; éstos se encuentran indicados en la tabla II.4.

$$Dm = \sum_{i=0}^4 Pi * Di \quad (\text{Ecuación II.2})$$

Tabla II.4. Vector de probabilidad de daño.

I	Estado de daño asociado	Di (%)	Dm (%)	Nivel de riesgo	Ir (%)
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: Rojas (2010), O Tovar y Sánchez (2011).

La tabla II.5. Indica la estimación de daño medio para el ejemplo mostrado en la Figura II. 9., donde la probabilidad de ocurrencia de la tabla II. 3 y los factores de daño corresponden a la tabla II. 4.

Tabla II.5. 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	5	0	0
1	Ligero	30	5	1,5
2	Moderado	35	20	7
3	Severo	20	65	13
4	Completo	10	100	10
Daño Medio (Dm)			Σ	31,5

Fuente: Rojas (2010), O Tovar y Sánchez (2011).

2.2.8.4. Evaluación del nivel de riesgo

Los niveles de riesgo sísmico, permiten representar de forma discreta el grado de daño o pérdidas esperadas ante la ocurrencia de un evento sísmico. En este trabajo, los niveles de riesgo se asocian a los índices de riesgo (I_r), como se muestra en la tabla II. 3.

Para determinar el índice I_r , se calculan primero las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño para un determinado valor de aceleración horizontal del terreno, como se muestra en la figura II.9.

El valor de la aceleración horizontal del terreno para el cálculo del nivel de riesgo dependerá de la zona donde se encuentre ubicada la 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 período de 50 años o un período 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 ecuación II.3.

$$I_r = \sum_{i=0}^4 P_i * D_i \quad (\text{Ecuación II.3})$$

2.2.9. Métodos para determinar las curvas de fragilidad

Los métodos más usados para la determinación de las curvas de fragilidad según Bobadilla De La Torre (2005), se presentan a continuación.

2.2.9.1. Métodos basados en observaciones de campo

A través de estos se construyen las curvas de fragilidad partiendo de los daños observados, son de gran ayuda a la hora de calibrar los resultados obtenidos por medio de métodos analíticos y de ensayos de laboratorio.

A las estructuras existentes, al aplicar este método, se les clasifica por tipologías, dependiendo de cuales sean sus características geométricas, aspectos relacionados con la importancia y el uso de las estructuras.

La intensidad de movimiento se determina en cada zona donde estén ubicadas las estructuras analizadas. Así, es posible generar las curvas de fragilidad para cada una de las clases identificadas previamente, partiendo de los daños observados durante las inspecciones de un sismo.

La participación de profesionales dedicados al diseño, análisis y patología de estructuras es requerida para la aplicación de este tipo de métodos, para así poder hacer formularios de inspección que permitan hacer una descripción de forma veraz de los daños observados. Lo recomendable es que dichos formularios sean usados por profesionales especializados para así reducir la incertidumbre relacionada al carácter subjetivo de estos métodos.

2.2.9.2. 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 costos.

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.

2.2.9.3. Métodos a partir de la opinión de expertos

El uso de estos métodos es otra manera de determinar las curvas de fragilidad, a partir de opiniones de expertos en análisis, diseño y patología estructural, en cuanto a interrogantes que tienen que ver con el comportamiento que pueda presentar la estructura en estudio. Partiendo de estos datos es posible calcular un parámetro, que cuantifique el daño, el cual se determina en función de la intensidad sísmica que presente el movimiento. Posteriormente a que este factor es calculado para toda la estructura, se determinan las estadísticas de los resultados que se hayan obtenido y se le hace un ajuste a una función de distribución de probabilidad. Luego los estados de daño a considerar son establecidos y se define el intervalo de variación del parámetro cuantificador del daño para cada uno. Y por último, se puede determinar la probabilidad para cada estado de daño, integrando la distribución que se haya elegido entre los límites de cada intervalo. Graficando estas probabilidades para cada valor de intensidad sísmica se pueden determinar finalmente las curvas de fragilidad.

2.2.9.4. Métodos analíticos

Estos métodos pueden ser usados en zonas donde no se cuente con observaciones de daños debido a sismos, ni de resultados de ensayos de laboratorios suficientes. También podrían ser de gran ayuda, a la hora de realizarle un análisis de vulnerabilidad sísmica a una estructura en particular.

Para estos métodos deben utilizarse modelos que representen de la mejor forma posible, tanto el comportamiento sísmico estructural como las principales

características de los movimientos del terreno, ya que los resultados obtenidos con este tipo de métodos, son muy sensibles a los modelos construidos para representar las estructuras y la acción sísmica.

Este tipo de método puede ser utilizado para predecir la vulnerabilidad, por eso es de gran importancia para los estudios de prevención y atención de desastres, y de esta manera mitigar el riesgo al cual se encuentren sometidas las estructuras, sin necesidad de que ocurra una acción sísmica.

2.2.10. Método de los Estimadores Puntuales

Este método (MEP) originalmente propuesto por Rosenblueth en 1975, es una herramienta valiosa para el cálculo de momentos estadísticos de respuestas de sistemas aleatorios con una satisfactoria precisión.

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. (Sánchez y Tovar, 2011).

El MEP, establece que para “n” variables aleatorias, el cálculo de número de casos de análisis (N) será igual a 2^n . Esto suponiendo que las “n” variables aleatorias son independientes y que sus distribuciones probabilísticas sean independientes, como se muestra en la Ecuación II.4.

$$N = 2^n \quad \text{(Ecuación II. 4)}$$

Dónde:

N = Número de puntos o casos análisis.

n = Número de variables aleatorias.

Un ejemplo de esto, sería cuando se establece una variable aleatoria, y se aplica la Ecuación II.4, se tendría como resultado dos casos de análisis como se muestra 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).

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

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.

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

Para determinar la desviación estándar típica (Ecuación II.7) de la función de fallo de "n" variables aleatorias y su valor medio (Ecuación II.5) se usan las siguientes expresiones:

$$\mu_f = \sum_{i=1}^n P_j * f_i \quad (\text{Ecuación II.5})$$

$$E[F^2] = \sum_{i=1}^n P_j * f_i^2 \quad (\text{Ecuación II.6})$$

$$\sigma_f = \sqrt{E[F^2] - \mu_f^2} \quad (\text{Ecuación II.7})$$

Donde:

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.

Y por último para el cálculo del índice de confiabilidad (β), se usa la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{\mu_f}{\sigma_f} \quad (\text{Ecuación II.8})$$

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. Método de análisis dinámico lineal

El método que se utilizó en la presente investigación fue el de análisis dinámico de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.

Se debe considerar todos los grados de libertad que sean necesarios, para así poder lograr representar en su totalidad los posibles modos de deformación y fuerzas de inercia significativa que pueden presentarse en tres dimensiones, a la hora de analizar una estructura ante un determinado evento sísmico.

Bajo la hipótesis de comportamiento elástico, existe una variedad de programas basados en el método de elementos finitos, que facilitan el análisis dinámico de los modelos para cualquier distribución de masas y rigideces. No obstante, aun cuando se disponga de un software de cálculo estructural para analizar una edificación, no debe de perderse de vista que es mayor el esfuerzo que se requiere para la interpretación de los resultados, aumentando la posibilidad de incurrir en errores humanos. Por tal motivo, es conveniente utilizar solamente tantos grados de libertad como sean realmente necesarios, para representar las deformaciones y fuerzas relevantes (Rojas, 2010).

En el diseño de edificaciones, de la misma forma como se realiza en el análisis estático, para el análisis dinámico se emplea la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos. De esta manera el problema global se reduce a tres grados de libertad dinámicos por nivel: dos desplazamientos laterales y un giro alrededor del eje vertical (Rojas, 2010).

En los métodos de análisis sísmicos comúnmente adoptados, se da por sentado que los sistemas de piso y techo, constituyen diafragmas horizontales infinitamente rígidos y capaces de realizar dicha distribución de fuerzas sin deformarse. Esta hipótesis es generalmente válida, ya que los sistemas usuales de losas de concreto poseen alta rigidez para fuerzas en su plano. No siempre es así, sin embargo, hay estructuras que carecen de sistemas de piso en alguno o en todos sus niveles, o en las que existen grandes huecos que reducen drásticamente la rigidez (Rojas, 2010).

Según Rojas (2010), la falta de estos diafragmas rígidos ocasionan las siguientes consecuencias:

- ❖ Las fuerzas de inercia y cortantes de entrepiso no se distribuyen entre los distintos elementos resistentes.
- ❖ Las fuerzas de inercia pueden generar empujes sobre los elementos de muro de carga, donde estos tiene escasa resistencia.
- ❖ Puede ocasionar distorsión de la estructura en planta e invalidar la hipótesis, de que las fuerzas sísmicas actuantes en cualquier dirección pueden descomponerse en fuerzas aplicadas sobre los sistemas ortogonales resistentes de la estructura.

2.2.12. Probabilidad

La probabilidad mide la frecuencia con la que se obtiene un resultado, al llevar a cabo un experimento aleatorio, del que se conocen todos los resultados posibles, bajo condiciones suficientemente estables.

La teoría de la probabilidad se usa extensamente en áreas como la estadística, la física, la matemática, la ciencia y la filosofía para sacar conclusiones sobre la probabilidad de sucesos potenciales y la mecánica subyacente de sistemas complejos.

2.2.12.1. Espacio Muestral

Es el conjunto formado por todos los posibles resultados de un experimento aleatorio.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

El presente trabajo califica en la modalidad de investigación de campo, la cual se enfoca, en la indagación aplicada para comprender y resolver alguna situación, necesidad o problema en un contexto determinado.

Según Sabino (1992), una investigación de campo es aquella que se refiere a los modelos a emplear cuando los datos de interés se recogen en forma directa de la realidad, durante el trabajo concreto del investigador y sus equipos. De igual manera Balestrini (1997), señala que se entiende por investigación de campo, 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 presenta dos tipos de estudios: Descriptivo y Aplicado.

“Un proyecto de investigación es el plan definido y concreto de una indagación a realizar, donde se encuentran especificadas todas sus características básicas.” (Sabino 1994, p. 115)

La investigación descriptiva consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno o grupo con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los estudios descriptivos miden de forma independiente las variables y aun

cuando no se formulen hipótesis, éstas aparecerán enunciadas en los objetivos de investigación. (Arias 1999, p. 46).

En tal sentido, este trabajo es fundamentalmente descriptivo puesto que se estudia el comportamiento de la estructura de la edificación objeto de estudio, ante la ocurrencia de un evento sísmico.

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” (p. 96).

Esta investigación es considerada aplicada, debido a que las curvas de fragilidad sísmica obtenidas para la Clínica Docente Los Jarales (Municipio San Diego, Estado Carabobo), permiten formular planes orientados a prevenir y mitigar riesgos sísmicos en dicha estructura.

3.3. Diseño de la investigación

El presente trabajo, tiene como propósito la obtención de curvas de fragilidad de la Clínica Docentes Los Jarales, que permitan estimar las pérdidas por sismo y a su vez puedan ser usadas posteriormente para otras estructuras similares. En la investigación no se manipulan las variables, 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 Kerlinger (1989) “La investigación no experimental o ex-post-facto es cualquier investigación en la que resulta imposible manipular variables o asignar aleatoriamente a los sujetos o a las condiciones”.(p. 116).

3.4 Población y Muestra

Población:

Tamayo y Tamayo (1998) considera la población como “la totalidad del fenómeno a estudiar y parte de ésta es considerada como muestra.”

Según Morles (1994) la población o universo se refiere al conjunto para el cual serán válidas las conclusiones que se obtengan.

Para la selección de la institución médico asistencial a evaluar, se tomó como población, la Clínica Docente Los Jarales, (Municipio San Diego, Estado Carabobo), la cual presenta dos cuerpos:

Cuerpo “A” es el cuerpo principal, posee un área de 768,60m², consta de tres niveles y un anexo.

Cuerpo “B” posee un área de 434 m² y consta de tres niveles sin anexo.

Dichos cuerpos se encuentran unidos por una junta de construcción.

Muestra:

Hernández, R. (1998) “La muestra es un subgrupo de la población, es decir, un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto en sus características.” (p.207)

Para la muestra de esta investigación se seleccionó el cuerpo “A” de la Clínica Docente Los Jarales, (Municipio San Diego, Estado Carabobo). En vista de que presenta una estructura mayor a la del cuerpo “B” y comprende el área de emergencia y otras áreas de gran importancia.

3.5. Instrumentos de Recolección de Información

Para la recolección de los datos en el desarrollo de la investigación, se utilizaron los métodos de observación directa y documental.

Observación directa:

Es una técnica que consiste en observar atentamente el fenómeno, hecho o caso, tomar información y registrarla para su posterior análisis. Definida por Sabino (1992), como “el uso sistemático de nuestros sentidos orientados a la captación de la realidad que queremos estudiar”(p.81). La observación es un elemento fundamental de todo proceso investigativo; en ella se apoya el investigador para obtener el mayor número de datos. Gran parte del acervo de conocimientos que constituye la ciencia ha sido lograda mediante la observación.

Observación Documental:

El diseño de la presente investigación amerita revisión documental y el análisis de datos obtenidos de diferentes fuentes de información, tal como, manuales técnicos, informes de investigación, Gacetas Oficiales, Reglamentos, Normas, Textos, etc. En este sentido, Sabino (2006), expresa: “... la investigación documentaria corresponde a la técnica de documentación para dar mayor confiabilidad a sus resultados” (p.59). Los objetivos planteados en la presente investigación, se medirán de acuerdo al trabajo de simulación computarizada o modelado de la estructura, así como a través de la revisión de información de autores nacionales e internacionales relacionada con el tema, lo cual permitirá dar respuestas a las interrogantes formuladas.

3.6. Procedimiento de la Investigación

Para la elaboración 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 la Clínica Docente los Jarales.

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 seis etapas, cada una de ellas se describe a continuación:

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

Consistió en seleccionar la estructura base con la cual se realizó el estudio (Clínica Docente Los Jarales), se tomó la decisión de llevar a cabo la investigación con esta institución médico asistencial ya que cumple con la premisa de ser una estructura esencial, además de contar con los datos necesarios para la elaboración del modelado y el estudio de vulnerabilidad.

Las características principales de la estructura de la Clínica Docente los Jarales son las siguientes: presenta una configuración estructural de tipo aporticado o sistemas de pórticos de concreto armado, además se encuentran constituidos por marcos rígidos (vigas y columnas), las cuales ayudan a soportar, tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales, según estas características del sistema estructural para este tipo de edificación institucional le corresponde Tipo I.

Por otro lado, la institución médico asistencial consta de tres niveles: primer nivel, segundo nivel y planta techo. Adicionalmente, la planta techo sala de máquinas se consideró como un anexo.

3.6.2. Segunda etapa: Recopilación de información sobre la institución médico asistencial

En esta etapa se trató de ubicar y seleccionar la información necesaria para el modelado de la estructura, dimensiones de las secciones (vigas columnas, etc.) y las cargas gravitatorias que intervienen. Teniendo como base de datos toda la compilación de planos referentes a la estructura, se tomó como dato las dimensiones de los elementos estructurales (vigas y columnas) establecidas en dichos planos y las cargas gravitacionales se determinaron haciendo uso de la Norma (COVENIN MINDUR 2002-88) según la cual se rigió el diseño.

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 y presencia de mampostería, 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.
Tres niveles	3N	Número de pisos
Correspondiente al grupo A de la Norma 1756 (COVENIN, 2001).	GA	Uso
Sin mampostería	SM	Ausencia de mampostería.

Fuente: Elaboración propia

La codificación del modelo estudiado correspondiente a las edificaciones tipo II se presenta en la siguiente tabla

Tabla III.2. Descripción del modelo estudiado

Descripción	Codificación
Edificación esencial tipo I, diseñado bajo la Norma (COVENIN-1756, 2001), de tres niveles, grupo A sin mampostería.	2001-3N-GA-SM

Fuente: Elaboración propia.

Figura III.1. Edificación Médico Asistencial (CLÍNICA DOCENTE LOS JARALES)



Fuente: Elaboración propia

3.6.2.b. Propiedades mecánicas de los materiales

Se tomaron en cuenta la resistencia a compresión del concreto (f'_c), el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y el esfuerzo de fluencia del acero (F_y). La resistencia a la compresión del concreto es de 250 Kg/cm²; mientras que el módulo de elasticidad el concreto se determinó utilizando la fórmula III.1 y el esfuerzo de fluencia del acero es de 4200 Kg/cm².

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

Tabla III.3. Propiedades Mecánicas de los Materiales utilizados

Descripción	unidad:(Kg/cm ²)
Resistencia a compresión del concreto (f'_c)	250
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	238751,96
Esfuerzo de fluencia del acero (F_y)	4200

Fuente: Elaboración propia

3.6.2.c. Configuración geométrica

Esta información también se obtuvo de la compilación de planos de la Clínica Docente Los Jarales, la cual fue validada en sitio, siendo agrupada en la Tablas III.4, III.5 y III.6; mientras que en las Figuras III.2, III.3 y III.4 se muestran un pórtico tipo en la dirección X, un pórtico tipo en la dirección Y y la vista en 3D del modelo, respectivamente. Los ejes de orientación se definen de la siguiente forma: siete (7) ejes en dirección X (1', 1, 2, 3, 4, 4', 5) y siete (7) ejes en dirección Y (A, B, C, D, D', E, F).

Tabla III.4. Configuración geométrica del modelo estudiado.

Pórticos	Luz	Eje	Unidad
1'-1	5,70	X	m
1-2	6,75	X	m
2-3	7,20	X	m
3-4	6,75	X	m
4-5	7,05	X	m
4-4'	3,05	X	m
4'-5	4,00	X	m
A-B	7,75	Y	m
B-C	7,75	Y	m
C-D	7,75	Y	m
D-E	7,75	Y	m
D-D'	4,30	Y	m
D'-E	3,45	Y	m
E-F	3,92	Y	m

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.5. Configuración geométrica del modelo estudiado

Piso	Altura de entrepiso	Unidad
1	3,4	m
2	3,4	m
Techo	3,7	m
Techo sala de maquina	3,2	m

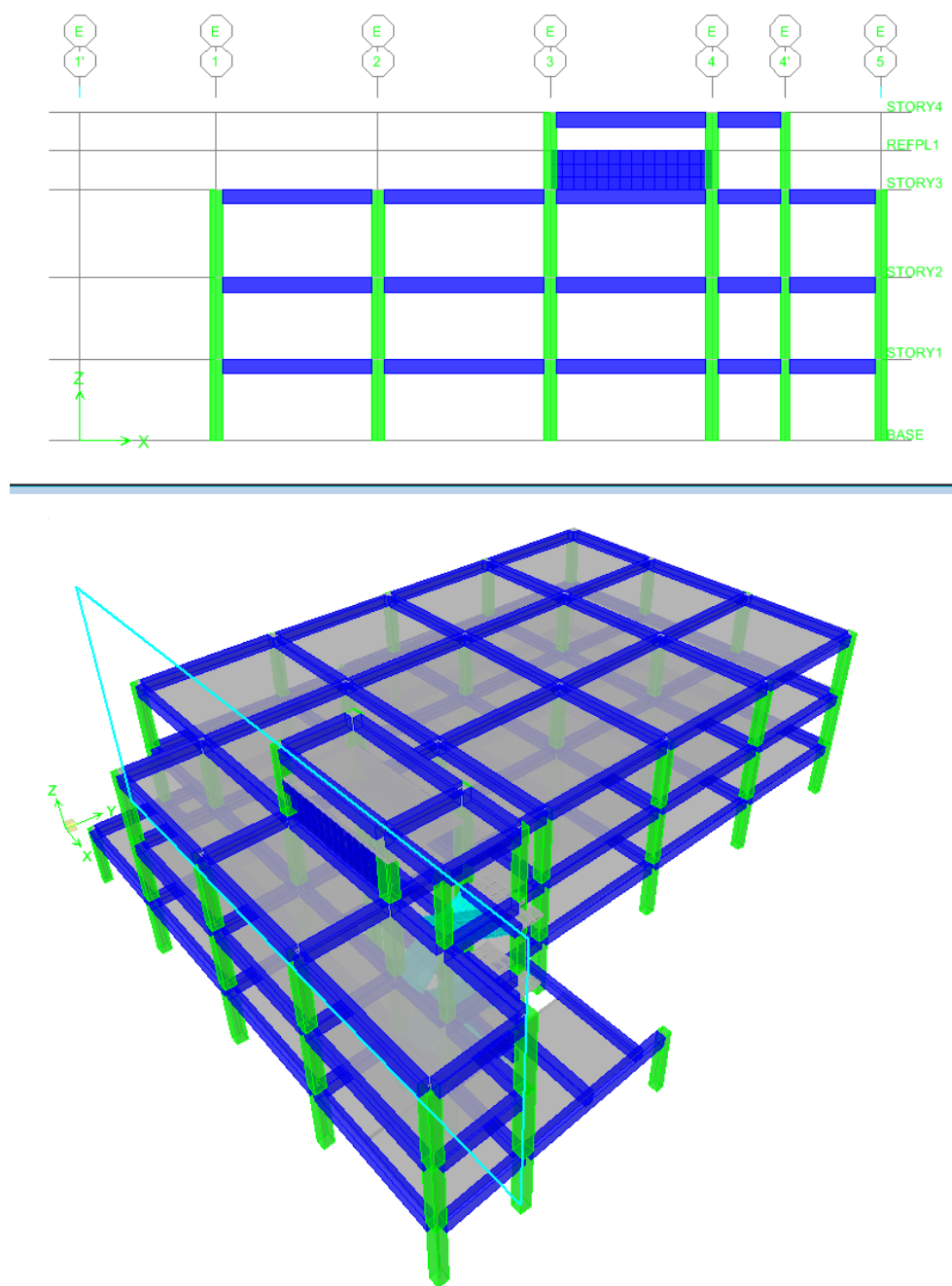
Fuente: Elaboración propia

Tabla III.6. Configuración geométrica del modelo estudiado

Descripción	Magnitud	Unidad
Numero de pórticos en el eje X	7	m
Longitud total eje X	33,45	m
Numero de pórticos en el eje Y	7	m
Longitud total eje Y	34,92	m
Número de pisos	4	-
Altura total de la estructura	13,7	m

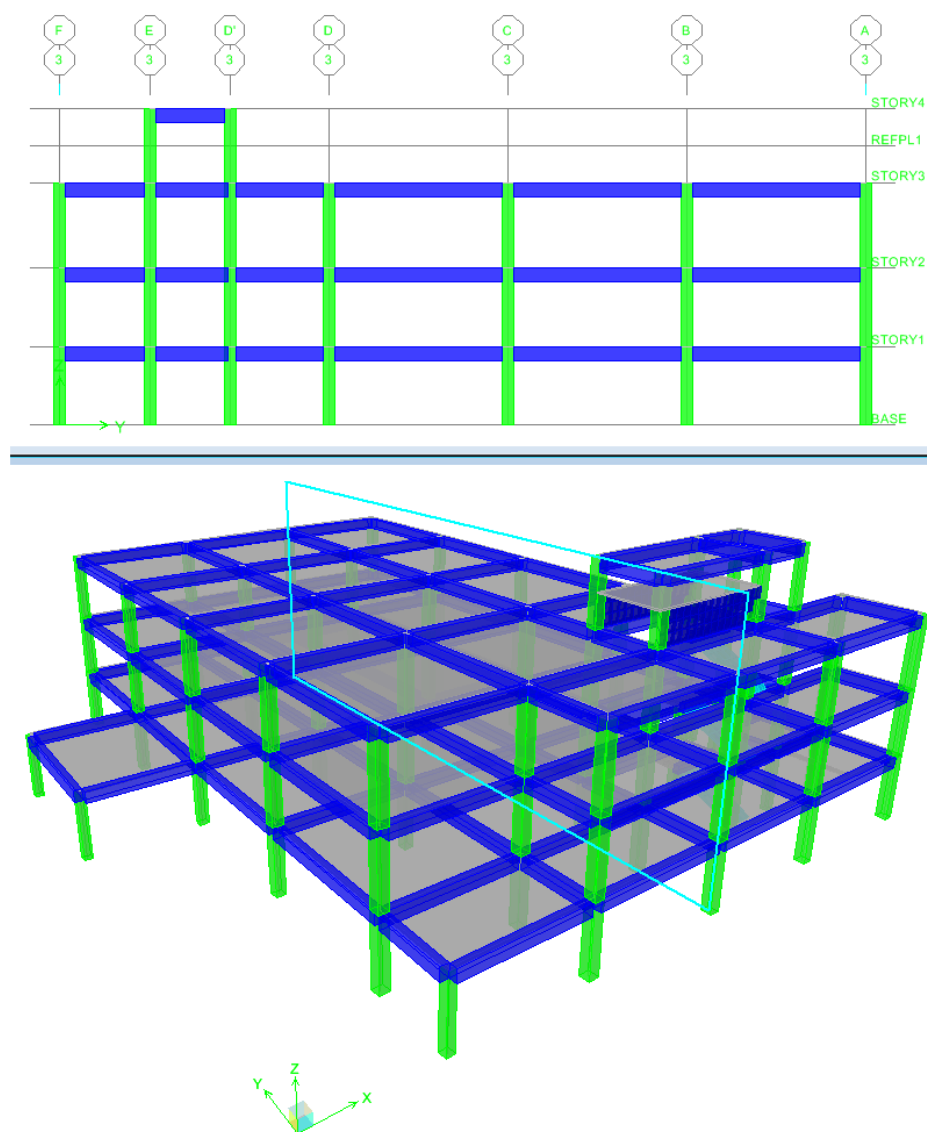
Fuente: Elaboración propia

Figura III.2. Pórtico en el eje X



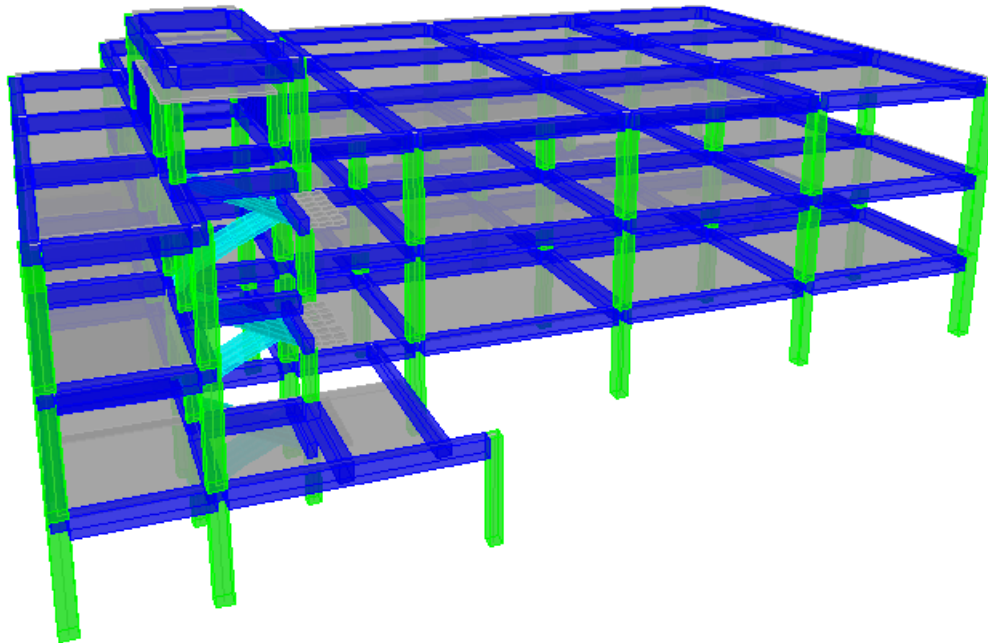
Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

Figura III.3. Pórtico en el eje Y



Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

Figura III.4. Vista 3D del modelo tipo



Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

3.6.2.d. Dimensiones de las secciones tipo

Un resumen de las dimensiones de las vigas y las columnas se muestran en la Tabla III.7. Para este estudio se tomó en cuenta la presencia de la mampostería. Para el diseño se identificó tanto la dirección en X como la dirección en Y. En lo que respecta al área de acero para las columnas, se trató en lo posible de respetar las distribuciones existentes en la estructura. Para los refuerzos de acero en las esquinas se colocaron cabillas de 1" en todas las secciones, tal como lo indica la tabla de detalle de distribución de acero de la estructura suministrada por el Ingeniero Aquilino Rodríguez, en cuanto al acero restante "no esquineros", para las secciones en las que se presentaba un solo tipo de cabilla se colocaron las respectivas para cada sección, a diferencia de las que presentaban más de un tipo de cabilla, para

las cuales se tomó un área equivalente utilizando el diámetro predominante indicado en la sección, debido a limitaciones del programa ETABS v9.7.1 (CSI, 2010), ya que dicho programa se enfoca mayormente en el diseño estructural y no en el chequeo.

Tabla III.7. Dimensiones de las secciones utilizadas para los modelos estudiados

Descripción	Dimensión (cm)	Espesor(cm)
Columnas(bxh)	40x40 y 50x50	-
Vigas(bxh)	40x60	-
Losa escalera	-	15
Losa techo sala de máquinas	-	25
Losa entrepiso	-	25
Losa piso sala de máquinas	-	15
Muro sala de máquinas	-	15
Mampostería(paredes)	-	15

Fuente: Elaboración propia

3.6.2.e. Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales que inciden sobre las losas de entrepiso y de techo fueron las siguientes:

Peso propio de los materiales que conforman el elemento estructural (DEAD).

Cargas permanentes, presentes tanto en las losas de entrepiso como en la losa del techo, por lo cual se las subdividió en cinco (5) grupos para facilitar su análisis, para las losas de entrepiso se les denominó (SCP), para el caso de mampostería (SCPm), en el caso de las losas de techo (SCPt), para las losas de techo de sala de máquinas (SCPtsm) y por último la losa de escalera (SCPe), este tipo de carga engloba los acabados superior e inferior

de las losas de entrepiso, techo y escalera, de igual forma la carga por tabiquería y del revestimiento del techo.

Cargas variables (LIVE), que actúan de forma distribuida en la losa de entrepiso, para este estado de carga también se subdividió en cinco (5) grupos, debido a la disposición de la losa a diferentes estados de cargas, las que afectan al entrepiso en el área de quirófanos (LIVEq), las que afectan al entrepiso en el área de las habitaciones y pasillos (LIVEhp), la que incide sobre la losa de techo (LIVEt), la que afecta a la escalera (LIVEe) y por último la que incide en la losa de sala de maquina (LIVEism). 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 los modelos estudiados

Descripción	Tipo de Carga
Sobre Carga Permanente	SCP
Sobre Carga Permanente mampostería	SCPm
Sobre Carga Permanente techo	SCPt
Sobre Carga Permanente techo de sala de máquinas	SCPtsm
Sobre Carga Permanente escaleras	SCPe
Carga Variable quirófano	LIVEq
Carga Variable habitaciones y pasillos	LIVEhp
Carga Variable techo	LIVEt
Carga Variable escaleras	LIVEe
Carga Variable losa sala de máquinas	LIVEism

Fuente: Elaboración propia

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

Descripción	Tipo de Carga	Kgf/m2
Sobre Carga Permanente	SCP	239
Sobre Carga Permanente mampostería	SCPm	230
Sobre Carga Permanente techo	SCPt	26
Sobre Carga Permanente techo de sala de máquinas	SCPtsm	10
Sobre Carga Permanente escaleras	SCPe	314
Carga Variable quirófano	LIVEq	250
Carga Variable habitaciones y pasillos	LIVEhp	175
Carga Variable techo	LIVet	100
Carga Variable escaleras	LIVEe	500
Carga Variable losa sala de máquinas	LIVElsm	2000

Fuente: Elaboración propia

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

Son aquellos que definen la masa total de edificio, los cuales son determinados en función de las cargas aplicadas (carga permanente, 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).

Para el modelo en estudio, se consideraron los factores de participación de las masas presentes en la Tabla III.10 a fin de garantizar una acción sísmica equivalente en el modelo.

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
Sobre Carga Permanente	SCP	1
Carga Variable	LIVE	0,5

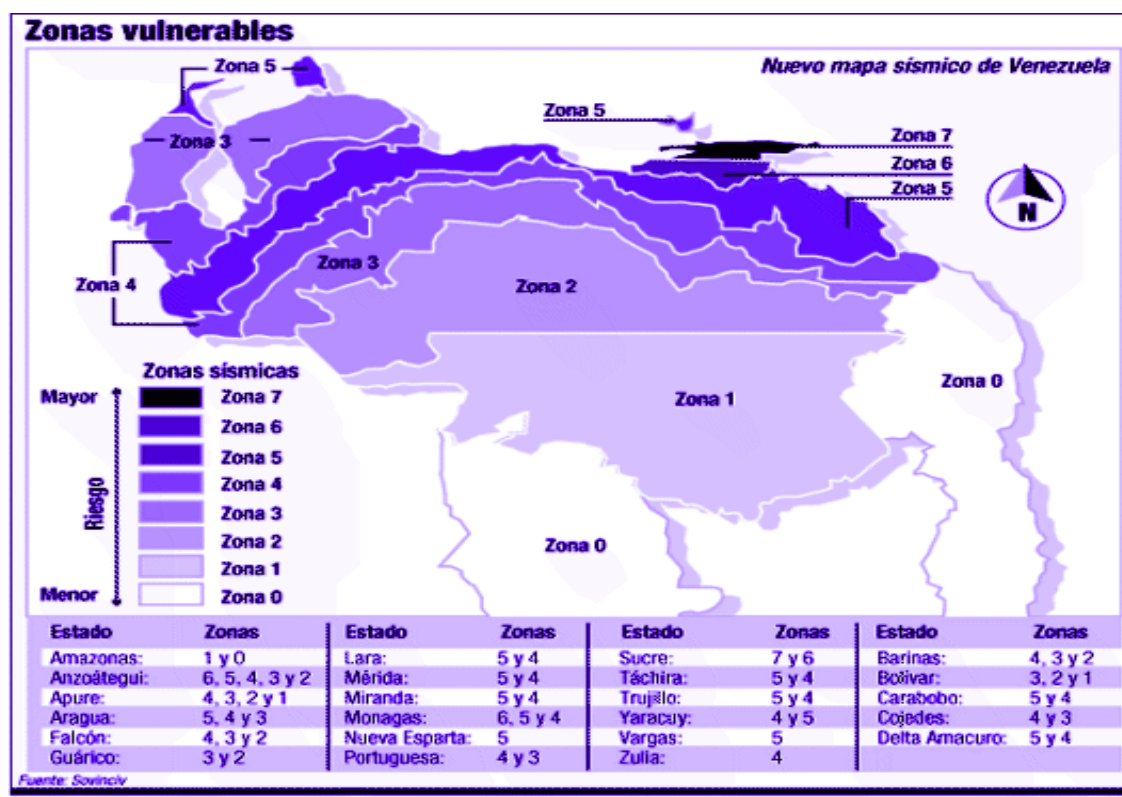
Fuente: Elaboración propia

3.6.2.g. Acción sísmica

Partiendo de la recopilación de resultados obtenidos en el estudio del suelo elaborado por la Ing. Aura Herminia Párraga en el área donde se encuentra localizada la estructura en estudio, 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 los espectros.

Para el caso del diseño simplificado del modelo, se partió de la localización de la edificación médico asistencial, la cual se localiza en el Municipio San Diego, 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). Ver Figura III.5.

Figura III.5 Mapa de Zonificación Sísmica



Fuente: COVENIN 1756-2001

En cuanto al tipo de suelo, se determinó que la edificación está localizada en un suelo promedio de tipo (S2), con un coeficiente de corrección de la aceleración horizontal del terreno (ϕ) de 0,9.

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). 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 6.0 como lo indica la tabla 6.4 de la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001).

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	Asignación
Zona sísmica de referencia	5
Grupo	A
Tipo de suelo	S2
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal(ϕ)	0.9
Factor de reducción de respuesta (R)	6.0

Fuente: Elaboración propia

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

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

Descripción	Codificación
Norma de diseño de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN-1756, 2001).	2001
Tres niveles	3N
Correspondiente al grupo A de la Norma 1756 (COVENIN, 2001).	GA
Sin mampostería	SM
Edificación esencial tipo I, diseñado bajo la Norma (COVENIN-1756, 2001), de tres niveles, grupo A, sin mampostería.	2001-3N-GA-SM

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.12. Resumen de las características del modelo estudiado (continuación)

Pórticos	Luz(m)	Eje
1'-1	5,70	X
1-2	6,75	X
2-3	7,20	X
3-4	6,75	X
4-5	7,05	X
4-4'	3,05	X
4'-5	4,00	X
A-B	7,75	Y
B-C	7,75	Y
C-D	7,75	Y
D-E	7,75	Y
D-D'	4,30	Y
D'-E	3,45	Y
E-F	3,92	Y
Piso	Altura de entrepiso	Unidad
1	3,4	m
2	3,4	m
Techo	3,7	m
Techo sala de máquinas	3,2	m
Descripción	Magnitud	Unidad
Numero de pórticos en el eje X	7	m
Longitud total eje X	33,45	m
Numero de pórticos en el eje Y	7	m
Longitud total eje Y	34,92	m
Número de pisos	3	-
Altura total de la estructura	13,7	m

Descripción	Dimensión(cm)	Espesor(cm)
Columnas(bxh)	40x40 y 50x50	-
Vigas(bxh)	40x60	-
Losa escalera	-	15
Losa techo sala de máquinas	-	25
Losa entrepiso	-	25
Losa piso sala de máquinas	-	15
Muro sala de máquinas	-	15
Mampostería(paredes)	-	15
Descripción	Tipo de Carga	Kgf/m2
Sobre Carga Permanente	SCP	239
Sobre Carga Permanente mampostería	SCPM	230
Sobre Carga Permanente techo	SCPt	26
Sobre Carga Permanente techo de sala de máquinas	SCPtsm	10
Sobre Carga Permanente escaleras	SCPe	314
Carga Variable quirófano	LIVEq	250
Carga Variable habitaciones y pasillos	LIVEhp	175
Carga Variable techo	LIVEt	100
Carga Variable escaleras	LIVEe	500
Carga Variable losa sala de máquinas	LIVEism	2000
Descripción	Código	Factor de participación de masas
Peso Propio	DEAD	1
Sobre Carga Permanente	SCP	1
Carga Variable	LIVE	0,5

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.12. Resumen de las características del modelo estudiado (continuación)

Descripción	Asignación
Zona sísmica de referencia	5
Grupo	A
Tipo de suelo	S2
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal(ϕ)	0.9
Factor de reducción de respuesta (R)	6.0

Fuente: Elaboración propia

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

Se realizó la modelación de la edificación médico asistencial, en función de los parámetros estructurales establecidos en el diseño de dicha estructura, revisando cada uno de estos parámetros utilizados a fin de garantizar la menor incertidumbre con respecto al modelo.

La elaboración del modelo matemático de la edificación estudiada, se basó en la información obtenida en las etapas anteriores provenientes de la compilación de planos estructurales suministrados por el Ing. Aquilino Rodríguez, utilizando el programa de análisis estructural ETABS v9.7.1 (CSI, 2010). La metodología para la creación del modelo matemático se explica en las sub-etapas a continuación.

3.6.3.a. Configuración geométrica

Se definieron los ejes de orientación tomando en cuenta los parámetros de configuración geométrica que presenta la estructura, tales como numero

de pórticos en los ejes X y Y, luces entre los pórticos de los ejes X y Y, de acuerdo con la información de las tablas III.4, III.5 y III.6.

3.6.3.b. Definición de los materiales

Para las vigas y columnas se definieron las propiedades mecánicas de los materiales, los cuales se encuentran indicados en la tabla III.3, de acuerdo al modelo estudiado.

Para la introducción de los datos necesarios para el modelado de la estructura se presenta un ejemplo, para concreto con resistencia a la compresión (f'_c) de 250 kgf/cm², el módulo de elasticidad del concreto obtenido mediante la fórmula III.1 238751,96 kgf/cm², el cual se llevó al valor entero aproximado de 238800 kgf/cm².

Para el concreto de losas de entrepiso y losa de techo, se utilizaron las mismas propiedades mecánicas del concreto de las vigas y las columnas.

En el caso de las cargas por peso propio de los elementos, se adicionó como un estado de carga gravitatoria, la cual se configuró automáticamente para que el programa la determine dependiendo de las propiedades mecánicas y las dimensiones de cada elemento.

Figura III.6. Definición del concreto en ETABS

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The 'Material Name' is 'C250'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Display Color' is a light blue swatch. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2.448E-06), Weight per unit Volume (2.403E-03), Modulus of Elasticity (238800), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (99500). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' section includes: Specified Conc Comp Strength, f'c (250), Bending Reinf. Yield Stress, fy (4200), Shear Reinf. Yield Stress, fys (4200), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. The 'Shear Strength Reduc. Factor' is empty. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Property	Value
Material Name	C250
Type of Material	Isotropic
Display Color	Color swatch
Type of Design	Concrete
Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.403E-03
Modulus of Elasticity	238800
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	99500
Specified Conc Comp Strength, f'c	250
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4200
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4200
Lightweight Concrete	Unchecked
Shear Strength Reduc. Factor	

Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

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 entre piso: Se utilizaron elementos de área tipo Shell.
- ❖ Losa techo sala de máquinas: Se utilizaron elementos de área tipo Membrane.
- ❖ Losa de escalera: Se utilizaron elementos de área tipo Shell.
- ❖ Muro: Se utilizaron elementos de área tipo Shell (Thick Plate).

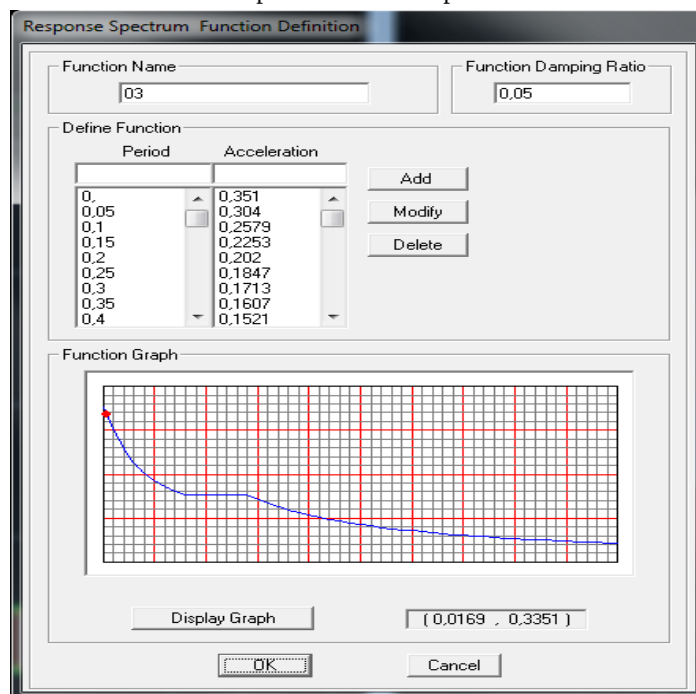
3.6.3.d. Generación del modelo geométrico

En esta etapa se asignan los diferentes tipos de secciones de los elementos estructurales, creando un modelo geométrico dependiendo de las características de la edificación. Los nodos de la base se consideraron fijos (restricción empotrada). Con la finalidad de limitar los grados de libertad a tres por piso, se asignaron diafragmas rígidos para cada piso.

3.6.3.e. Espectro de respuesta sísmica

Los espectros de respuesta sísmica se calcularon haciendo de uso de la hoja de cálculo basada en la norma Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural 1753 (COVENIN, 2006). Se introdujeron al programa mediante archivos de texto. En la Figura III.7 se muestra la ventana donde se observa la función espectral, una vez introducida en el programa.

Figura III.7. Ventana de la función espectral del sismo para una aceleración horizontal de $A_0 = 0,3 \text{ g}$

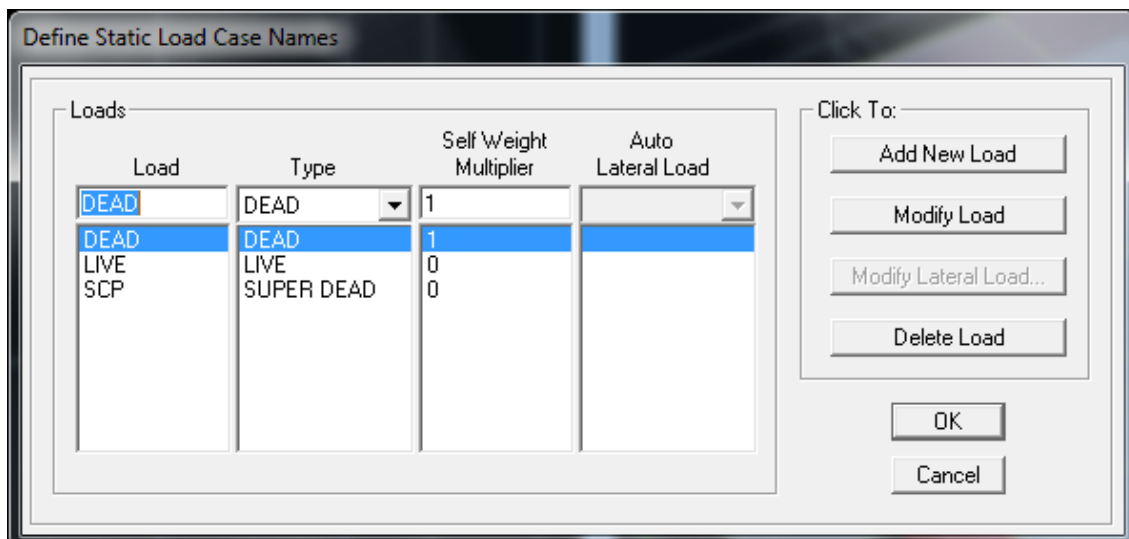


Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

3.6.3.f. Definición de las cargas

Para esta etapa se definen los casos de cargas los cuales se dividen en dos, Static Load Cases (casos de carga estática) para este se define (carga viva y carga muerta) como se muestra en la figura III.8 y el segundo caso, Response Spectrum Cases (casos de espectro de respuesta) para este se define (sismo en el eje X y sismo en el eje Y) como se muestra en la figura III.9.

Figura III.8. Ventana de Static Load Cases



Fuente: Propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

Figura III.9. Ventana de Response Spectrum Cases para sismo en X y en Y con una aceleración de $A_0 = 0,30g$

The image shows two identical dialog boxes for 'Response Spectrum Case Data' side-by-side. The left dialog is for 'SX' and the right is for 'SY'. Both have the following settings:

- Spectrum Case Name:** SX (left) / SY (right)
- Structural and Function Damping:** Damping = 0.05
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese).
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	03	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle = 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.) = 0.06, Override Diaph. Eccen. = Override...

Fuente: Captura de Imagen del programa ETABS CSI, 2010

3.6.3.g. Fuente de masa

La fuente de masa cierra el proceso de generación del modelo matemático utilizando el programa ETABS v9.7.1 (CSI, 2010). Aquí fueron definidos los porcentajes de participación de masa en función de las cargas aplicadas, utilizando los valores de la Tabla III.10. En la Figura III.10 se muestra la ventana donde se definen estos porcentajes.

Figura III.10. Ventana de definición de la fuente de masa

Define Mass Source

Mass Definition

☐ From Self and Specified Mass
☒ From Loads
☐ From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
DEAD	1
DEAD	1
LIVE	0.5
SCP	1

☒ Include Lateral Mass Only
☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

Fuente: Elaboración propia (Captura de Imagen de ETABS CSI, 2010)

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 médico asistencial a modelar se establecieron tres variables aleatorias con distribuciones normales, siendo las siguientes:

Módulo de elasticidad del concreto (E_c), Factor de reducción de respuesta sísmica (R) e 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 seleccionó como variable aleatoria por depender directamente de la resistencia a la compresión del concreto. (Propiedades mecánicas de los materiales), mediante la Formula III.1.

Es conocido que la calidad de los agregados, relación agua-cemento y el nivel de humedad luego del vaciado, son factores que afectan la resistencia a la compresión del concreto, 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. Razón por la cual 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 es el indicado en la Tabla III.3. (Propiedades Mecánicas de los Materiales utilizados) determinado utilizando la Fórmula III.1.

Como se mencionó anteriormente, la desviación estándar para las variables aleatorias se calculó a través del coeficiente de variación. Considerando lo anterior, 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 las siguientes fórmulas:

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

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

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

b) Factor de reducción de respuesta sísmica (R)

Este factor depende del tipo de estructura, zona, clasificación de la estructura según el grado de importancia, regularidad y nivel de diseño. Se considera como una potencial variable aleatoria, debido a la cantidad de parámetros de los que depende.

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) según los parámetros en la Tabla III.11 (Parámetros para definir el espectro de demanda sísmica del modelo estudiado), tomando la clasificación de la estructura como tipo I, debido a que el modelo estudiado

es una estructura de pórticos de concreto reforzado. En base a estos parámetros se determinó un valor para el factor de respuesta sísmica de 6.00.

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

Como ejemplo, tenemos que para el factor de reducción de respuesta sísmica de 6.00, se tiene una desviación estándar (σ_R) de 1.80, despejando de la Fórmula III.3, la desviación estándar, como se muestra en las siguientes fórmulas:

$$\sigma_R = V_R \times \mu_R \quad (\text{Formula III.3})$$

$$\sigma_R = 0.30 * 6$$

$$\sigma_R = 1.80$$

c) Inercia de los elementos estructurales

La inercia, especialmente de las vigas y columnas, es la tercera y última variable aleatoria a definir. Esta variable depende de las dimensiones (ancho y altura).

Como en el proceso de ejecución de toda obra, las dimensiones (ancho y alto) de los elementos estructurales pueden tener diferencias en magnitudes de milímetros o centímetros, a consecuencia del encofrado, el cual permite contener el concreto fresco que dará la forma final a las vigas y columnas de la edificación; éste a su vez, produce una variación de la sección transversal a lo largo de los elementos estructurales, así como la microfisuración y el agrietamiento de los elementos debido al uso. Estos

aspectos modifican finalmente la inercia de los elementos estructurales que conforman la edificación.

Por lo antes mencionado se consideró como una variable aleatoria. El valor medio la inercia (μI), 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).

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (\text{Formula III.4})$$

Transformando estas variables discretas a variables aleatorias resulta lo siguiente:

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

Dónde:

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 de las dimensiones.

El coeficiente de variación de la base (Vb) y el coeficiente de variación de la altura (Vh), será considerado el mismo, denominado coeficiente de variación de las dimensiones (Vd). El coeficiente de variación de las dimensiones (Vd) 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.3) y cuando se le adiciona (Fórmula III.4), es decir, al valor medio de las variables se le 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.5.

$$\mu I^- = \frac{\mu b^- * (\mu h^-)^3}{12} \quad (\text{Formula III.5})$$

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

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

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

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:

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

Para el caso por exceso:

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

Determinados los valores anteriores de la inercia se obtuvieron los valores del coeficiente de variación de la inercia, para ambos casos, por defecto (μI^-) y por exceso (μI^+) (Fórmulas III.6 y III.7 respectivamente), mediante el uso de la Fórmula III.5. 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.

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

Sustituyendo las Fórmulas III.2. y III.3 en III.5 resulta:

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

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

$$VI^- = 1 - (1 - Vd)^4 \quad (\text{Formula III.6})$$

Análogo para el caso por exceso resulta:

$$VI^+ = 1 - (1 + Vd)^4 \quad (\text{Formula III.7})$$

En las Fórmulas III.6 y III.7 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.6 y III.7, 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 6.00 y dimensiones de columnas de 40x40cm y 50x50cm y las vigas de 40x60cm.

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.)	6	30%	1,8	-	Normal
Inercia C 40x40	213340	9%	19200	cm ⁴	Normal
Inercia C 50x50	520840	9%	46876	cm ⁴	Normal
Inercia V 40x60	720000	9%	64800	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 II.2., que lo determina 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.

$$N=2^n$$

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

Nº 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 6,00 y dimensiones de columnas de 40x40cm 50x50cm y de las vigas de 40x60cm, aplicando lo siguiente:

Para el primer caso de análisis el módulo de elasticidad del concreto tendrá un valor de 202.980 kg/cm², el factor de reducción de respuesta sísmica será de 4,20 y un valor de inercia de las columnas de 40x40cm y de 50x50cm de 194.140 cm⁴ y de 473.964 cm⁴ respectivamente y para las vigas de 40x60cm de 655.200 cm⁴, como ésta varía por sección, se multiplicará la inercia de los elementos columnas y vigas por 0,91 en el caso de estudio por defecto y por exceso se multiplicará por 1,09 logrando así la variación de la inercia producto del incremento o disminución de una desviación estándar.

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).		
			C40x40	C50x50	V40x60
1	185997	4,20	194140	473964	655200
2	251643				
3	185997	7,80	194140	473964	655200
4	251643				
5	185997	4,20	232540	567716	784800
6	251643				
7	185997	7,80	232540	567716	784800
8	251643				

Fuente: Elaboración propia

Cada uno de los ocho (8) casos, se analizó para un mínimo de 22 valores de aceleración horizontal del terreno (A_o), 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 176 modelos matemáticos mínimos realizados en este trabajo de investigación.

3.6.4.c. Respuesta sísmica

Después 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 X y dirección Y, en la junta 1-A en nivel 3 (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, esta junta se seleccionó luego de realizar un análisis dinámico con las características reales de la estructura en el programa de análisis estructural ETABS v9.7.1 (CSI, 2010), con el cual verificamos detalladamente cada uno de los elementos dando como resultado que la junta 1-A del nivel 3 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

Se seleccionó el método de los estimadores puntuales para la determinación de las curvas de fragilidad, se establecieron tres variables aleatorias (Módulo de elasticidad del concreto (E_c), Factor de reducción de respuesta sísmica (R) y la Inercia de los elementos estructurales) (I). Se procedió a calcular el índice de confiabilidad con las respuestas sísmicas para las distintas intensidades de aceleración horizontal del terreno y finalmente obtener las probabilidades de fallo.

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

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.16 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. Variables límites asociados por Hazus

Para el caso de los pórticos de concreto reforzado resistentes a momentos, existen tres variantes dependiendo de su altura (CIL, C1M y C1H), como se muestra en la tabla III.17.

Tabla III.17. Tipo de estructuras de edificios de pórticos de concreto reforzado

Clasificación de HAZUS	Descripción	Altura				
		Rango		Típico		
		Nombre	Pisos	Pisos	Pies	Metros
CIL	Pórtico de concreto resistente al momento	Baja-elevacion	1-3	2	20	6,1
C1M		Media-elevacion	4-7	5	50	15,2
C1H		Alta -elevacion	Más de 8	12	120	36,6

Fuente: Romme Rojas, 2010

Estas fueron modeladas para 7 combinaciones de niveles de diseños y calidades de construcción. Las mismas se pueden clasificar en dos grupos como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla III.18. Niveles de diseños de Hazus y comparación con la norma COVENIN1756-01

N	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 (Edificios esenciales)
6	Special Moderate-Code		
7	Special Low-Code		

Fuente: Romme Rojas, 2010

Hazus propone tablas dependiendo del año de construcción y tipo de zona sísmica. Para tener un valor de comparación de las zonas sísmicas del Uniform Building Code (UBC), utilizado en Estados Unidos, se indica la aceleración del terreno (Ao) o Factor Z en la Tabla III.18, para el nivel de diseño de edificios típicos se muestra en la tabla III.19 y para edificios con características esenciales se presenta la tabla III.20.

Tabla III.19. Clasificación de zonas sísmicas de UBC

Zona Sísmica(UBC)	Factor Z
Zona 4	0,4
Zona 3	0,3
Zona 2B	0,2
Zona 2A	0,15
Zona 1	0,075
Zona 0	0,01

Fuente: Romme Rojas, 2010

Tabla III.20. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios típicos de HAZUS

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

Fuente: Romme Rojas, 2010

Tabla III.21. Guía para elegir el nivel de diseño de edificios con características esenciales de Hazus

Zona Sísmica(UBC)	Post-1975	1941-1975	Pre -1941
Zona 4	Special High-code	Moderate-Code	Pre-Code
Zona 3	Special Moderate-Code	Moderate-Code	Pre-Code
Zona 2B	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code
Zona 2A	Low-Code	Low-Code	Pre-Code
Zona 1	Low-Code	Pre-Code	Pre-Code
Zona 0	Pre-Code	Pre-Code	Pre-Code

Fuente: Romme Rojas, 2010

Los parámetros de deriva para edificios de concreto reforzado resistente a momentos se muestra en la Tabla III.22, dependiendo del nivel de diseño del edificio y estado de daño.

Tabla III.22. Valores de derivas para cada estado de daño y cada nivel de diseño de HAZUS, para edificios tipo C1L

Nivel de diseño(Edif. Típicos)	Deriva			
	Leve	Moderado	Severo	Completo
High-Code	0,0050	0,0100	0,0300	0,0800
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 (Edif. Esenciales)	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	0,075
S. Low-Code	0,0063	0,0100	0,0250	0,0625

Fuente: Romme Rojas, 2010

3.6.5.c. Cálculo de la probabilidad de fallo

Con los valores de deriva, obtenidos del programa para los casos de análisis para cada aceleración horizontal de terreno junto con los límites de las derivas asociados a cada estado de daño anteriormente descrito, se forma la función de fallo (Fórmula III.8).

$$fi = D[G_{(x)}, L] = G_{(x)} - L \quad (\text{Formula III.8})$$

Empleando los ocho valores obtenidos de la función de fallo (f_i), para una aceleración horizontal del terreno (A_0) y determinando el factor de ponderación (P_j), 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 III.9) y la desviación estándar de la misma (Fórmula III.11).

$$\mu_f = \sum_{i=1}^n P_j * f_i \quad (\text{Formula III.9})$$

$$E[F^2] = \sum_{i=1}^n P_j * f_i^2 \quad (\text{Formula III.10})$$

$$\sigma_f = \sqrt{E[F^2] - \mu_f^2} \quad (\text{Formula III.11})$$

Junto con el valor medio y la desviación estándar de la función de fallo se determinó el índice de confiabilidad (β) (Fórmula II.12).

$$\beta = \frac{\mu_f}{\sigma_f} \quad (\text{Formula II.12})$$

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 C, 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.13).

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (\text{Formula III.13})$$

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

El formato elaborado para realizar y determinar la probabilidad de fallo (P_f) por el método de los estimadores puntuales para cada aceleración horizontal del terreno (A_0), se presenta en la tabla III.23 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.23. 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							
			1	2	3	4	5	6	7	8
1	Deriva obtenida por ETABS (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	Coeficiente 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.16. 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	$P_j*f_i^2$								
11	Valor medio de "f"	μ_f	Formula II.13							
12	Desviación estándar de "f"	σ_f	Formula II.15							
13	Coeficiente de variación de "f"	V_f	σ_f / μ_f							
14	Índice de confiabilidad (β)	β	Formula II.16							
15	Probabilidad de ocurrencia de " β "	$\emptyset(\beta)$	Anexo							
16	Probabilidad de fallo	P_f	Formula II.11							
17	Probabilidad de fallo (%)	P_f (%)								

Fuente: Elaboración propia

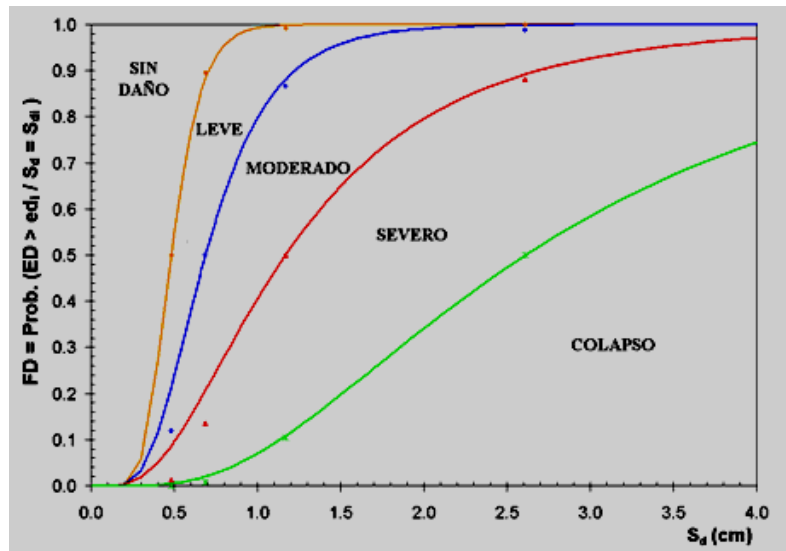
3.6.6. Sexta etapa: Obtención de las curvas de fragilidad

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.

Se puede resumir que las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica (aceleración, desplazamiento, etc.).

En la figura III.11 se muestra un ejemplo de curvas de fragilidad para un tipo de estructura, donde la intensidad sísmica se ha definido por la aceleración horizontal del suelo.

Figura III.11. Ejemplo de Curvas de Fragilidad, representadas para cada estado de daño

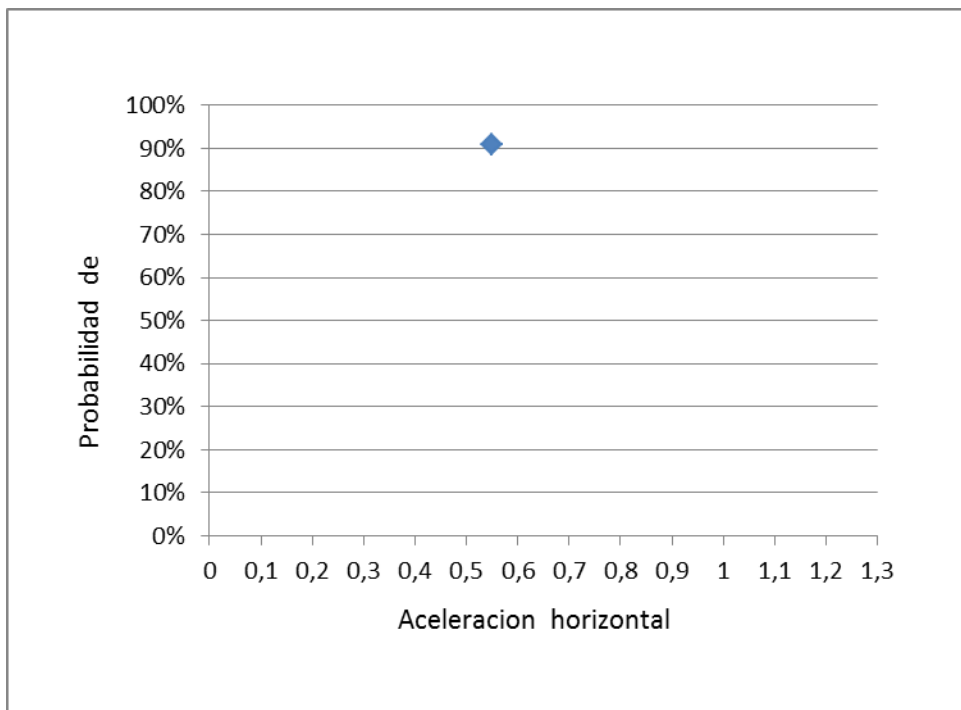


Fuente: Ricardo BONETT, Alex H. BARBAT y Lluís PUJADES, CURVAS DE FRAGILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICIOS TRADICIONALES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA DE BARCELONA, ESPAÑA

3.6.6.a. Generación de la curva de fragilidad sísmica

Ya obtenido el valor de probabilidad de fallo anteriormente, determinado en la Quinta Etapa (3.6.5), dicho valor está asociado a la aceleración horizontal del terreno (A_0) utilizado para la generación del espectro sísmico. Por lo que representa un único valor de la curva de fragilidad, como se puede apreciar en la Figura III.12.

Figura III.12. Representación de un punto de la curva de fragilidad en dirección X



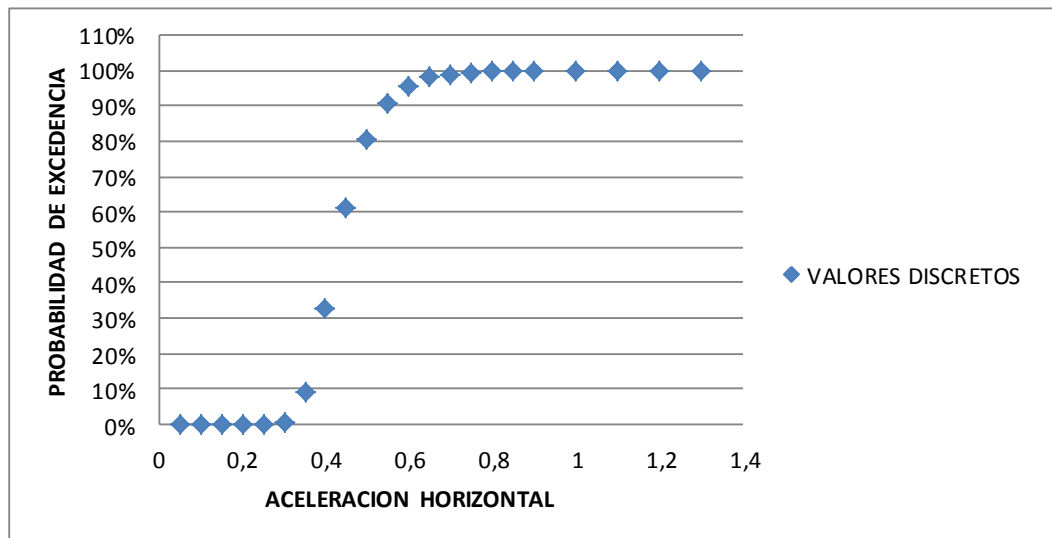
Fuente: Elaboración Propia

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 3.5.).

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.

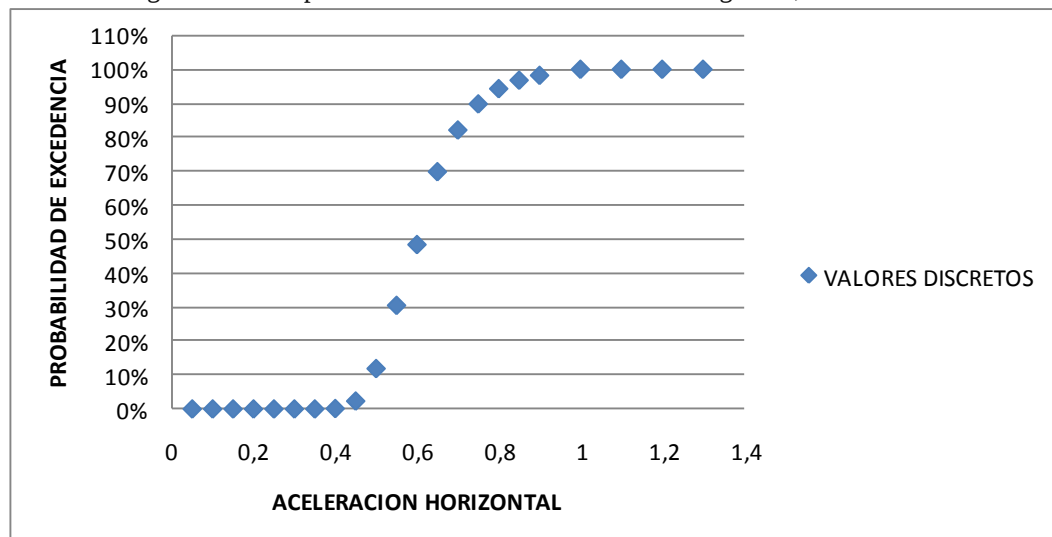
En las Figura III.13 y III.14, se muestra el conjunto de puntos que se obtuvieron, los cuales dan forma a la curva de fragilidad.

Figura III.13. Representación discreta de la curva de fragilidad, dirección X



Fuente: Elaboración propia

Figura III.14. Representación discreta de la curva de fragilidad, dirección Y



Fuente: Elaboración propia

3.6.6.b. Ajuste de la curva de fragilidad sísmica

Las curvas de fragilidad sísmica obtenidas tanto para el eje X como para el eje Y, se construyeron con la unión de los puntos obtenidos de cada aceleración horizontal (A_0) del terreno, sin embargo, se ajustaron a una función de distribución de probabilidades de tipo log-normal, definida por la Fórmula III.14.

$$P \left[D \geq \frac{D_i}{A_0} \right] = \Phi \left[\frac{1}{\sigma_{Aoi}} \ln \left(\frac{A_0}{\overline{A_{oi}}} \right) \right] \quad (\text{Formula III.14})$$

Dónde:

$P \left[D \geq \frac{D_i}{A_0} \right]$ = 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_0).

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

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

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

El valor de aceleración del terreno medio asociado al estado de daño (D_i), (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.15.

$$\overline{A_{ol}} = \left(\frac{A_o^+ - A_o^-}{P_f^+ - P_f^-} \right) * (0.50 - P_f^-) + A_o^- \quad (\text{Formula III.15})$$

Dónde:

$\overline{A_{ol}}$ = 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.11, 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.

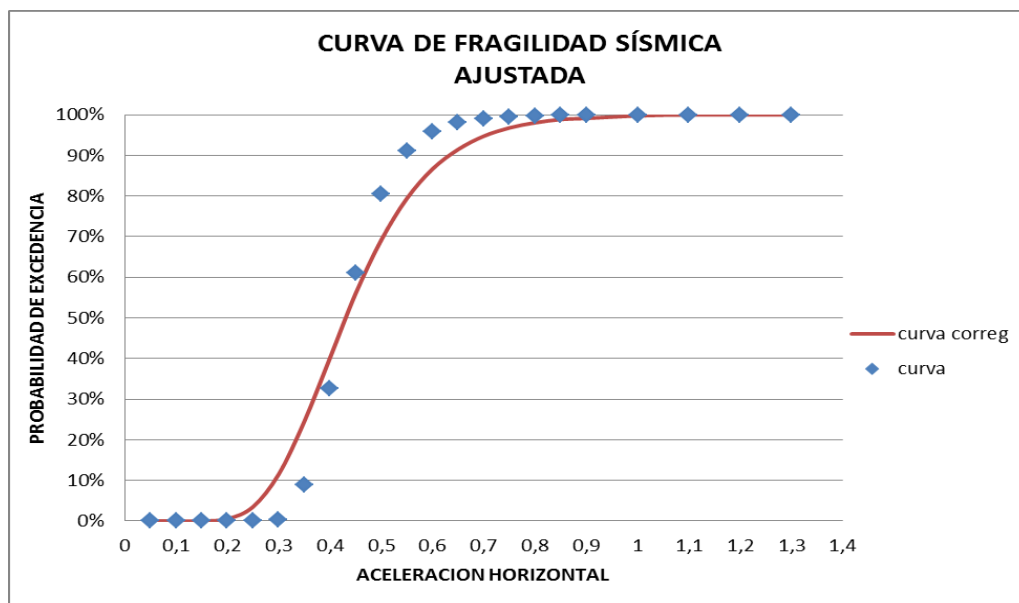
En las Figura III.15 y III.16, se muestra la tabla con que se realizó la corrección de la curva y de igual manera la gráfica que se utilizó.

Tabla III.24. Formato de la tabla de ajuste para la curva de fragilidad en dirección X, obtenida por los datos discretos y por la función de distribución de probabilidades log-normal

Aoi (g)	Calculado					De la Funcion	
	β	$\Phi(\beta)$	$1 - \Phi(\beta)$	$\overline{Aoi}$	σ_{Ao}	Z	$\Phi(Z)$
0,05	-158,740	1	0,00000%	0,4306	0,300	-7,18	0,00%
0,10	-79,596	1	0,00000%			-4,87	0,00%
0,15	-51,821	1	0,00000%			-3,51	0,00%
0,20	-37,556	1	0,00000%			-2,56	0,52%
0,25	-28,937	1	0,00000%			-1,81	3,51%
0,30	-23,145	0,9957	0,43000%			-1,20	11,51%
0,35	-19,004	0,9117	8,83000%			-0,69	24,51%
0,40	-15,900	0,6736	32,64000%			-0,25	40,13%
0,45	-13,459	0,6103	61,03000%			0,15	55,96%
0,50	-11,510	0,8051	80,51000%			0,50	69,15%
0,55	-9,914	0,9099	90,99000%			0,82	79,39%
0,60	-8,582	0,9591	95,91000%			1,11	86,65%
0,65	-7,453	0,9812	98,12000%			1,37	91,47%
0,70	-6,487	0,9911	99,11000%			1,62	94,74%
0,75	-5,645	0,9956	99,56000%			1,85	96,78%
0,80	-4,910	0,9978	99,78000%			2,06	98,03%
0,85	-4,260	1	100,00000%			2,27	98,84%
0,90	-3,684	1	100,00000%			2,46	99,13%
1,00	-2,701	1	100,00000%			2,81	99,75%
1,10	-1,897	1	100,00000%			3,13	100,00%
1,20	-1,227	1	100,00000%			3,42	100,00%
1,30	-0,659	1	100,00000%			3,68	100,00%

Fuente: Elaboración Propia

Figura III.15. Curva de fragilidad corregida, dirección X



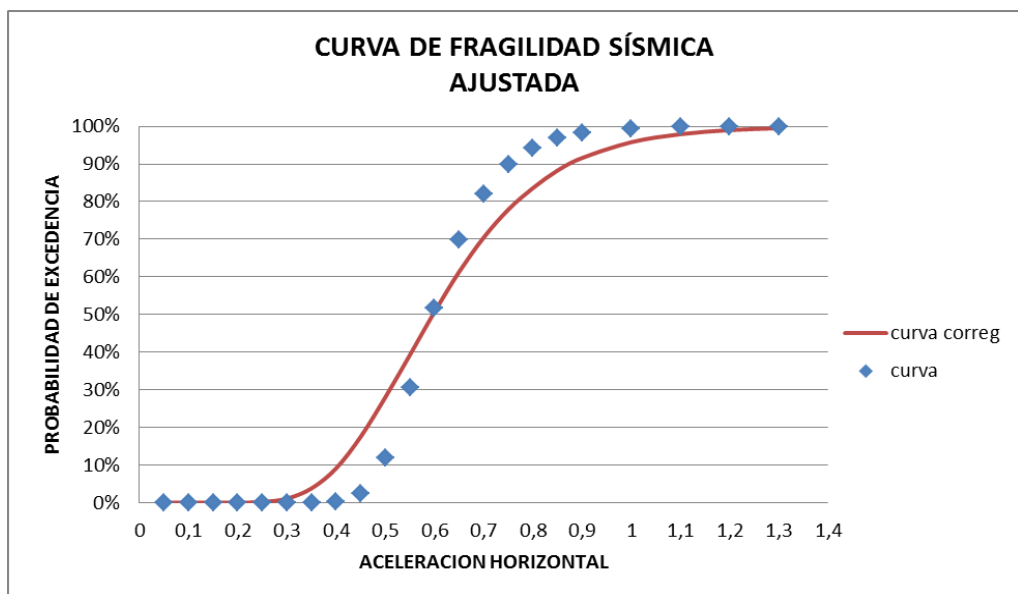
Fuente: Elaboración Propia

Tabla III.25. Formato de la tabla de ajuste para la curva de fragilidad en dirección Y, obtenida por los datos discretos y por la función de distribución de probabilidades log-normal.

Aoi (g)	Calculado					De la Funcion	
	β	$\Phi(\beta)$	$1 - \Phi(\beta)$	$\overline{Aoi}$	σ_{Ao}	Z	$\Phi(Z)$
0,05	-59,97244	1	0,00%	0,5956	0,300	-8,26	0,00%
0,10	-29,08000	1	0,00%			-5,95	0,00%
0,15	-17,78697	1	0,00%			-4,60	0,00%
0,20	-11,94626	1	0,00%			-3,64	0,00%
0,25	-8,41143	1	0,00%			-2,89	0,19%
0,30	-6,02352	1	0,00%			-2,29	1,10%
0,35	-4,30017	1	0,00%			-1,77	3,84%
0,40	-3,00211	0,9987	0,13%			-1,33	9,18%
0,45	-1,99146	0,9767	2,33%			-0,93	17,62%
0,50	-1,17880	0,881	11,90%			-0,58	28,10%
0,55	-0,51112	0,695	30,50%			-0,27	39,36%
0,60	0,04524	0,516	51,60%			0,02	50,80%
0,65	0,51767	0,6985	69,85%			0,29	61,41%
0,70	0,92233	0,8212	82,12%			0,54	70,54%
0,75	0,89800	0,898	89,80%			0,77	77,94%
0,80	0,94290	0,9429	94,29%			0,98	83,65%
0,85	0,96780	0,9678	96,78%			1,19	88,30%
0,90	0,98210	98,21%	98,21%			1,38	91,62%
1,00	2,50863	99,40%	99,40%			1,73	95,82%
1,10	2,84425	99,77%	99,77%			2,04	97,93%
1,20	3,12600	100,00%	100,00%			2,33	99,01%
1,30	3,36448	100,00%	100,00%			2,60	99,53%

Fuente: Elaboración Propia

Figura III.16. Curva de fragilidad corregida, dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

En resumen la curva de fragilidad sísmica aproximada se obtuvo, determinando el valor medio de la aceleración horizontal del terreno (A_o) y la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración horizontal del terreno (σA_o), asociado al estado de daño (D_i), mediante una función de distribución de probabilidades de tipo log-normal.

$$Z = \frac{1}{\sigma_{Aoi}} \ln \left(\frac{A_o}{A_{oi}} \right) \quad (\text{Formula III.15})$$

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos en el desarrollo de la investigación; dando cumplimiento a los objetivos planteados inicialmente, se obtuvieron las curvas de fragilidad sísmica así como la matriz de daño correspondientes a la estructura de la Clínica Docente Los Jarales, construida según la Norma COVENIN-1756, 2001. Presentando la evaluación simplificada de daños y niveles de riesgo sísmico ante la ocurrencia de un evento.

4.1. Obtención de las respuestas sísmicas probabilísticas de la edificación para los distintos casos de análisis, utilizando el método de análisis dinámico lineal de superposición modal y el método de los Estimadores Puntuales

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).		
			C40x40	C50x50	V40x60
1	185997	4,20	194140	473964	655200
2	251643				
3	185997	7,80			
4	251643				
5	185997	4,20	232540	567716	784800
6	251643				
7	185997	7,80			
8	251643				

Fuente: Elaboración propia

Una vez realizados los modelos con las variaciones, en función de las variables aleatorias para diferentes valores de aceleración del terreno (A_0), se extraen los valores de las derivas del nivel 3 o nivel techo, de la junta 1-A, la cual es la junta que presenta mayor desplazamiento y está más alejada del centro de rigidez, por tal motivo se eligió como la junta de estudio.

En las Tablas IV.2 y IV.3 se muestran las derivas del nivel techo o nivel 3, de la junta 1-A, para el modelo estudiado, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Tabla IV.2. Registro de las diferencias entre las derivas, para cada caso y aceleración horizontal (A_0), en dirección X, para la junta 1-A

$\Delta e(\text{techo})$	A_0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
	Dirección	X	X	X	X	X	X
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		1,7506	3,4306	5,1072	6,7906	8,4706	10,1472
2		1,2936	2,5368	3,7766	5,0198	6,2597	7,4995
3		1,8470	3,5568	5,2603	6,9701	8,6798	10,3896
4		1,3728	2,6395	3,9125	5,1854	6,4522	7,7251
5		1,5355	3,01392	4,4890	5,96736	7,4424	8,9208
6		1,1357	2,22768	3,3197	4,41168	5,5037	6,59568
7		1,6224	3,12624	4,6301	6,14016	7,6440	9,15408
8		1,2043	2,32752	3,4445	4,56768	5,6909	6,80784

$\Delta e(\text{techo})$	A_0	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
	Dirección	X	X	X	X	X	X
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		11,8272	13,5038	15,1838	16,8605	18,5438	20,2205
2		8,7427	9,9826	11,2224	12,4622	13,7054	14,9486
3		12,0994	13,8029	15,5126	17,2224	18,9322	20,6419
4		8,9918	10,2648	11,5378	12,8045	14,0774	15,3442
5		10,3958	11,87088	13,3459	14,82432	16,3027	17,77776
6		7,6877	8,77968	9,8683	10,96032	12,0557	13,14768
7		10,6579	12,168	13,6718	15,18192	16,6858	18,19584
8		7,9310	9,05424	10,1712	11,2944	12,4176	13,5408

$\Delta e(\text{techo})$	Ao	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85
	Dirección	X	X	X	X	X
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		21,9005	23,5771	25,2571	26,9338	28,6138
2		16,1885	17,4283	18,6682	19,9080	21,1512
3		22,3454	24,0552	25,7650	27,4747	29,1845
4		16,6171	17,8901	19,1568	20,4298	21,6965
5		19,2562	20,7312	22,2062	23,68128	25,1597
6		14,2363	15,32832	16,4203	17,51232	18,6043
7		19,6997	21,20352	22,7136	24,21744	25,7275
8		14,6578	15,78096	16,9042	18,02112	19,1443

$\Delta e(\text{techo})$	Ao	0,90	1	1,1	1,2	1,3
	Dirección	X	X	X	X	X
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		30,2971	33,65376	37,00704	40,36368	43,72704
2		22,3944	24,87408	27,35712	29,8368	32,3232
3		30,8880	34,30752	37,72704	41,14032	44,55984
4		22,9694	25,50912	28,0488	30,59472	33,1344
5		26,63808	29,58816	32,5416	35,49168	38,44848
6		19,69632	21,88032	24,06432	26,24496	28,43232
7		27,23136	30,24528	33,2592	36,27312	39,28704
8		20,26752	22,50768	24,74784	26,99424	29,2344

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.3. Registro de las diferencias entre las derivas, para cada caso y aceleración horizontal en dirección Y, para la junta 1-A

$\Delta e(\text{techo})$	Ao	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		8,5210	9,7272	10,9301	12,1363	13,3459	14,5488
2		6,3034	7,1938	8,0875	8,9779	9,8717	10,7654
3		8,7547	9,9840	11,2133	12,4426	13,6718	14,9011
4		6,5146	7,4318	8,3491	9,2602	10,1774	11,0947
5		7,5230	8,59152	9,6566	10,72512	11,7936	12,85872
6		5,5675	6,35712	7,1467	7,93632	8,7293	9,51552
7		7,7376	8,8296	9,9216	11,00736	12,0994	13,19136
8		5,7658	6,57696	7,3944	8,2056	9,0168	9,828

$\Delta e(\text{techo})$	Ao	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y	Y
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		1,2835	2,4898	3,6960	4,9056	6,1085	7,3147
2		0,9509	1,8413	2,7350	3,6288	4,5192	5,4130
3		1,3790	2,6083	3,8376	5,0669	6,2962	7,5254
4		1,0234	1,9406	2,8579	3,7690	4,6862	5,6035
5		1,1222	2,18736	3,2558	4,32432	5,3894	6,45792
6		0,8299	1,61952	2,4091	3,19872	3,9883	4,77792
7		1,1918	2,28384	3,3758	4,46784	5,5536	6,6456
8		0,8861	1,70352	2,5147	3,32592	4,1371	4,95456

$\Delta e(\text{techo})$	Ao	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		15,7550	16,9613	18,1675	19,3704	20,5766
2		11,6558	12,5496	13,4400	14,3304	15,2242
3		16,1304	17,3597	18,5890	19,8182	21,0475
4		12,0120	12,9230	13,8403	14,7576	15,6686
5		13,9272	14,99232	16,0608	17,12592	18,1944
6		10,3051	11,09472	11,8843	12,67392	13,4635
7		14,2834	15,37536	16,4674	17,55312	18,6451
8		10,6454	11,45664	12,2678	13,08528	13,8965

$\Delta e(\text{techo})$	Ao	0,90	1	1,1	1,2	1,3
	Dirección	Y	Y	Y	Y	Y
N° de caso de análisis		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1		21,7862	24,19536	26,60784	29,01696	31,4328
2		16,1179	17,90208	19,68288	21,46704	23,25456
3		22,2768	24,73536	27,19392	29,65248	32,11104
4		16,5859	18,42048	20,2488	22,07712	23,91168
5		19,26288	21,39648	23,53008	25,66368	27,79728
6		14,25648	15,83568	17,41152	18,99072	20,57328
7		19,73712	21,92112	24,09888	26,28288	28,46688
8		14,70768	16,33632	17,95872	19,58736	21,20976

Fuente: Elaboración propia

4.2. Construcción de las curvas de fragilidad aproximada de la edificación

Para realizar la curva de fragilidad, se generó una tabla a fin de calcular la probabilidad de fallo asociada al estado de daño de la deriva límite utilizada, que presenta el mismo formato de la Tabla III.17, para los diferentes valores de aceleración horizontal del terreno (A_0), que para el modelo en estudio fueron de 22. En las Tablas IV.4 y IV.5 se presenta un ejemplo de cálculo, tanto para la dirección X como para la dirección Y.

Tabla IV.4. Cálculo de la probabilidad de fallo para $A_0 = 0.40g$ en dirección X, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01

Ao=0.4								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	13,50384	9,98256	13,80288	10,2648	11,87088	8,77968	12,168	9,05424
μδin	11,17836							
σδin	1,937782782							
Vδin	0,1734				17,34%			
δin	12							
Pj	0,125							
fi	-26,4962	-30,0174	-26,1971	-29,7352	-28,1291	-31,2203	-27,8320	-30,9458
fi131	702,0465	901,0467	686,2891	884,1821	791,2474	974,7084	774,6202	957,6401
Pj*fi	-3,3120	-3,7522	-3,2746	-3,7169	-3,5161	-3,9025	-3,4790	-3,8682
Pj*fi131	87,7558	112,6308	85,7861	110,5228	98,9059	121,8385	96,8275	119,7050
μf	-28,8216							
σf	1,812629815							
Vf	-0,062891279							
β	-15,90							
Ø(β)	0,6736							
Pf	0,3264							
Pf (%)	32,64%							

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.5. Cálculo de la probabilidad de fallo para $A_o = 0.40g$ en dirección Y, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01

Ao=0.40								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	9,7272	7,1938	9,9840	7,4318	8,59152	6,35712	8,8296	6,57696
μδin	8,0865							
σδin	1,3936							
Vδin	0,1723				17,23%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-2,2728	-4,8062	-2,0160	-4,5682	-3,4085	-5,6429	-3,1704	-5,4230
fi²	5,1656	23,0999	4,0643	20,8681	11,6177	31,8421	10,0514	29,4094
Pj*fi	-0,2841	-0,6008	-0,2520	-0,5710	-0,4261	-0,7054	-0,3963	-0,6779
Pj*fi²	0,6457	2,8875	0,5080	2,6085	1,4522	3,9803	1,2564	3,6762
μf	-3,9135							
σf	1,303585257							
Vf	-0,333099593							
β	-3,002105141							
Ø(β)	0,9987							
Pf	0,0013							
Pf (%)	0,13%							

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de las probabilidades de fallo tanto en la dirección X como en la dirección Y para las restantes aceleraciones del terreno (A_o), se muestran a continuación.

Tabla IV.6. Cálculo de la probabilidad de fallo para las diferentes aceleraciones en dirección X

A_o	PE	PE (%)
0,05	0	0,00%
0,10	0	0,00%
0,15	0	0,00%
0,20	0	0,00%
0,25	0	0,00%
0,30	0,0043	0,43%
0,35	0,0883	8,83%
0,40	0,3264	32,64%
0,45	0,6103	61,03%
0,50	0,8051	80,51%
0,55	0,9099	90,99%
0,60	0,9591	95,91%
0,65	0,9812	98,12%
0,70	0,9911	99,11%
0,75	0,9956	99,56%
0,80	0,9978	99,78%
0,85	1	100,00%
0,90	1	100,00%
1,00	1	100,00%
1,10	1	100,00%
1,20	1	100,00%
1,30	1	100,00%

Fuente: Elaboración propia

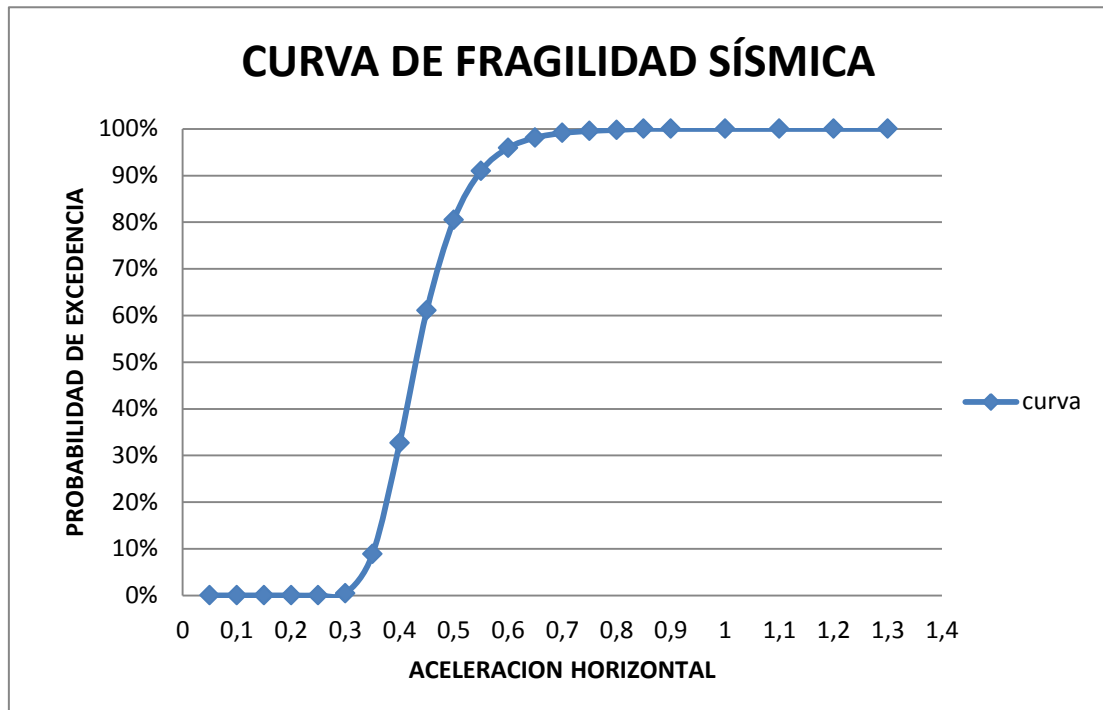
Tabla IV.7. Cálculo de la probabilidad de fallo para las diferentes aceleraciones en dirección Y

Ao	PE	PE (%)
0,05	0	0,00%
0,10	0	0,00%
0,15	0	0,00%
0,20	0	0,00%
0,25	0	0,00%
0,30	0	0,00%
0,35	0	0,00%
0,40	0,0013	0,13%
0,45	0,0233	2,33%
0,50	0,119	11,90%
0,55	0,305	30,50%
0,60	0,516	51,60%
0,65	0,6985	69,85%
0,70	0,8212	82,12%
0,75	0,898	89,80%
0,80	0,9429	94,29%
0,85	0,9678	96,78%
0,90	0,9821	98,21%
1,00	0,994	99,40%
1,10	0,9977	99,77%
1,20	1	100,00%
1,30	1	100,00%

Fuente: Elaboración propia

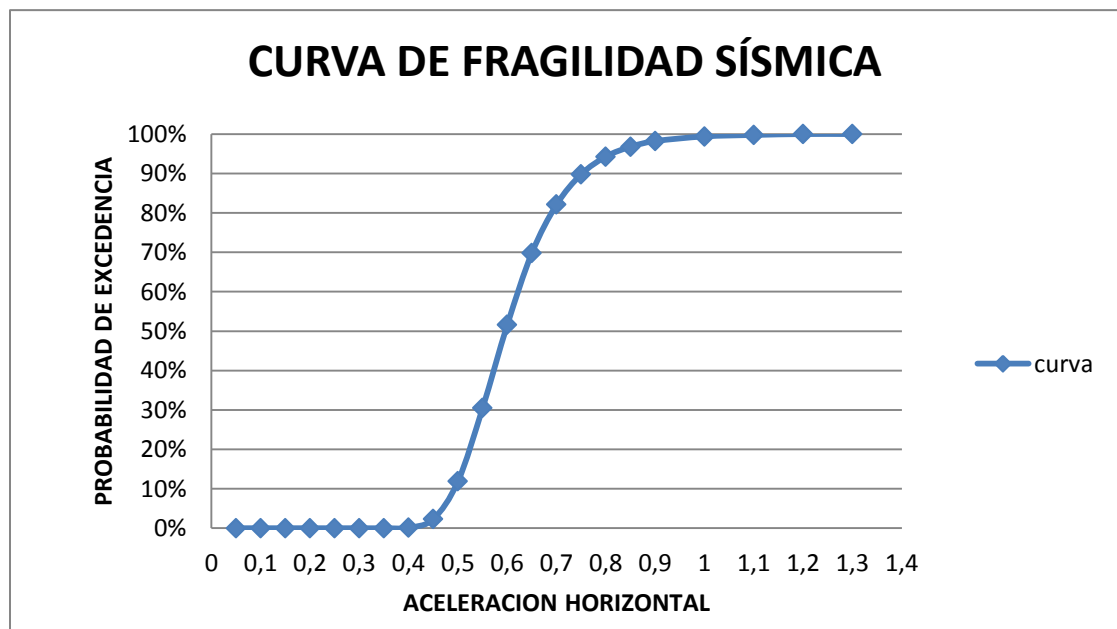
Con los valores de las probabilidades de fallo para las diferentes aceleraciones de terreno (A_o) se genera la curva de fragilidad con la unión de los puntos discretos, como se muestra en las Figuras IV.1 y IV.2.

Figura IV.1. Curva de fragilidad obtenida con valores discretos para el eje X



Fuente: Elaboración propia.

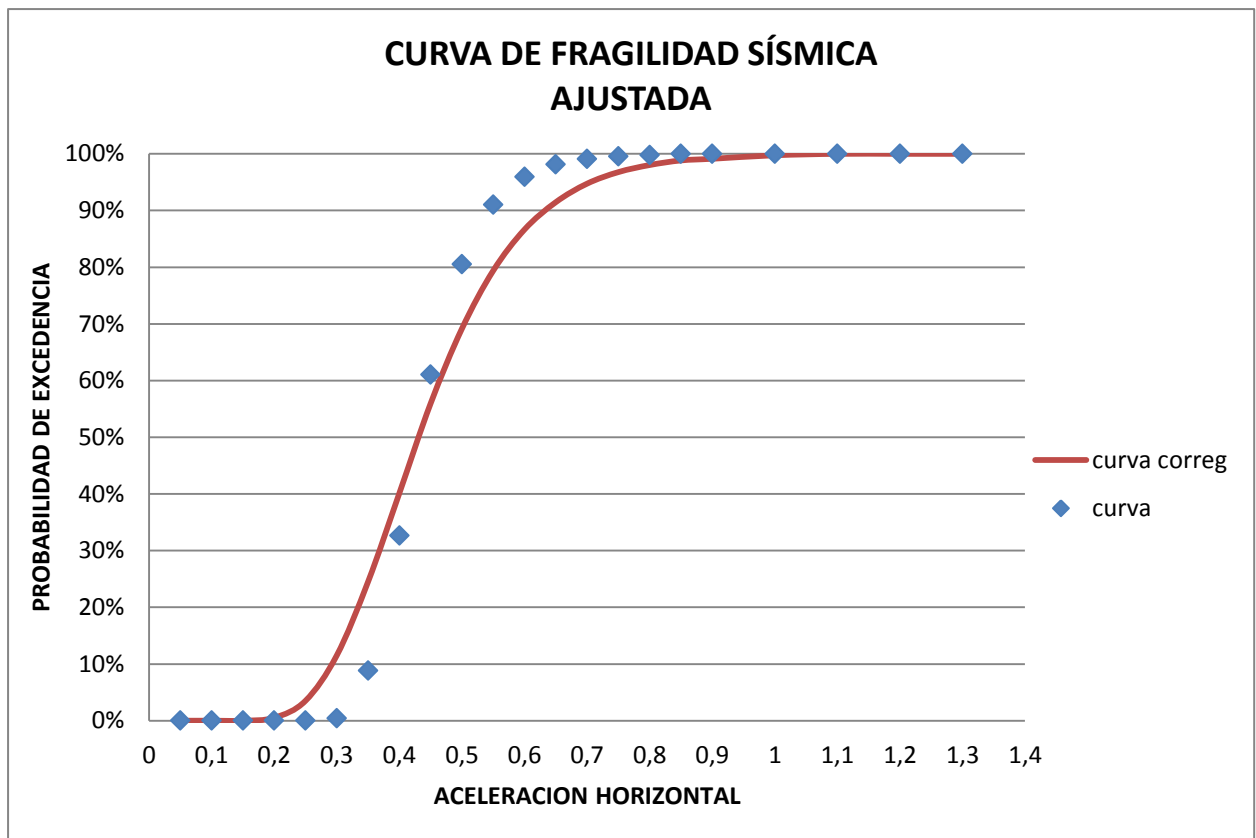
Figura IV.2. Curva de fragilidad obtenida con valores discretos para el eje Y



Fuente: Elaboración propia

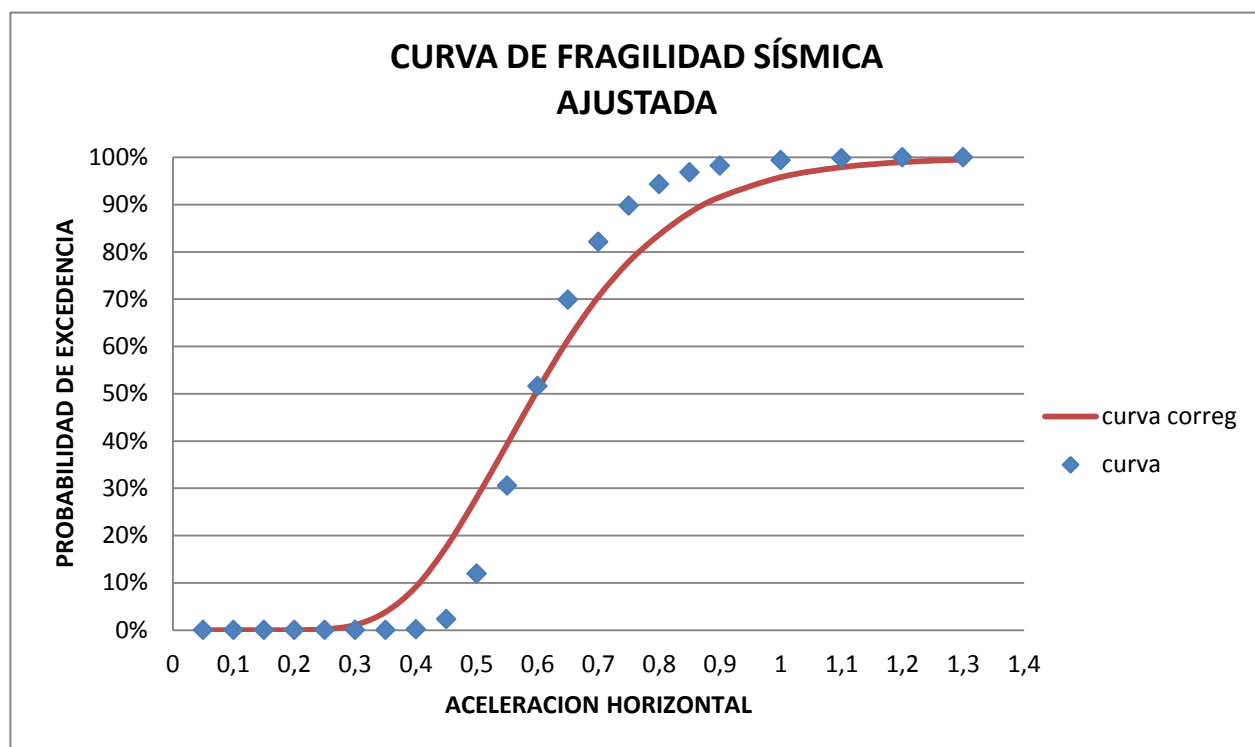
Una vez realizado el ajuste a una función de distribución log-normal se observan las diferencias entre la curva de fragilidad obtenida con los valores discretos y la curva ajustada.

Figura IV.3. Comparación de curva de fragilidad obtenida con valores discretos y con el ajuste Log-normal, para el eje X



Fuente: Elaboración propia

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 determinaron como se indicó en el punto III.3.6.6.b. Para el modelo estudiado, con un límite de deriva de la norma 1756 (COVENIN, 2001), en la dirección de los ejes X y Y, son los indicados en la siguiente tabla:

Tabla IV.8. Parámetros de la curva de fragilidad ajustada, para la dirección eje X

Descripción	Modelo
Código	2001-3N-GA-SM
A_{0i}	0,4306
σ_{A0}	0,300

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.9. Parámetros de la curva de fragilidad ajustada, para la dirección eje Y

Descripción	Modelo
Código	2001-3N-GA-SM
A_{0i}	0,5956
σ_{A0}	0,300

Fuente: Elaboración propia

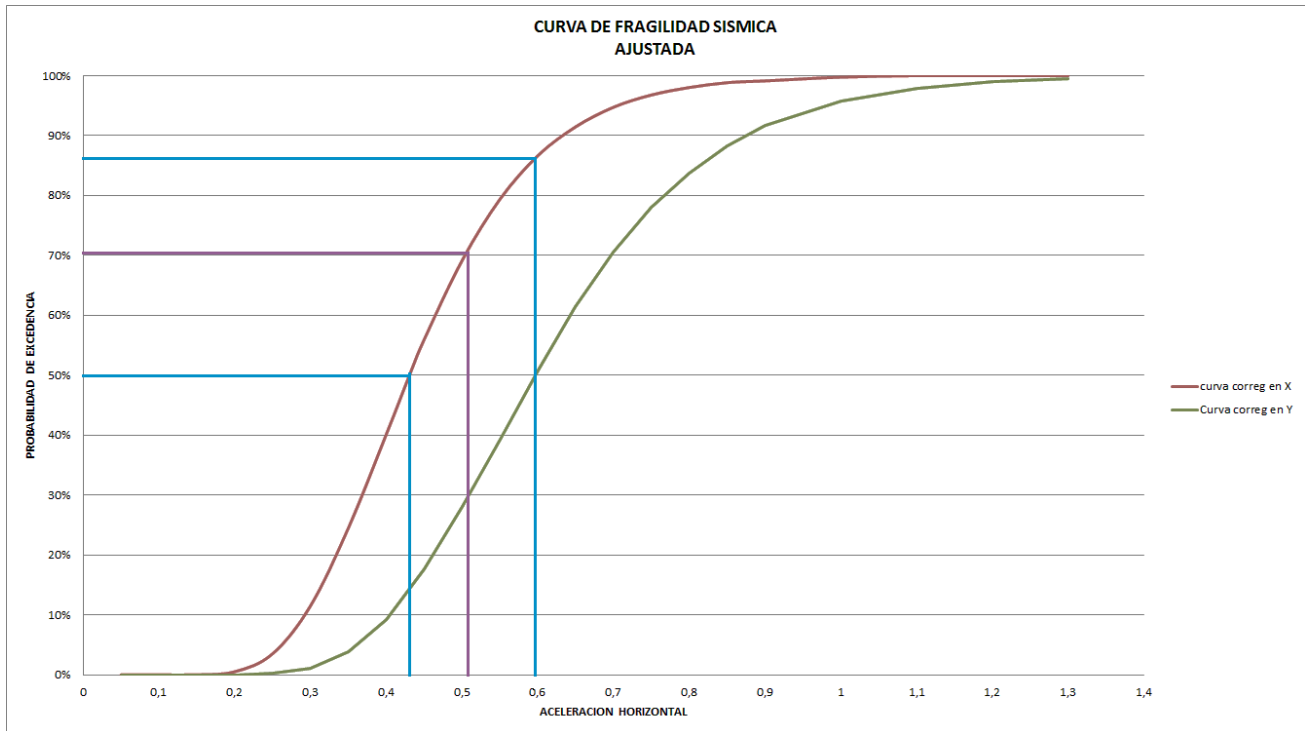
4.3. Correlación de las curvas de fragilidad según Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001)

Los parámetros que definen a la curva de fragilidad sísmica se aprecian en las tablas IV.8. y IV.9. Para la dirección X y Y respectivamente, así mismo junto con su representación gráfica del modelo estudiado, utilizando la deriva de la Norma COVENIN 1756-01.

Analizando dichas curvas de fragilidad, se observó que para la configuración geométrica de esta edificación, se presenta una mayor debilidad en la dirección X, debido a que posee una menor rigidez para soportar las cargas sísmicas inducidas por la aceleración del terreno (A_0), por ende presenta una capacidad de disipación de energía menor a la dirección del eje Y.

En la figura IV.5 se presentan las curvas de fragilidad corregidas en X y en Y, en conjunto. Con la finalidad de determinar un valor para la aceleración a partir de la cual la estructura presente una probabilidad de fallo acumulada de 100%.

Figura IV.5. Correlación de las curvas de fragilidad ajustadas de X y Y



Fuente: Elaboración propia

A partir de la figura IV.5 se puede ver claramente como para una aceleración aproximada $A_0=0,5g$ la estructura presenta una probabilidad de fallo de 70% en el eje X y 30% en el eje Y lo cual presenta una probabilidad de fallo acumulada para ambos sentidos de la estructura de 100%. Este acumulado no asegura que la estructura falle en un 100% pero si nos permite tener un estimado de que para ese punto la estructura ha sufrido gran daño.

En la tabla VI.10 se presentan los acumulados de probabilidad de fallo para diferentes valores de aceleraciones.

Tabla IV.10. Acumulado de probabilidad de fallo de las curvas de fragilidad COVENIN 1756-01

	Ao		
	0,43	0,5	0,6
X	50%	70%	86%
Y	14%	30%	50%
Acumulada	64%	100%	136%

Fuente: Elaboración propia

IV.4. 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.12 presenta la probabilidad de ocurrencia para los estados de daño “Leve”, “Moderado” y “Severo”, resultantes de una aceleración horizontal del terreno de $A_o=0,10g$, $A_o=0,30g$ y $A_o=0,65g$ para determinar el daño sísmico esperado y los niveles de riesgo sísmico.

Para el estado de daño “Completo” no se llevó a cabo la construcción de la curva de fragilidad, en vista de que el método de análisis estructural empleado “Método lineal dinámico de superposición modal” solo permite la determinación de las derivas más críticas para un instante de tiempo, y de igual manera el valor de la deriva límite establecida por Hazus para la edificación analizada supera casi en un 100% la deriva obtenida para el caso de estudio más desfavorable sometida a una aceleración de $A_o=1,3g$ la cual equivale a un sismo de 9 grados aproximadamente en la escala de Richter.

Tabla IV.11. Modelo estudiado, código 2001-3N-GA-SM, aceleraciones medias y desviación estándar, utilizando límites de derivas según Hazus

Norma	HAZUS			
Deriva Limite (‰)	6,3	10,8	29,2	75
Estado de daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
A_{oi} (g)	0,227	0,387	1,052	-
σ_{Ao} (g)	0,3	0,3	0,3	-

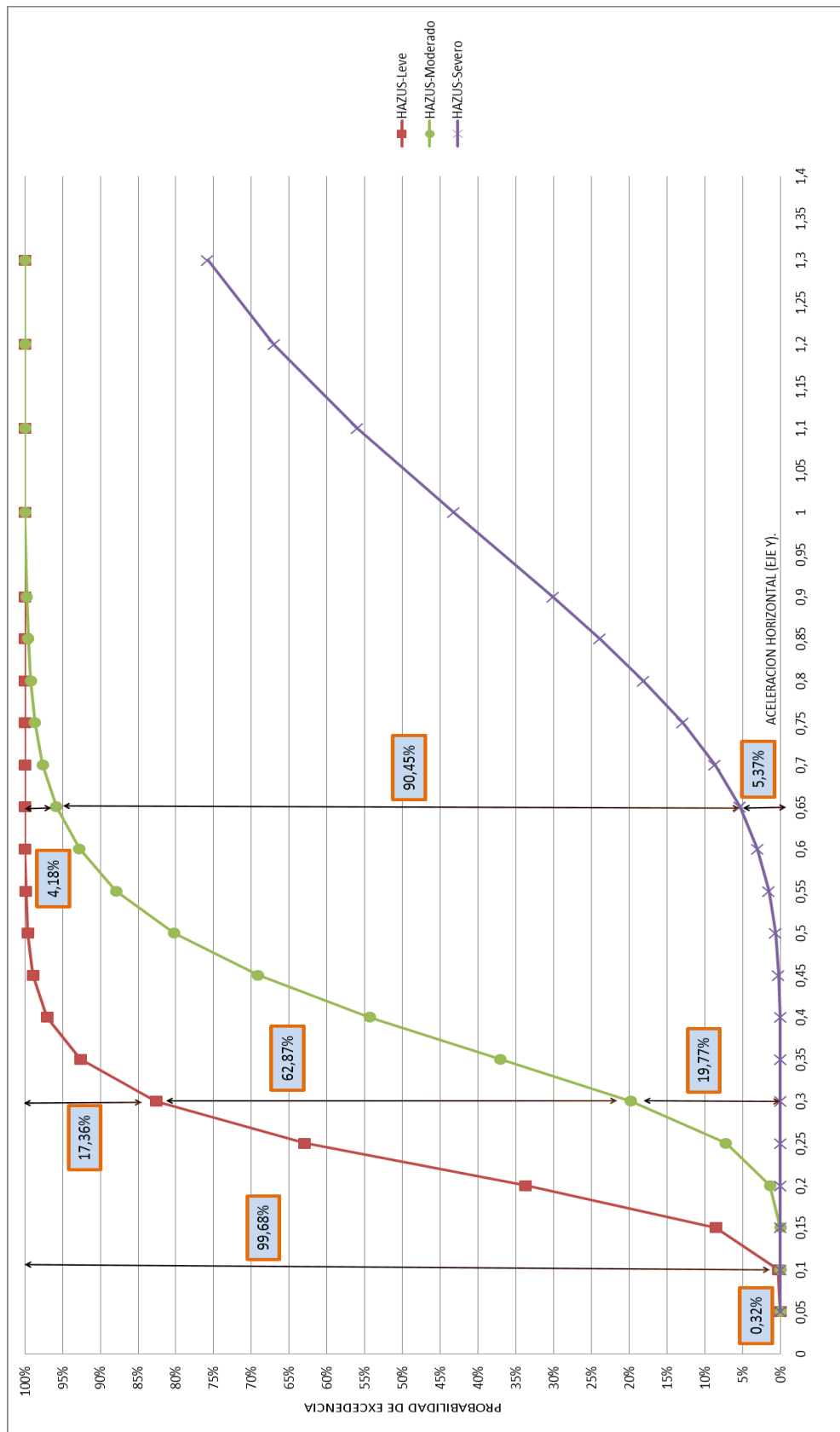
Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.12. Modelo estudiado, código 2001-3N-GA-SM, evaluación de daños y niveles de riesgo sísmico, según Hazus

Aceleración Horizontal del Terreno (A_o)	Estado de daño				
	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
0,10	99,68%	0,32%	0,00%	0,00%	0,00%
0,30	17,36%	62,87%	19,17%	0,00%	0,00%
0.65	0,00%	4,18%	90,45%	5.37%	0,00%

Fuente: Elaboración propia.

Figura IV.6. Curvas de fragilidad del modelo estudiado, 2001-3N-GA-SM, según Hazus para X



Fuente: Elaboración Propia

Para evaluar los estados de daño según Hazus sólo se presentan los resultados evaluados para el eje X, como se mencionó anteriormente, es el eje de la estructura que disipa menos energía y por ende falla primero que el eje Y ante la ocurrencia de un sismo.

El resumen de los valores la las probabilidades de ocurrencia para los estados daño de Hazus, o vectores de probabilidad de daño para la dirección X, se presentan con una aceleración horizontal $A_o=0,10g$ en la tabla IV.13, con una aceleración horizontal $A_o=0,30g$ en la Tabla IV.14 y con una aceleración horizontal $A_o=0,65g$ en la tabla IV.15.

Tabla IV.13. Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_o= 0.10g$

i	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (Pi)	Di (%)	Pi * Di
0	Sin daño	99,68	0	0
1	Ligero	0,32	5	0,016
2	Moderado	0	20	0
3	Severo	0	65	0
4	Completo	0	100	0
Daño Medio (Dm) (%)			Σ	0,016

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.14. Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_o= 0.30g$

i	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (Pi)	Di (%)	Pi * Di
0	Sin daño	17,36	0	0
1	Ligero	62,87	5	3,1435
2	Moderado	19,17	20	3,834
3	Severo	0	65	0
4	Completo	0	100	0
Daño Medio (Dm) (%)			Σ	6,9775

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.15. Vectores de Probabilidad de daño, del modelo estudiado, para una aceleración del terreno, $A_0 = 0.65g$

i	Estado de daño asociado	Probabilidad de ocurrencia (P_i)	D_i (%)	$P_i * D_i$
0	Sin daño	0	0	0
1	Ligero	4,18	5	0,209
2	Moderado	90,45	20	18,09
3	Severo	5,37	65	3,4905
4	Completo	0	100	0
Daño Medio (D_m) (%)			Σ	21,7895

Fuente: Elaboración propia

Los vectores de probabilidad de daño mostrados en la tabla IV.13 corresponden a un sismo ocurrido en la ciudad de Caracas en 1967, con una aceleración horizontal del terreno de $A_0 = 0.10g$ (Hernández, 2009), el edificio diseñado presenta un daño “Leve” de 0,32%.

Evaluando la edificación en la dirección más desfavorable, presenta un daño medio de 0,016%, representando un estado de daño asociado “Sin Daño” y presenta un nivel de riesgo sísmico “Muy Bajo”, los cuales se determinaron haciendo uso de la tabla II.4. (Factores de daño (D_i), niveles de riesgo e índices de riesgos, I_r).

Los vectores de probabilidad de daño mostrados en la tabla IV.14 corresponden a eventos sísmicos con un período de retorno de 475 años, con una aceleración horizontal del terreno $A_0 = 0.30g$ para una zona sísmica 5 correspondiente a la Norma Edificaciones Sismorresistentes 1756 (COVENIN, 2001), el modelo estudiado presentó un daño leve de 62,87% y un daño moderado de 19,17%. Presenta un daño medio de 6,98% lo cual representa un estado de daño asociado “Ligero” y un nivel de riesgo sísmico “Bajo”, los cuales se determinaron haciendo uso de la tabla II.4.

Los vectores de probabilidad de daño mostrados en la tabla IV.15 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. Partiendo de esta información podemos hacer uso de la tabla IV.16 donde se relaciona la escala de Mercalli con la aceleración sísmica.

Tabla IV.16. Correlación de la aceleración sísmica con la escala de Mercalli

Escala de Mercalli	Aceleración sísmica	Velocidad sísmica	Percepción del temblor	Potencial de daño
I	< 0.0017	< 0.1	No apreciable	Ninguno
II-III	0.0017 - 0.014	0.1 - 1.1	Muy leve	Ninguno
IV	0.014 - 0.039	1.1 - 3.4	Leve	Ninguno
V	0.039 - 0.092	3.4 - 8.1	Moderado	Muy leve
VI	0.092 - 0.18	8.1 - 16	Fuerte	Leve
VII	0.18 - 0.34	16 - 31	Muy fuerte	Moderado
VIII	0.34 - 0.65	31 - 60	Severo	Moderado a fuerte
IX	0.65 - 1.24	60 - 116	Violento	Fuerte
X+	> 1.24	> 116	Extremo	Muy fuerte

Fuente: Earthquake Hazards Program. U. S. Geological Survey

Se tomó una aceleración horizontal del terreno $A_0=0,65g$ ya que es un valor de transición entre los niveles VIII y IX que es aproximadamente el nivel registrado en las zonas más cercanas al epicentro de dicho sismo.

La edificación presenta un daño “Leve” de 4,18%, un daño “Moderado” de 90,45% y un daño “Severo” de 5,37% en la dirección más desfavorable. Se obtuvo un daño medio de 21,79, representando un estado de daño asociado “Moderado” y presenta un nivel de riesgo sísmico “Moderado”, los cuales se determinaron haciendo uso de la tabla II.4.

CONCLUSIONES

De acuerdo a la investigación realizada y a los resultados obtenidos en el desarrollo de los objetivos planteados, se concluye lo siguiente:

A través de la correlación realizada para las curvas de fragilidad elaboradas a partir de la deriva límite estipulada en la Norma COVENIN 1756 (2001), se evaluaron tres puntos específicos y se llegó a la conclusión de que la estructura posee mayor capacidad de disipación de energía en la dirección del eje Y. A raíz de este resultado se decidió llevar a cabo los estudios correspondientes a las derivas límites y estados de daños planteados por Hazus, únicamente en la dirección del eje X ya que es el eje más susceptible a sufrir daños ante la acción de cargas sísmicas.

Se evaluó el comportamiento de la estructura para las siguientes aceleraciones horizontales $A_0=0,1g$, $A_0=0,3g$ y $A_0=0,65g$. Presentando un estado de daño asociado “Sin Daño” y un nivel de riesgo sísmico “Muy Bajo” para $A_0=0,1g$, un estado de daño asociado “Ligero” y un nivel de riesgo “Bajo”, para $A_0=0,3g$, y para una aceleración de $A_0=0,65g$ presentó un estado de daño asociado y un nivel de riesgo “Moderado”; comprobándose de esta manera que la estructura cumple con los requerimientos estipulados en la Norma Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-2001.

Una vez demostrado que la estructura del cuerpo A de la Clínica Docente Los Jarales se encuentra apta para resistir diferentes eventos sísmicos, se podría inferir que el cuerpo B por presentar una estructura geométricamente más regular y de menor tamaño que la del cuerpo A posee mayor capacidad para disipar la energía generada en dicha edificación debido a posibles acciones sísmicas.

RECOMENDACIONES

A partir de este Trabajo Especial de Grado surge el planteamiento de las siguientes recomendaciones para las próximas investigaciones en esta área:

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 el cuerpo “B” 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.

Determinar las expresiones que permitan establecer las relaciones entre la escala de Mercalli y las aceleraciones horizontales del suelo (A_0) para los sismos ocurridos en Venezuela, con la finalidad de poder evaluar el comportamiento de cualquier estructura ante la ocurrencia de sismos conocidos.

REFERENCIAS

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 (2010) ETABS Version 9.7.1. *Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems Program*. Computer and Structures Inc. Berkeley, California.
11. Earthquake Hazards Program. U. S. Geological Survey.

<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/background.php#intmaps>
12. 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.
13. GLOBEDIA. (2010). *Terremoto de Chile*.
http://ve.globedia.com/muertos-terremoto-chile-aumentan-799_1.
14. Gomez, M y Alarcon, E. (1992). *Introducción a la Fiabilidad Estructural y Algunas Aplicaciones*. Madrid. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.

- 15.** 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.
- 16.** Hernández, R (1998). Metodología de investigación. México. McGraw-Hill.
- 17.** Kerlinger, F. (1989). *Investigación del Comportamiento*. México. McGraw-Hill.
- 18.** Mirza, S. y McGregor J. (1979). *Variations in dimensions of reinforced concrete members*. Journal of the Structural Division.
- 19.** Morles, V. (1994). Planeamiento y análisis de investigación. Caracas. El Dorado.
- 20.** Norma Venezolana 1753:2006, *Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural*. Caracas, Venezuela.
- 21.** Organización Panamericana de la Salud (1993). Mitigación de Desastres en las Instalaciones de la Salud – Volumen 1: Aspectos generales.
- 22.** Párraga, A. (2002). *Estudio de Suelos Hospital de Clínica del Centro*. Urb Complejo Los Jarales. San Diego. Edo. Carabobo. Referencia No. 020712.

- 23.** Pereira, A. (1995). *Daños no estructurales por flexibilidad excesiva*. AICSA (Arquitectura, Ingeniería y Construcción). <http://www.aicsa.cl/noticret.html>
- 24.** Porrero, J. Ramos, C. Grases, J y Velazco G. (2004). *Manual del Concreto Estructural Conforme con la Norma COVENIN 1753:03*. Caracas. SIDETUR.
- 25.** 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.
- 26.** Rojas, R. (2010). *Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificios Aporticados de Concreto Reforzado de Poca Altura*. Trabajo de grado, Caracas. Universidad Central de Venezuela.
- 27.** Sabino, C. (1992). *El Proceso de la Investigación*. Caracas. Panapo.
- 28.** Sabino, C (1994). *Como hacer una tesis*. Caracas. Panapo.
- 29.** Sabino, E (2006). *Introducción a la Metodología de la Investigación*. Madrid. Ariel S.A.
- 30.** Tamayo, M. (2004). *El Proceso de la Investigación Científica*. México. Limusa.
- 31.** Terremoto de Venezuela en el año de 1912. http://Es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremoto_en_Venezuela.

- 32.**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 Clínica Docente Los Jarales.

ANEXO B - Hoja de cálculo para obtener el espectro de demanda sísmica.

ANEXO C - Tabla de desviación estándar.

ANEXO D - Cálculo de probabilidad de falla para las Ao en dirección X y Y, con una derivasegún la norma COVENIN 1756-01.

ANEXO E- Combinaciones de cargas utilizadas en el modelado, tomadas de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural FONDONORMA 1753:2006.

ANEXO A

Apéndice fotográfico de la Clínica Docente Los Jarales



Foto #1: Vista diagonal de la clínica, Bloque A



Foto #2: Fachada frontal de la clínica, bloque A



Foto #3: Vista trasera, bloque A.
Área del estacionamiento



Foto #4: Vista trasera, bloque A y bloque B. Área del estacionamiento



Foto #5: Vista trasera, bloque A y bloque B. Área del estacionamiento

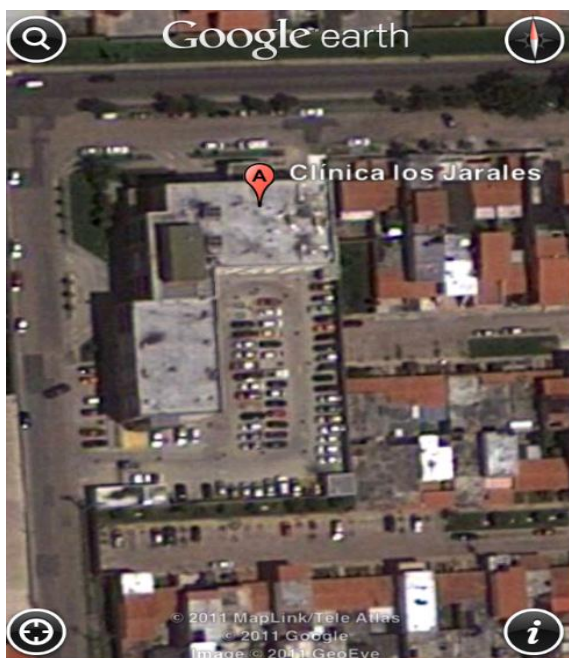


Foto #6: Vista satelital de la clínica, donde se indica el bloque A

ANEXO B

Hoja de cálculo para obtener el espectro de demanda sísmica

NORMA 1756-REV 2001 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTE"

Factor de importancia (uso)

GRUPO = **A**

Ver Norma pags. 23 y 25

$\alpha =$ **1,30**

TABLA 6.1

GRUPO	α
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

Aceleración de zona (COEFICIENTE DE ACELERACION HORIZONTAL)

Zona = **5**

$A_0 =$ **0,30**

Para ZONA ver la Norma
Pags. 15 a 20

TABLA 4.1

ZONAS SISMICAS	A_0	Peligro Sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	
5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	

CORRELACION APROXIMADA ENTRE LAS VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE, V_s , CON LA COMPACIDAD, LA RESISTENCIA A LA PENETRACION DEL ENSAYO SPT Y LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO DE ARCILLAS, Su.

TABLA C - 5.1, Pag. C-22

Descripción del Material	N1 (60)	Velocidad Promedio de Ondas de Corte, V_s (m/s)	Resistencia al Corte No Drenada Su	
			(kgf/cm ²)	(kPa)
Roca Dura	--	$V_s > 700$	--	--
Roca Blanda	--	$V_s > 400$	--	--
Suelos Muy Duros o Muy Densos (Rígidos)	$N1(60) > 50$	$V_s > 400$	> 1.00	> 1.00
Suelos Duros o Densos (Medianamente Rígidos)	$20 \leq N1(60) \leq 50$	$250 \leq V_s \leq 400$	$0.70 - 1.00$	$70 - 100$
Suelos Firmes o Medianamente Densos (Baja Rigidez)	$10 \leq N1(60) \leq 20$	$170 \leq V_s \leq 250$	$0.40 - 0.70$	$40 - 70$
Suelos Blandos o Suelos (Muy Baja Rigidez)	$N1(60) < 10$	$V_s < 170$	< 0.40	< 40

FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCION j

TABLA 5.1, Pag. 21

F. Esp.	S2	Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Zona sísmica 1 y 4		Zona sísmica 5 y 7	
					Forma espectral	ϕ	Forma espectral	ϕ
$\phi =$	0,90	Roca sana / fracturada	> 500	-	S1	0,85	S1	1,00
		Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0,85	S1	1,00
				$30 - 50$	S2	0,80	S2	0,90
				> 50	S3	0,70	S2	0,90
		Suelo duros o densos	$250 - 400$	< 15	S1	0,80	S1	1,00
				$15 - 50$	S2	0,80	S2	0,90
				> 50	S3	0,75	S2	0,90
		Suelos firmes / medios densos	$170 - 250$	≤ 50	S3	0,70	S2	0,95
				> 50	S3 ^(a)	0,70	S3	0,75
		Suelos blandos / sueltos	< 170	≤ 15	S3	0,70	S2	0,90
				> 15	S3 ^(a)	0,70	S3	0,80
		Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos mas rigidos	-	H_1	S2 ^(c)	0,65	S2	0,70

(a) Si $A_0 \leq 0.15$, úsese S4

(b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que 0,1 H.

(c) Si $H_1 \geq 0.25$ H y $A_0 \leq 0.20$ úsese S3

NIVELES DE DISEÑO (ND)

TABLA 6.2

GRUPO =	A	GRUPO	ZONA SISMICA			
Zona =	5		1Y2	3Y4	5,6Y7	
Tabla 6.2		A; B1	ND2	ND3	ND3	(*) Valido para edificios de hasta 10 pisos ó 30 m de
ND =	ND3		ND3			
Ver Norma pag. 26		B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)	(**) Valido para edificios de hasta 2 pisos u 8 m de

FACTORES DE REDUCCION R

TABLA 6.4

Tipo Est.	I	NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
Ver Norma pag. 29			TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
ND =	ND3		I	II	III	IIIa	IV
Ver Norma pag. 29		ND3	6,0	5,0	4,5	5,0	2,0
R =	6,00	ND2	4,0	3,5	3,0	3,5	1,5
		ND1	2,0	1,75	1,5	2,0	1,25

CRITERIO DEL REVISOR

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
	I⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0 ⁽²⁾	5,0	4,0	6,0 ⁽³⁾	2,0
ND2	4,5	4,0	-	-	1,5
ND1	2,5	2,25	2,0	-	1,25

(1) Para sistemas con columnas articuladas en base el valor de R será multiplicado por 0,75

(2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no mas de 30 metros de altura

(3) En aquellos casos donde la conexión viga colector-columna sea del tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTA ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,0	6,0 ⁽¹⁾	2,0
ND2	4,0	4,0	-	-	1,5
ND1	2,25	2,5	2,25	-	1,0

(1) Para muros estructurales reforzados con plancha de acero y miembro de bordes de sección mixta (Acero -

%Amortiguamiento → **0,05**

VALORES DE b, To y T*

TABLA 7.1 Pag. 35

F. Esp.	S2	Forma Espectral	T* (seg)	b	p	b = Factor de magnificación p To = Valor del periodo a partir del cual los espectros tienen T* = Valor maximo del periodo en el intervalo donde los espectros normalizados
T* =	0,7	S1	0,4	2,4	1,0	
β =	2,6	S2	0,7	2,6	1,0	
p =	1,0	S3	1,0	2,8	1,0	
		S4	1,3	3,0	0,8	

To = T* / 4 =

0,1750

VALORES DE T⁺ (1)

(T*/4) ≤ T⁺ ≤ T* (Condición)

TABLA 7.2 Pag. 35

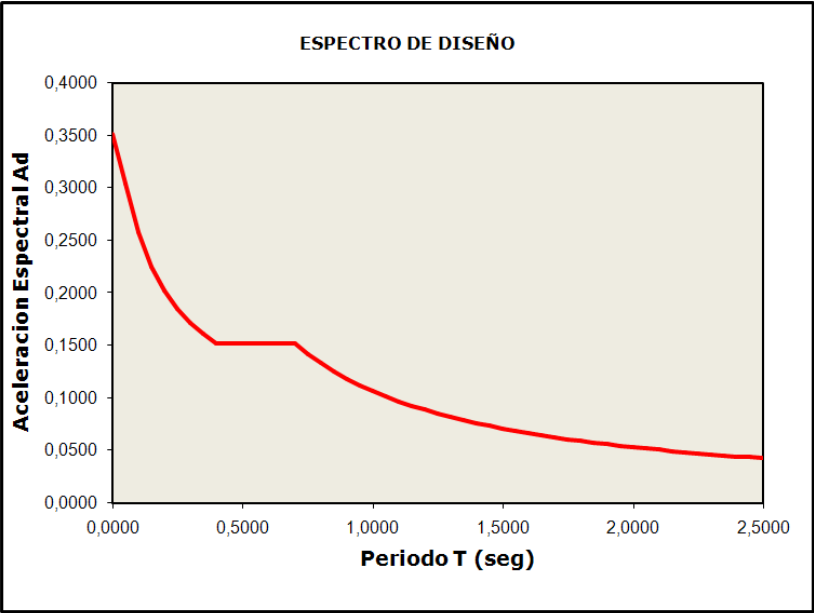
R =	6,00	CASO	T ⁺ (seg)
		R < 5	0.1 (R - 1)
T ⁺ =	0,40	R ≥ 5	0,4
		(1) To ≤ T ⁺	

T⁺ = Periodo característico de variación de respuesta ductil

$$c = \sqrt[4]{R / \beta} = \mathbf{1,23}$$

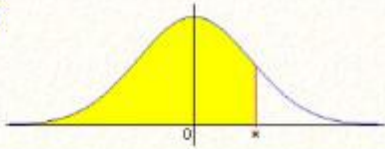
To	0,18
T*	0,70
T+	0,40
T+ def	0,40
R	6,00
C	1,23
a	1,30
b	2,60
F	0,90
Ao	0,30
p	1,00

Tabla de Valores		
Espectro de		
0,0000	0,3510	
0,0500	0,3040	
0,1000	0,2579	
0,1500	0,2253	
0,2000	0,2020	
0,2500	0,1847	
0,3000	0,1713	
0,3500	0,1607	
0,4000	0,1521	
0,4500	0,1521	
0,5000	0,1521	
0,5500	0,1521	
0,6000	0,1521	
0,6500	0,1521	
0,7000	0,1521	
0,7500	0,1420	
0,8000	0,1331	
0,8500	0,1253	
0,9000	0,1183	
0,9500	0,1121	
1,0000	0,1065	
1,0500	0,1014	
1,1000	0,0968	
1,1500	0,0926	
1,2000	0,0887	
1,2500	0,0852	
1,3000	0,0819	
1,3500	0,0789	
1,4000	0,0761	
1,4500	0,0734	
1,5000	0,0710	
1,5500	0,0687	
1,6000	0,0665	
1,6500	0,0645	
1,7000	0,0626	
1,7500	0,0608	
1,8000	0,0592	
1,8500	0,0576	
1,9000	0,0560	
1,9500	0,0546	
2,0000	0,0532	
2,0500	0,0519	
2,1000	0,0507	
2,1500	0,0495	
2,2000	0,0484	
2,2500	0,0473	
2,3000	0,0463	
2,3500	0,0453	
2,4000	0,0444	
2,4500	0,0435	
2,5000	0,0426	



ANEXO C

Tabla de desviación estándar

	.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

Fuente: Tovar y Sánchez (2011)

Cálculo de probabilidad de fallo para las Ao en dirección X, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01

Ao=0.05								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	1,75056	1,2936	1,84704	1,3728	1,53552	1,13568	1,6224	1,20432
μδin	1,47024							
σδin	0,259480737							
Vδin	0,1765				17,65%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-10,2494	-10,7064	-10,1530	-10,6272	-10,4645	-10,8643	-10,3776	-10,7957
fi²	105,0510	114,6270	103,0826	112,9374	109,5053	118,0334	107,6946	116,5467
Pj*fi	-1,2812	-1,3383	-1,2691	-1,3284	-1,3081	-1,3580	-1,2972	-1,3495
Pj*fi²	13,1314	14,3284	12,8853	14,1172	13,6882	14,7542	13,4618	14,5683
μf	-10,5298							
σf	0,242722004							
Vf	-0,023051048							
β	-43,38							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.1								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	3,43056	2,5368	3,5568	2,63952	3,01392	2,22768	3,12624	2,32752
μδin	2,85738							
σδin	0,498859033							
Vδin	0,1746				17,46%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-8,5694	-9,4632	-8,4432	-9,3605	-8,9861	-9,7723	-8,8738	-9,6725
fi²	73,4353	89,5522	71,2876	87,6186	80,7496	95,4982	78,7436	93,5569
Pj*fi	-1,0712	-1,1829	-1,0554	-1,1701	-1,1233	-1,2215	-1,1092	-1,2091
Pj*fi²	9,1794	11,1940	8,9110	10,9523	10,0937	11,9373	9,8430	11,6946
μf	-9,1426							
σf	0,466639897							
Vf	-0,051040063							
β	-19,59							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.15								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	5,1072	3,77664	5,26032	3,91248	4,48896	3,31968	4,63008	3,44448
μδin	4,24248							
σδin	0,737659991							
Vδin	0,1739				17,39%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-6,8928	-8,2234	-6,7397	-8,0875	-7,5110	-8,6803	-7,3699	-8,5555
fi²	47,5107	67,6236	45,4233	65,4080	56,4157	75,3480	54,3157	73,1969
Pj*fi	-0,8616	-1,0279	-0,8425	-1,0109	-0,9389	-1,0850	-0,9212	-1,0694
Pj*fi²	5,9388	8,4530	5,6779	8,1760	7,0520	9,4185	6,7895	9,1496
μf	-7,7575							
σf	0,690017739							
Vf	-0,088948238							
β	-11,24							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.2								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	6,79056	5,01984	6,97008	5,18544	5,96736	4,41168	6,14016	4,56768
μδin	5,6316							
σδin	0,978302076							
Vδin	0,1737				17,37%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-5,2094	-6,9802	-5,0299	-6,8146	-6,0326	-7,5883	-5,8598	-7,4323
fi131	27,1383	48,7226	25,3001	46,4382	36,3927	57,5826	34,3377	55,2394
Pj*fi	-0,6512	-0,8725	-0,6287	-0,8518	-0,7541	-0,9485	-0,7325	-0,9290
Pj*fi131	3,3923	6,0903	3,1625	5,8048	4,5491	7,1978	4,2922	6,9049
μf	-6,3684							
σf	0,915117797							
Vf	-0,143696658							
β	-6,96							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							

Ao=0.25								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	8,47056	6,25968	8,67984	6,45216	7,4424	5,50368	7,644	5,69088
μδin	7,0179							
σδin	1,218504394							
Vδin	0,1736				17,36%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-3,5294	-5,7403	-3,3202	-5,5478	-4,5576	-6,4963	-4,3560	-6,3091
fi131	12,4569	32,9513	11,0235	30,7785	20,7717	42,2022	18,9747	39,8050
Pj*fi	-0,4412	-0,7175	-0,4150	-0,6935	-0,5697	-0,8120	-0,5445	-0,7886
Pj*fi131	1,5571	4,1189	1,3779	3,8473	2,5965	5,2753	2,3718	4,9756
μf	-4,9821							
σf	1,139806491							
Vf	-0,228780332							
β	-4,37							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.3								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	10,1472	7,49952	10,3896	7,72512	8,9208	6,59568	9,15408	6,80784
μδin	8,40498							
σδin	1,459342232							
Vδin	0,1736				17,36%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-1,8528	-4,5005	-1,6104	-4,2749	-3,0792	-5,4043	-2,8459	-5,1922
fi²	3,4329	20,2543	2,5934	18,2746	9,4815	29,2067	8,0993	26,9585
Pj*fi	-0,2316	-0,5626	-0,2013	-0,5344	-0,3849	-0,6755	-0,3557	-0,6490
Pj*fi²	0,4291	2,5318	0,3242	2,2843	1,1852	3,6508	1,0124	3,3698
μf	-3,5950							
σf	1,365089661							
Vf	-0,379716847							
β	-2,63							
Ø(β)	0,9957							
Pf	0,0043							
Pf (%)	0,43%							
Ao=0.35								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	11,8272	8,74272	12,09936	8,99184	10,39584	7,68768	10,65792	7,93104
μδin	9,7917							
σδin	1,699284219							
Vδin	0,1735				17,35%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-0,1728	-3,2573	0,0994	-3,0082	-1,6042	-4,3123	-1,3421	-4,0690
fi131	0,0299	10,6099	0,0099	9,0490	2,5733	18,5961	1,8012	16,5564
Pj*fi	-0,0216	-0,4072	0,0124	-0,3760	-0,2005	-0,5390	-0,1678	-0,5086
Pj*fi131	0,0037	1,3262	0,0012	1,1311	0,3217	2,3245	0,2251	2,0696
μf	-2,2083							
σf	1,589534838							
Vf	-0,719800226							
β	-1,39							
Ø(β)	0,9117							
Pf	0,0883							
Pf (%)	8,83%							
Ao=0.4								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	13,50384	9,98256	13,80288	10,2648	11,87088	8,77968	12,168	9,05424
μδin	11,17836							
σδin	1,937782782							
Vδin	0,1734				17,34%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	1,5038	-2,0174	1,8029	-1,7352	-0,1291	-3,2203	0,1680	-2,9458
fi131	2,2615	4,0701	3,2504	3,0109	0,0167	10,3705	0,0282	8,6775
Pj*fi	0,1880	-0,2522	0,2254	-0,2169	-0,0161	-0,4025	0,0210	-0,3682
Pj*fi131	0,2827	0,5088	0,4063	0,3764	0,0021	1,2963	0,0035	1,0847
μf	-0,8216							
σf	1,812629815							
Vf	-2,206111941							
β	-0,45							
Ø(β)	0,6736							
Pf	0,3264							
Pf (%)	32,64%							

Ao=0.45								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	15,18384	11,2224	15,51264	11,53776	13,34592	9,86832	13,67184	10,1712
μδin	12,56424							
σδin	2,179186905							
Vδin	0,1734				17,34%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	3,1838	-0,7776	3,5126	-0,4622	1,3459	-2,1317	1,6718	-1,8288
fi131	10,1368	0,6047	12,3386	0,2137	1,8115	4,5441	2,7950	3,3445
Pj*fi	0,3980	-0,0972	0,4391	-0,0578	0,1682	-0,2665	0,2090	-0,2286
Pj*fi131	1,2671	0,0756	1,5423	0,0267	0,2264	0,5680	0,3494	0,4181
μf	0,5642							
σf	2,038442695							
Vf	3,612722769							
β	0,28							
Ø(β)	0,6103							
Pf	0,6103							
Pf (%)	61,03%							
Ao=0.5								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	16,86048	12,46224	17,2224	12,80448	14,82432	10,96032	15,18192	11,2944
μδin	13,95132							
σδin	2,419491911							
Vδin	0,1734				17,34%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	4,8605	0,4622	5,2224	0,8045	2,8243	-1,0397	3,1819	-0,7056
fi131	23,6243	0,2137	27,2735	0,6472	7,9768	1,0809	10,1246	0,4979
Pj*fi	0,6076	0,0578	0,6528	0,1006	0,3530	-0,1300	0,3977	-0,0882
Pj*fi131	2,9530	0,0267	3,4092	0,0809	0,9971	0,1351	1,2656	0,0622
μf	1,9513							
σf	2,263227445							
Vf	1,159844334							
β	0,86							
Ø(β)	0,8051							
Pf	0,8051							
Pf (%)	80,51%							
Ao=0.55								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	18,54384	13,70544	18,93216	14,07744	16,30272	12,05568	16,68576	12,4176
μδin	15,34008							
σδin	2,659192351							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	6,5438	1,7054	6,9322	2,0774	4,3027	0,0557	4,6858	0,4176
fi131	42,8218	2,9085	48,0548	4,3158	18,5134	0,0031	21,9563	0,1744
Pj*fi	0,8180	0,2132	0,8665	0,2597	0,5378	0,0070	0,5857	0,0522
Pj*fi131	5,3527	0,3636	6,0069	0,5395	2,3142	0,0004	2,7445	0,0218
μf	3,3401							
σf	2,487446675							
Vf	0,744726676							
β	1,34							
Ø(β)	0,9099							
Pf	0,9099							
Pf (%)	90,99%							
Ao=0.6								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	20,22048	14,94864	20,64192	15,34416	17,77776	13,14768	18,19584	13,5408
μδin	16,72716							
σδin	2,899034354							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	8,2205	2,9486	8,6419	3,3442	5,7778	1,1477	6,1958	1,5408
fi131	67,5763	8,6945	74,6828	11,1834	33,3825	1,3172	38,3884	2,3741
Pj*fi	1,0276	0,3686	1,0802	0,4180	0,7222	0,1435	0,7745	0,1926
Pj*fi131	8,4470	1,0868	9,3353	1,3979	4,1728	0,1646	4,7986	0,2968
μf	4,7272							
σf	2,711798326							
Vf	0,573663326							
β	1,74							
Ø(β)	0,9591							
Pf	0,9591							
Pf (%)	95,91%							

Ao=0.65								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	21,90048	16,18848	22,34544	16,61712	19,25616	14,23632	19,69968	14,65776
μδin	18,11268							
σδin	3,139419555							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	9,9005	4,1885	10,3454	4,6171	7,2562	2,2363	7,6997	2,6578
fi131	98,0195	17,5434	107,0281	21,3178	52,6519	5,0011	59,2851	7,0637
Pj*fi	1,2376	0,5236	1,2932	0,5771	0,9070	0,2795	0,9625	0,3322
Pj*fi131	12,2524	2,1929	13,3785	2,6647	6,5815	0,6251	7,4106	0,8830
μf	6,1127							
σf	2,936658092							
Vf	0,480420714							
β	2,08							
Ø(β)	0,9812							
Pf	0,9812							
Pf (%)	98,12%							

Ao=0.7								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	23,57712	17,42832	24,0552	17,89008	20,7312	15,32832	21,20352	15,78096
μδin	19,49934							
σδin	3,378682284							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	11,5771	5,4283	12,0552	5,8901	8,7312	3,3283	9,2035	3,7810
f131	134,0297	29,4667	145,3278	34,6930	76,2339	11,0777	84,7048	14,2957
Pj*fi	1,4471	0,6785	1,5069	0,7363	1,0914	0,4160	1,1504	0,4726
Pj*fi131	16,7537	3,6833	18,1660	4,3366	9,5292	1,3847	10,5881	1,7870
μf	7,4993							
σf	3,160467882							
Vf	0,421432804							
β	2,37							
Ø(β)	0,9911							
Pf	0,9911							
Pf (%)	99,11%							

Ao=0.75								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	25,25712	18,66816	25,76496	19,1568	22,20624	16,42032	22,7136	16,90416
$\mu\delta_{in}$	20,88642							
$\sigma\delta_{in}$	3,619399897							
$V\delta_{in}$	0,1733				17,33%			
$\delta_{in} \max$	12							
Pj	0,125							
fi	13,2571	6,6682	13,7650	7,1568	10,2062	4,4203	10,7136	4,9042
f131	175,7512	44,4644	189,4741	51,2198	104,1673	19,5392	114,7812	24,0508
Pj*fi	1,6571	0,8335	1,7206	0,8946	1,2758	0,5525	1,3392	0,6130
Pj*fi131	21,9689	5,5580	23,6843	6,4025	13,0209	2,4424	14,3477	3,0063
μf	8,8864							
σf	3,38563859							
Vf	0,380990161							
β	2,62							
$\emptyset(\beta)$	0,9956							
Pf	0,9956							
Pf (%)	99,56%							

Ao=0.8								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
din	26,93376	19,908	27,47472	20,42976	23,68128	17,51232	24,21744	18,02112
μdin	22,2723							
σdin	3,859644443							
Vdin	0,1733				17,33%			
din max	12							
Pj	0,125							
fi	14,9338	7,9080	15,4747	8,4298	11,6813	5,5123	12,2174	6,0211
f131	223,0172	62,5365	239,4670	71,0609	136,4523	30,3857	149,2658	36,2539
Pj*fi	1,8667	0,9885	1,9343	1,0537	1,4602	0,6890	1,5272	0,7526
Pj*fi131	27,8771	7,8171	29,9334	8,8826	17,0565	3,7982	18,6582	4,5317
μf	10,2723							
σf	3,610366785							
Vf	0,351466252							
β	2,85							
Ø(β)	0,9978							
Pf	0,9978							
Pf (%)	99,78%							

Ao=0.85								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	28,61376	21,1512	29,18448	21,69648	25,15968	18,60432	25,72752	19,14432
μδin	23,66022							
σδin	4,100244774							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	16,6138	9,1512	17,1845	9,6965	13,1597	6,6043	13,7275	7,1443
fi131	276,0170	83,7445	295,3064	94,0217	173,1772	43,6170	188,4448	51,0413
Pj*fi	2,0767	1,1439	2,1481	1,2121	1,6450	0,8255	1,7159	0,8930
Pj*fi131	34,5021	10,4681	36,9133	11,7527	21,6471	5,4521	23,5556	6,3802
μf	11,6602							
σf	3,835427786							
Vf	0,328932712							
β	3,04							
Ø(β)	1							
Pf	1							
Pf (%)	100,00%							
Ao=0.9								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	30,29712	22,3944	30,888	22,96944	26,63808	19,69632	27,23136	20,26752
μδin	25,04778							
σδin	4,339350645							
Vδin	0,1732				17,32%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	18,2971	10,3944	18,8880	10,9694	14,6381	7,6963	15,2314	8,2675
fi131	334,7846	108,0436	356,7565	120,3286	214,2734	59,2333	231,9943	68,3519
Pj*fi	2,2871	1,2993	2,3610	1,3712	1,8298	0,9620	1,9039	1,0334
Pj*fi131	41,8481	13,5054	44,5946	15,0411	26,7842	7,4042	28,9993	8,5440
μf	13,0478							
σf	4,059090849							
Vf	0,311094366							
β	3,21							
Ø(β)	1							
Pf	1							
Pf (%)	100,00%							
Ao=1								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	33,65376	24,87408	34,30752	25,50912	29,58816	21,88032	30,24528	22,50768
μδin	27,82074							
σδin	4,820317021							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	21,6538	12,8741	22,3075	13,5091	17,5882	9,8803	18,2453	10,5077
fi132	468,8853	165,7419	497,6254	182,4963	309,3434	97,6207	332,8902	110,4113
Pj*fi	2,7067	1,6093	2,7884	1,6886	2,1985	1,2350	2,2807	1,3135
Pj*fi132	58,6107	20,7177	62,2032	22,8120	38,6679	12,2026	41,6113	13,8014
μf	15,8207							
σf	4,508993697							
Vf	0,285005233							
β	3,51							
Ø(β)	1							
Pf	1							
Pf (%)	100,00%							

Ao=1.1								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	37,00704	27,35712	37,72704	28,0488	32,5416	24,06432	33,2592	24,74784
μδin	30,59412							
σδin	5,300586507							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	25,0070	15,3571	25,7270	16,0488	20,5416	12,0643	21,2592	12,7478
fi133	625,3520	235,8411	661,8806	257,5640	421,9573	145,5478	451,9536	162,5074
Pj*fi	3,1259	1,9196	3,2159	2,0061	2,5677	1,5080	2,6574	1,5935
Pj*fi133	78,1690	29,4801	82,7351	32,1955	52,7447	18,1935	56,4942	20,3134
μf	18,5941							
σf	4,958244664							
vf	0,266656592							
β	3,75							
Ø(β)	1							
Pf	1							
Pf (%)	100,00%							
Ao=1.2								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	40,36368	29,8368	41,14032	30,59472	35,49168	26,24496	36,27312	26,99424
μδin	33,36744							
σδin	5,779535375							
Vδin	0,1732				17,32%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	28,3637	17,8368	29,1403	18,5947	23,4917	14,2450	24,2731	14,9942
fi133	804,4983	318,1514	849,1582	345,7636	551,8590	202,9189	589,1844	224,8272
Pj*fi	3,5455	2,2296	3,6425	2,3243	2,9365	1,7806	3,0341	1,8743
Pj*fi133	100,5623	39,7689	106,1448	43,2205	68,9824	25,3649	73,6480	28,1034
μf	21,3674							
σf	5,406260307							
vf	0,253013946							
β	3,95							
Ø(β)	1							
Pf	1							
Pf (%)	100,00%							
Ao=1.3								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	43,72704	32,3232	44,55984	33,1344	38,44848	28,43232	39,28704	29,2344
μδin	36,14334							
σδin	6,26084167							
Vδin	0,1732				17,32%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	31,7270	20,3232	32,5598	21,1344	26,4485	16,4323	27,2870	17,2344
fi134	1006,6051	413,0325	1060,1432	446,6629	699,5221	270,0211	744,5826	297,0245
Pj*fi	3,9659	2,5404	4,0700	2,6418	3,3061	2,0540	3,4109	2,1543
Pj*fi134	125,8256	51,6291	132,5179	55,8329	87,4403	33,7526	93,0728	37,1281
μf	24,1433							
σf	5,856481121							
vf	0,24257129							
β	4,12							
Ø(β)	1							
Pf	1							
Pf (%)	100,00%							

Cálculo de probabilidad de fallo para las Ao en dirección Y, con una deriva según la Norma COVENIN 1756-01

Ao=0.05								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	1,2835	0,9509	1,3790	1,0234	1,1222	0,8299	1,1918	0,8861
μδin	1,08336							
σδin	0,194595711							
Vδin	0,1796				17,96%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-10,7165	-11,0491	-10,6210	-10,9766	-10,8778	-11,1701	-10,8082	-11,1139
fi²	114,8429	122,0831	112,8048	120,4866	118,3257	124,7707	116,8163	123,5192
Pj*fi	-1,3396	-1,3811	-1,3276	-1,3721	-1,3597	-1,3963	-1,3510	-1,3892
Pj*fi²	14,3554	15,2604	14,1006	15,0608	14,7907	15,5963	14,6020	15,4399
μf	-10,9166							
σf	0,18202762							
Vf	-0,016674327							
β	-59,97243719							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.10								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	2,4898	1,8413	2,6083	1,9406	2,18736	1,61952	2,28384	1,70352
μδin	2,0843							
σδin	0,3645							
Vδin	0,1749				17,49%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-9,5102	-10,1587	-9,3917	-10,0594	-9,8126	-10,3805	-9,7162	-10,2965
fi²	90,4447	103,1996	88,2037	101,1907	96,2879	107,7544	94,4038	106,0175
Pj*fi	-1,1888	-1,2698	-1,1740	-1,2574	-1,2266	-1,2976	-1,2145	-1,2871
Pj*fi²	11,3056	12,8999	11,0255	12,6488	12,0360	13,4693	11,8005	13,2522
μf	-9,9157							
σf	0,340980776							
Vf	-0,034387899							
β	-29,07999717							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.15								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	3,6960	2,7350	3,8376	2,8579	3,2558	2,4091	3,3758	2,5147
μδin	3,0853							
σδin	0,5358							
Vδin	0,1737				17,37%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-8,3040	-9,2650	-8,1624	-9,1421	-8,7442	-9,5909	-8,6242	-9,4853
fi²	68,9564	85,8395	66,6248	83,5776	76,4603	91,9850	74,3761	89,9705
Pj*fi	-1,0380	-1,1581	-1,0203	-1,1428	-1,0930	-1,1989	-1,0780	-1,1857
Pj*fi²	8,6196	10,7299	8,3281	10,4472	9,5575	11,4981	9,2970	11,2463
μf	-8,9147							
σf	0,501195048							
Vf	-0,056220938							
β	-17,78696743							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							
Ao=0.20								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	4,9056	3,6288	5,0669	3,7690	4,32432	3,19872	4,46784	3,32592
μδin	4,0859							
σδin	0,7082							
Vδin	0,1733				17,33%			
δin max	12							
Pj	0,125							
fi	-7,0944	-8,3712	-6,9331	-8,2310	-7,6757	-8,8013	-7,5322	-8,6741
fi²	50,3305	70,0770	48,0682	67,7500	58,9161	77,4625	56,7334	75,2397
Pj*fi	-0,8868	-1,0464	-0,8666	-1,0289	-0,9595	-1,1002	-0,9415	-1,0843
Pj*fi²	6,2913	8,7596	6,0085	8,4688	7,3645	9,6828	7,0917	9,4050
μf	-7,9141							
σf	0,66247655							
Vf	-0,083708176							
β	-11,95							
Ø(β)	1							
Pf	0							
Pf (%)	0,00%							

Ao=0.45								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δin	10,9301	8,0875	11,2133	8,3491	9,6566	7,1467	9,9216	7,3944
$\mu \delta \text{in}$	9,0874							
$\sigma \delta \text{in}$	1,5635							
$V \delta \text{in}$	0,1721				17,21%			
$\delta \text{in max}$	12							
Pj	0,125							
fi	-1,0699	-3,9125	-0,7867	-3,6509	-2,3434	-4,8533	-2,0784	-4,6056
fi²	1,1447	15,3075	0,6189	13,3289	5,4913	23,5543	4,3197	21,2116
Pj*fi	-0,1337	-0,4891	-0,0983	-0,4564	-0,2929	-0,6067	-0,2598	-0,5757
Pj*fi²	0,1431	1,9134	0,0774	1,6661	0,6864	2,9443	0,5400	2,6514
μf	-2,9126							
σf	1,462534803							
$V f$	-0,50214408							
β	-1,991460301							
$\emptyset(\beta)$	0,9767							
Pf	0,0233							
Pf (%)	2,33%							

[illegible][illegible][illegible]

Ao=1.0								
N	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_{in}	24,19536	17,90208	24,73536	18,42048	21,39648	15,83568	21,92112	16,33632
$\mu\delta_{in}$	20,0929							
$\sigma\delta_{in}$	3,4487							
$V\delta_{in}$	0,1716				17,16%			
$\delta_{in} \max$	12							
Pj	0,125							
fi	12,1954	5,9021	12,7354	6,4205	9,3965	3,8357	9,9211	4,3363
fi ²	148,7268	34,8345	162,1894	41,2226	88,2938	14,7124	98,4286	18,8037
Pj*fi	1,5244	0,7378	1,5919	0,8026	1,1746	0,4795	1,2401	0,5420
Pj*fi ²	18,5909	4,3543	20,2737	5,1528	11,0367	1,8391	12,3036	2,3505
μf	8,0929							
σf	3,226004077							
Vf	0,398623487							
β	2,508632912							
$\emptyset(\beta)$	0,9821							
Pf	0,9821							
Pf (%)	98,21%							

ANEXO E

Combinaciones de cargas utilizadas en el modelado, tomadas de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural FONDONORMA 1753:2006

Combinaciones de cargas
$U = 1.4(CP + CF)$
$U = 1.2(CP + CF) + 1.6(CV)$
$U = 1.2CP + \gamma CV \pm S$
$U = 0.9CP + S$