

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL HOSPITAL SAN
IGNACIO Y SU REHABILITACIÓN BASADOS EN CURVAS DE FRAGILIDAD**



HENRY ANTONIO MELENDEZ ORTIZ

EDUARDO HAROLD SANTISTEBAN MARIÑO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y ELECTRÓNICA

BOGOTÁ, D.C.

2014

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL HOSPITAL SAN
IGNACIO Y SU REHABILITACIÓN BASADOS EN CURVAS DE FRAGILIDAD**

HENRY ANTONIO MELENDEZ ORTIZ

EDUARDO HAROLD SANTISTEBAN MARIÑO

Trabajo final presentado como requisito

Para aspirantes al título de Ingeniero Civil

Directores:

Ing. Edgar Eduardo Muñoz Díaz, Msc.

Ing. José Antonio Magallón Gudiño, Msc.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ, D.C.

2014

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y ELECTRÓNICA

RECTOR: Padre Jorge Humberto Pelaéz Piedrahita S.J.

DECANO: Ing. Jorge Luis Sánchez.

DECANO DEL MEDIO: Padre Antonio José Sarmiento Nova S.J.

DIRECTOR DE CARRERA: Ing. Maria Patricia León Neira, M. Ed.

DIRECTOR DEL PROYECTO: Ing. Edgar Eduardo Muñoz.

CO DIRECTOR DEL PROYECTO: Ing. José Antonio Magallón Gudiño.

ARTICULO 23 DE LA RESOLUCIÓN No. 13, 1946

"La Universidad no se hace responsable por los conceptos emitidos por los alumnos en sus trabajos de tesis. Sólo velara porque no publique nada contrario al dogma y a la moral católica y porque la tesis no contengan ataques personales contra persona alguna, antes bien se vean en ellas se vea el anhelo de buscar la verdad y la justicia"

Articula 23 of Resolución No. 13 de Julio 6, 1946,

Regulando lo relativo a la tesis

y exámenes de grado en la

Pontificia Universidad Javeriana.

AGRADECIMIENTOS

Ante todo gracias a Dios, por darnos la oportunidad de culminar un sueño, por permitir concluir con éxito esta etapa de nuestras vidas, a nuestras familias por su apoyo incondicional, sin importar las decisiones tomadas, siempre nos apoyaron y nos ayudaron a cumplir las metas y sueños que nos hemos propuesto.

A nuestros profesores por compartir con nosotros tan valioso conocimiento, permitiéndonos empezar con total éxito este nuevo camino en nuestras vidas, por su entrega en el aprendizaje y por impulsarnos a la excelencia.

Agradezco la confianza y el cariño a todas las personas que nos han ayudado en este proceso de formación, a mi pareja por brindar ese apoyo continuo, permitiéndome ver siempre lo mejor de todas las cosas.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	2
3. OBJETIVOS	19
3.1. OBJETIVO GENERAL	19
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
4. LIMITACIONES	19
5. MARCO TEÓRICO	20
5.1. Dinámica Estructural	20
5.1.1. Análisis no Lineal:	20
5.1.2. Carga Dinámica:	21
5.1.3. Periodo fundamental de una estructura:	21
5.1.4. Sismos	22
5.1.5. Hipocentro:	23
5.1.6. Epicentro:	23
5.1.7. Magnitud e intensidad de los sismos	23
5.1.8. Análisis de Time History	24
5.2. Vulnerabilidad	24
5.2.1. Estructura esencial:	24
5.2.2. Vulnerabilidad sísmica:	24
5.2.3. Vulnerabilidad funcional:	25
5.2.4. Vulnerabilidad No Estructural:	26
5.2.5. Vulnerabilidad Estructural:	26
5.2.6. Peligro sísmico:	26
5.2.7. Riesgo sísmico:	26
5.3. Probabilidad y estadística	27
5.3.1. Probabilidad:	27

5.3.2.	Evento aleatorio:	_____	27
5.3.3.	Estadística	_____	28
5.4	Instrumentación y procesamiento de señales	_____	28
5.4.1.	Vibraciones ambientales	_____	28
5.4.2.	Transformada de Fourier	_____	29
5.4.3.	Métodos estocásticos de identificación de frecuencias	_____	31
5.5	Curvas de Fragilidad	_____	37
5.5.1.	Derivación de las funciones de fragilidad para sistemas de losas planas	_____	37
5.5.2.	Estados límites de daño	_____	43
5.6	Rehabilitación de sistemas de concreto reforzado	_____	45
5.6.1.	Adición de muros de concreto reforzado	_____	47
5.6.2.	Brazos metálicos o arriostramiento metálico	_____	48
5.6.3.	Aislamiento sísmico	_____	50
5.7	Sistema reticular celulado (losas planas)	_____	51
5.8	Comportamiento a flexión de los elementos	_____	52
5.9	Comportamiento a cortante de los elementos	_____	58
5.9.1.	Capacidad a cortante	_____	60
5.9.2.	Factores que afectan la capacidad a cortante de una viga	_____	60
5.9.3.	Desplazamiento producido por esfuerzo cortante	_____	62
5.9.4.	Desplazamiento a cortante en secciones no fisuradas	_____	63
5.9.5.	Modelos para desplazamiento a cortante en la Fluencia	_____	64
5.9.6.	Desplazamiento último a cortante	_____	65
5.10	Rotulas a cortante	_____	67
5.10.1.	Calculo Del Esfuerzo Y Desplazamiento Último A Cortante	_____	69
5.11	Características básicas para del diseño de estructuras metálicas	_____	69
5.11.1.	Métodos de Diseño: ASD Y LRFD	_____	69
6	<i>METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS</i>	_____	72
6.1	Recopilación de información	_____	73

6.1.1.	Planta Típica de las estructuras	74
6.1.2.	Plantas típicas del Hospital:	75
6.1.3.	Propiedades de los materiales y condiciones de construcción	76
6.1.4.	Normatividad utilizada	76
6.2	Investigación realizada y resultados encontrados	78
6.3	Criterios de muestreo	80
6.4	Monitoreo e instrumentación	82
6.4.1.	Planificación de las mediciones realizadas	82
6.5	Estudio de vibraciones ambientales	86
6.5.1.	Duración de cada etapa de adquisición de datos	86
6.5.2.	Instrumentación de las mediciones	87
6.5.3.	Procesamiento e interpretación de los datos	88
6.6	Curvas de fragilidad de la estructura original	90
6.6.1.	Modelamiento de las estructuras bajo análisis	90
6.6.2.	Proceso de elaboración de los modelos estructurales	94
6.7	Evaluación preliminar ante una respuesta sísmica.	98
6.7.1.	Análisis por Eigen Valores	99
6.7.2.	Análisis de pushover	100
6.7.3.	Análisis de Time History	100
6.8	Selección de acelerogramas sintéticos a utilizar.	100
6.8.1.	Acelerogramas empleados	100
6.8.2.	Acelerogramas seleccionados – fuente lejana	106
6.8.3.	Calibración de los modelos estructurales	107
6.8.4.	Análisis de las uniones de los módulos	110
6.9	Curvas de fragilidad	113
6.9.1.	Procesamiento estadístico	115
6.10	Curvas del sistema estructural rehabilitado	119

6.10.1.	Criterios básicos del diseño de los arriostramientos metálicos y propuesta seleccionada _____	120
6.10.2.	Revisión a compresión y tensión de los elementos seleccionados _____	123
6.10.3.	Diseño a tensión de los perfiles seleccionados _____	125
6.10.4.	Diseño a compresión de los elementos seleccionados _____	126
6.10.5.	Conexiones _____	128
6.11	Resultados obtenidos _____	129
6.12	Reforzamiento de elementos existentes _____	130
6.12.1.	Verificación del estado de la cimentación _____	133
6.12.2.	Curva de fragilidad _____	135
7	<i>RECOMENDACIONES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO</i> _____	137
7.1	Ampliación de las secciones de Concreto _____	137
7.2	Instalación de láminas de refuerzo de carbono _____	138
7.3	Costo de la rehabilitación _____	138
8	<i>CONCLUSIONES</i> _____	140
9	<i>RECOMENDACIONES</i> _____	143
10	<i>Trabajos citados</i> _____	144

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Línea del Tiempo del AVA (Wenzel H, 2005)	11
Ilustración 2 Análisis Lineal Vs Análisis no Lineal. Fuente: Tomado de (SOLIDWORKS, 2013)	21
Ilustración 3 Proceso de Formación de los Sismos. Fuente: Tomado de (Central de Noticias Digital, 2006).....	22
Ilustración 4 Diferencias de Ubicación entre Hipocentro y Epicentro. Fuente: Tomado de (Servicio Geologico Colombiano, 2013).....	23
Ilustración 5 Relación demanda capacidad en un Hospital ante un evento sísmico. Fuente: Tomado de (Melone S. S., 2002).....	25
Ilustración 6 Transformada de Fourier función tipo impulso.	31
Ilustración 7 Ventana de Hanning en el dominio del tiempo y la frecuencia (GEOCITES, 2013)	34
Ilustración 8 Curvas de fragilidad para edificios japoneses de concreto armado, generado mediante observaciones de campo (Velásquez Vargas José Martín, 2006).....	39
Ilustración 9 Rehabilitación estructural basada en resistencia y rigidez de la estructura	46
Ilustración 10 Rehabilitación estructural basada en capacidad de deformación	46
Ilustración 11 Configuración típica de pórticos arriostrados concéntricamente, a) Riostras en X, b) Riostras en K, C) Riostras en diagonal , d) Riostras en V invertida , e) Riostras en V , Fuente : Tomada de (Asociacion LatinoAmericana del Acero).....	49
Ilustración 12 Configuraciones típicas de pórticos arriostrados excéntricamente, Fuente: Tomado de (Asociacion LatinoAmericana del Acero).	49
<i>Ilustración 13 Detalle del arrostramiento colocado en la planta típica (Goel & Masri,, 1996) ...</i>	<i>50</i>
Ilustración 14 Ciclos histéricos del sistema original y el sistema rehabilitado probado por (Goel & Masri,, 1996)	50
Ilustración 15 Detalle en corte del sistema a reticular Celulado (Hueste & Wight, 1997).....	52
Ilustración 16 Hospital Universitario San Ignacio, Modulo A, Asignación de rotulas en programa Etabs 2013.	53
Ilustración 17 1 Curva Esfuerzo – Deformación para elementos de hormigón, Fema 356 (2000), Federal Emergency Management Agency, pp 613	54

Ilustración 18 Modelo no lineal Momento vs Rotación, Contra Modelo no Lineal Cortante vs Desplazamiento Cortante. Fuente: Adaptado de: (Bhosale, 2012)	59
Ilustración 19 Deformación por cortante en una planta típica. Fuente: Tomado de: (Bhosale, 2012)	63
Ilustración 20 Desplazamiento a Cortante en una viga. Fuente: Tomada de (Bhosale, 2012)	66
Ilustración 21 Curva Fuerza Cortante vs Deformación. Fuente: Tomada de (Bhosale, 2012)	68
Ilustración 22 Metodología Utilizada para la derivación de las curvas de fragilidad	73
Ilustración 23 Localización de las estructuras bajo estudio. Fuente: Tomado de: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA HOSPITAL UNIVERSITARIO SAN IGNACIO (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)	74
Ilustración 24 Plantas edificios bajo análisis, Fuente: Tomado de estudio de vulnerabilidad sísmica Hospital universitario San Ignacio (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002).	75
Ilustración 25 Derivas del Hospital Universitario San Ignacio, Dirección E-O, Fuente: Tomado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)	82
Ilustración 26 Derivas del Hospital Universitario San Ignacio, Dirección N-S, Fuente: Tomado de (Amezquita, Prieto, & Muñoz, 2002)	83
Ilustración 27 Ubicación de Acelerómetros en la Cubierta	83
Ilustración 28 Ubicación de Acelerómetros Piso 9. Modulo A.	84
Ilustración 29 Ubicación de Acelerómetros Modulo B. Piso 9.	84
Ilustración 30 Ubicación de Acelerómetros Modulo 93. Piso 8, Se registraron las tres direcciones en el mismo Punto.....	85
Ilustración 31 Adquisición de Aceleraciones. Piso 8.	85
Ilustración 32 Adquisición de Aceleración en las uniones entre el Modulo 93, Modulo A y Modulo B.....	86
Ilustración 33 Secuencia Para la Adquisición se Vibraciones Ambientales.	88
Ilustración 34 Diagrama de flujo del sistema general de adquisición de datos. Fuente: Propia. .	89
Ilustración 35 Acelerómetro Wilconxon A731 Uniaxial. Fuente: Tomado de (Vibration & Noise, 2013)	89
Ilustración 36 Modelo Estructural Pre - Existente Hospital Universitario San Ignacio - Sección Equivalente. Fuente: Tomado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)	90

Ilustración 37 Modelo del módulo A, Fuente: Tomado de: (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)	91
Ilustración 38 Modulo B - Hospital Universitario San Ignacio.	91
Ilustración 39 Modelo del módulo A. Hospital Universitario San Ignacio. Fuente: Propia.	92
Ilustración 40 Modelo del modulo B. Hospital Universitario San Ignacio. Fuente: Propia.	92
Ilustración 41 Módulos Unidos Hospital Universitario San Ignacio. Fuente: Propia.	93
Ilustración 42 Comparación de Periodos entre los Modelos de SAP200 y Etabs	94
Ilustración 43 Pórtico típico para ilustrar la transferencia de cargas de la losa a los elementos de la estructura. Programa ETABS	95
Ilustración 44 Características y Resultados del Modelo de Prueba. ETABS	96
<i>Ilustración 45 Comportamiento Diafragma Rígido. Fuente: Adaptado de (Corporación Aceros Arequipa , 2013)</i>	97
Ilustración 46 Modo dos de Vibración - Dirección Norte - Sur	99
Ilustración 47 Modo uno de Vibración - Dirección Este Oeste	99
Ilustración 48 Modo tres de Vibración- Rotacional	99
Ilustración 49 Distribución de la red de acelerógrafos en la Ciudad de Bogotá. Fuente: Adaptada de (INGEOMINAS, s.f.)	102
Ilustración 50 Espectro de Diseño del HUSI (INSTITUTO GEOFÍSICO UNIVERSIDAD JAVERIANA, 2002).	105
Ilustración 51 Espectro de los registros de aceleración & espectro de diseño local.	105
Ilustración 52 Espectros de aceleraciones adecuados al espectro de diseño del HUSI.	106
Ilustración 53 Espectros sismo Tauramena & espectro local de Diseño del HUSI.	106
Ilustración 54 Espectros adecuados al espectro local de diseño.	107
Ilustración 55 Registro de Vibraciones Ambientales.	107
Ilustración 56 Identificación de frecuencias Este – Oeste – Modulo A.	108
Ilustración 57 Identificación modal modulo B. N-S	109
Ilustración 58 Identificación de frecuencias módulo 93.	109
Ilustración 59 Captación de señal de frecuencia de la red eléctrica.	110
Ilustración 60 Medición en el extremo oriental de la unión módulo 93 y módulo localizada en el costado del Edificio 93.	111

Ilustración 61 Medición en el extremo oriental de la unión módulo 93 y módulo localizada en el costado del Edificio B.	111
Ilustración 62 Relación entre las mediciones de la conexión módulos B y 93.	112
Ilustración 63 Medición en el extremo norte de la unión módulo 93 y modulo A, localizada en el costado del Edificio 93.....	112
Ilustración 64 Medición en el extremo norte de la unión modulo 93 y modulo A. localizada en el costado del Edificio A.....	113
Ilustración 65 Relación entre las mediciones de la Conexión Módulos A y 93.....	113
Ilustración 66 Regresión de datos Realizada para las Curvas del Modelo B.	116
Ilustración 67 Curva de fragilidad del sistema sin rehabilitación –Modulo A.....	117
Ilustración 68 Curva de fragilidad - Modulo B.....	118
Ilustración 69 Perfiles Tubulares Seleccionados para la rehabilitación estructural.	120
Ilustración 70 Localización vertical de los Arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.k. Fuente: Propia	121
Ilustración 71 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Ejes 1.D, 1.G y I.I. Fuente: Propia.....	121
Ilustración 72 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.B. Fuente: Propia.	122
Ilustración 73 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.1. Fuente: Propia.	122
Ilustración 74 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.4. Fuente: Propia.	123
Ilustración 75 Propiedades del perfil Seleccionado. Fuente: Propia.....	123
Ilustración 76 Union Articulada metálica, Fuente: Tomada de: (alacero, 2013)	129
Ilustración 77 Desplazamiento máximo bajo la Zapata.	134
Ilustración 78 Esfuerzo máximo bajo la zapata.	134
Ilustración 79 Histograma de los datos - Utilizados para las Cuervas de Fragilidad	136
Ilustración 80 Curva de Fragilidad del Sistema Rehabilitado	136

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Ecuación de Hooke.....	20
Ecuación 2 Riesgo de una estructura.....	27
Ecuación 3 Probabilidad de un evento aleatorio.....	27
Ecuación 4 Distribución de Probabilidad de la variable aleatoria.....	28
Ecuación 5 Transformada de Fourier de una señal continua.....	30
Ecuación 6 Transformada inversa de Fourier.....	31
Ecuación 7 Caracterización de una señal paso.....	31
Ecuación 8 Función de respuesta espectral.....	32
Ecuación 9 Función de respuesta espectral, en fuentes tradicionales.....	33
Ecuación 10 Función sistema espectral ajustado.....	33
Ecuación 11 Ventana de Hanning.....	33
Ecuación 12 Ventana de Hanning y transformada discreta de Fourier.....	34
Ecuación 13 Auto espectro medio normalizado de potencia.....	36
Ecuación 14 Auto espectro normalizado de potencia.....	36
Ecuación 15 Probabilidad de excedencia estado de daño EDi.....	38
Ecuación 16 Probabilidad de daño de la estructura sometida a un PGA.....	40
Ecuación 17 Capacidad a Cortante de un elemento sin refuerzo a cortante.....	61
Ecuación 18 Capacidad máxima a cortante de un elementos con acero de refuerzo.....	62
Ecuación 19 Resistencia a cortante de los flejes.....	62
Ecuación 20 Desplazamiento a cortante de secciones no fisuradas.....	63
Ecuación 21 Desplazamiento a Cortante de elementos no fisurados.....	64
Ecuación 22 Desplazamiento a cortante según Priestley.....	64
Ecuación 23 Desplazamiento a cortante según Sozen.....	65
Ecuación 24 Desplazamiento ultimo a cortante.....	66
Ecuación 25 Desplazamiento a cortante por compresión del concreto.....	66
Ecuación 26 Elongación de los estribos.....	66
Ecuación 27 Desplazamiento ultimo según CEB.....	67
Ecuación 28 Compresión del concreto - acortamiento.....	67
Ecuación 29 Compresión del Concreto - acortamiento.....	67

Ecuación 30 Resistencia ultima a cortante.	68
Ecuación 31 Resistencia a cortante de los estribos.	68
Ecuación 32 Resistencia a cortante del concreto.	69
Ecuación 33 Criterio de selección de resistencia.	71

1. INTRODUCCIÓN

La vulnerabilidad sísmica de edificaciones especiales, está dada por factores como el sistema constructivo con el cual fueron construidas y por su antigüedad, la que no solo acarrea desgastes inducidos por la vida útil de la edificación, sino materiales de calidades y cualidades diferentes a los utilizados actualmente en la construcción no aptos para estos fines, dicha situación es encontrada en el Hospital Universitario San Ignacio, edificio en el cual se centra la presente investigación. Para evaluar la vulnerabilidad del Hospital Universitario San Ignacio, hospital de IV Nivel, se recurrió al análisis de las funciones de fragilidad, con esto se hace mención a las matrices de probabilidad de daño y estados de funcionamiento de la estructura que en conjunto desarrollan las curvas de fragilidad, cumpliendo como función ilustrar de manera gráfica la probabilidad de falla ante un evento sísmico, tomando como entrada la reacción que tiene la estructura ante la excitación externa, esta reacción es medida por un parámetro de la edificación que puede ser cuantificado y corroborado, en este caso en particular la deriva de entre piso de la estructura.

Para lograr desarrollar estas curvas de fragilidad, no existe un único método, pero básicamente todos los métodos siguen una secuencia lógica, que se describirá a continuación, mencionando los lineamientos utilizados en la presente investigación para realizar dichas curvas, estos pasos serán explicados de manera detallada en el desarrollo de la presente investigación:

- Elaboración de los modelos estructurales.
- Calibración de los modelos desarrollados.
- Elección de fuente de excitación externa.
- Cuantificación del daño estructural, sufrido como respuesta a la excitación externa.
- Desarrollo y cálculo de las matrices de probabilidad de daño y curvas de fragilidad del sistema.

La elaboración de las curvas de fragilidad en edificaciones esenciales con condiciones especiales de diseño y construcción, como las estructuras compuestas por sistema reticular celulado, es un proceso complejo, por el simple hecho de que estas, a diferencia de las estructuras

convencionales desarrolladas con sistemas estructurales, entre los cuales, se encuentran los pórticos resistentes a momento, tiene como característica que son sistemas que fallan por Cortante. Para lograr modelar estas fallas a cortante en los elementos estructurales, fue necesario realizar profundas investigaciones a nivel de Maestría y Doctorado, encontrando investigaciones como las hechas por (Bhosale, 2012), (ERBERIK & ELNASHAI, 2003), (Melone S. S., 2002), donde se describe de manera aproximada el comportamiento de los elementos ante esfuerzos cortantes, dando pautas para desarrollar un análisis de vulnerabilidad en estructuras con deficiencias a Cortante.

Una vez se tenga cuantificado el riesgo al que está expuesta la estructura, se propondrá un sistema de rehabilitación que permita mitigar el daño que se recibe, generando de nuevo las curvas de fragilidad del sistema y permitiendo cuantificar la mejoría del sistema.

2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

A través de la historia los seres humanos hemos entendido la importancia de estar preparados ante cualquier evento externo que pueda afectar nuestra diario vivir, hechos adversos que son prácticamente imposibles de predecir cómo, huracanes, sismos, entre otros,

Debido a la imposibilidad de predecir estos eventos, debemos estar totalmente preparados para afrontar con prontitud todo lo que esto conlleva. Estructuras esenciales como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policías y demás edificaciones de primer nivel, deben atender con prontitud y mitigar los daños generados, por esto deben estar totalmente operativas y en servicio. Es aquí donde se ve reflejada la labor de los Ingenieros, ya que es nuestro deber, asegurarnos que dichas estructuras puedan sobrellevar estos eventos y puedan prestar los servicios para las cuales fueron concebidas.

A nivel mundial hemos podido ser testigos de grandes desastres que han llevado al colapso de estas estructuras, presentaremos un breve recuento tomado de (Melone S. S., 2002), nos da una idea de la importancia de este tema:

- Terremoto de Japón:
 11 de Marzo de 2011 – Mar frente costa de Hansu. Magnitud: 9 M_l .
 Daños en la central nuclear de Fukushima I y II, central nuclear de Onagawa y Toakai, daños importantes en puertos, aeropuertos, sistemas férreos, edificaciones, presas.
- Terremoto de Haití:
 12 de Enero de 2010 – Puerto Príncipe Magnitud: 7 M_l .
 Daños graves en edificios Gubernamentales, hospital de Pétionville, cientos de viviendas colapsaron, colapso de la catedral de Puerto Príncipe
- Terremoto de Chile:
 22 de Mayo de 1990 – Chile Magnitud: 8,4 M_l .
 Daños Graves en Hospital Traumatológico y Hospital de Valdivia.
- Terremoto de Chile:
 01 de Abril de 2014 – Chile Magnitud: 8,2 M_l .
 Daños Graves en diferentes estructuras, vías, puertos.
- Terremoto de Skopje:
 Julio 1963 - Macedonia Magnitud: 6,3 M_l .
 Colapso de la Estación central de Ferrocarril
- Terremoto de Alaska:
 28 Marzo de 1964 Magnitud: 7,9 M_l .
 Colapso del Hospital Elmendorf, instituciones educativas afectadas y daño en los Servicios públicos.
- Terremoto de Caracas
 29 Julio de 1967 - Venezuela Magnitud: 7,9 M_l .
 Colapso de diferentes edificaciones
- Terremoto de Perú
 31 de Mayo de 1970 Magnitud: 7,7 M_l .
 Colapso de la gran mayoría de edificaciones Escolares.

- Terremoto de San Francisco

09 de Febrero de 1971 – Estados Unidos Magnitud: 6,8 M_l .

Diferentes Hospitales salieron de operación debido a los daños generados:

 - Colapso del Hospital Olive View Hospital que fue construido semanas antes de ocurrido el evento sísmico.
 - Holy Cros Hospital tuvo que ser demolido después del Sismo.
 - Colapso de una de las alas de Veterans Administración Hospital, provoco la muerte de 49 pacientes.

- Terremoto de Managua

23 de Diciembre de 1972 -Nicaragua Magnitud: 6,5 M_l .

 - Hospital general fue demolido debido a daños irreparables generados durante el sismo.
 - Hospital Militar sufrió daños leves.
 - Desplome del Segundo piso del Cuerpo de Bomberos atrapó las máquinas imposibilitando la función de los mismos.

- Terremoto de Guatemala

1976 - Guatemala Magnitud: 7,5 M_l .

Se realizó la evacuación de diferentes Hospitales, Cuatro (4) Hospitales sufrieron grandes Perjuicios de los cuales dos (2) fueron demolidos

- Terremoto de Friuli

05 de Mayo de 1976- Italia Magnitud: 6, 2 M_l .

Colapso del Hospital de Gemona, el cual era un Hospital de 3 Plantas sin provisiones sísmicas.

- Terremoto de Ipirnia

23 de Noviembre de 1980 - Italia Magnitud: 6,8 M_l .

Colapso del Hospital San Ángelo dei Lombardi,

- Terremoto de Tachira

18 Octubre de 1981 - Venezuela Magnitud: 5,4 M_l .

Agrietamiento en la mampostería del Hospital Central de San Cristóbal, Edificio de la Gobernación y Policía Técnica judicial de San Cristóbal.

- Terremoto de Popayán
1983 - Colombia Magnitud: 5,5 M_l .
Se afectaron más de 10 edificaciones de esenciales, capacidad de funcionamiento reducida una vez ocurrido el sismo del Hospital Universitario San José.
- Terremoto de Mendoza
1985 - Argentina Magnitud: 6,2 M_l .
Se afectaron más de doce (12) instalaciones prestadoras de servicios de salud, de las cuales dos fueron demolidas.
- Terremoto de Chile
3 de Marzo de 1985 -Chile Magnitud: 7,8 M_l .
- Más de 180 con calamidad fatal, 2500 heridos y aproximadamente 140.000 viviendas afectadas. Terremoto de Ciudad de México
19 Septiembre de 1985 Magnitud: 8,1 M_l .
Colapso de 5 instalaciones médico-asistenciales:
 - Colapso del pabellón de ginecología del Hospital Medico General. Generando más de 290 pérdidas fatales.
 - Hospital Benito Juárez, 561 perdidas mortales por colapso de un sector del Pabellón.
- Terremoto de Northbridge
17 Enero de 1994- Estados Unidos Magnitud: 6,7 M_l .
 - Colapso de diferentes vías
 - Demolición del Barrington Medical
 - Cierre del The St. John Hospital en Santa Monica.
 - The University of Southern California, Teaching Hospital & The Los Angeles Fire Comand contaban con aisladores sísmicos que les permitieron permanecer Intactas.

- Terremoto de Kobe

17 Enero de 1995. Daños graves y colapso de varias estructuras como edificios y pasos superiores en vías de comunicación e incendios en diferentes áreas de la ciudad.

- Sismo de Umbría - Marche

Fue una sucesión de al menos 5 registros sísmicos, generando el cierre de varios Hospitales el más afectado fue el Hospital de Asisi, dado que mostró daño en columnas, y colapso de muros de la estructura.

- Sismo del Quindío

Colombia 25 de Enero de 1999

Magnitud 6.0 M_L .

- Colapso parcial del cuartel central de la Policía.
- Colapso de la estación de bomberos.
- Daños en el sistema de distribución de servicios públicos e importantes daños en las vías de acceso.
- Colapso de los Hospitales de Circasia y Córdoba.
- Colapso parcial en el Hospital de Calarcá.

En Colombia, la actividad sísmica ha sido monitoreada de manera constante, permitiéndonos tener datos históricos de terremotos importantes, esto es logrado con la red sismológica nacional y datos registrados por redes sismológicas a nivel mundial lo que nos ha posibilitado ver la notoria recurrencia de estos eventos, sumado a esto el país cuenta con un comportamiento propenso a generar sismos de gran magnitud, este comportamiento se puede entender si observamos la distribución epicentral de acuerdo con el modelo tectónico de límite de placas, que se tiene para la esquina noroccidental de Suramérica, dada la convergencia de las placas de Nazca, Suramericana y Caribe.

La sismicidad de Colombia tiene distintos orígenes según su ocurrencia; Asociada a la zona de subducción a lo largo del océano Pacífico, eventos desde superficiales hasta profundos; (INGEOMINAS, 2013)

Tomando en cuenta lo anterior, se hace imperativa la rehabilitación estructural de las edificaciones existentes, todo esto motivado significativamente a desastrosos hechos que han ocurrido en diferentes partes del mundo. Se ha logrado apreciar que las estructuras que más sufren, fueron diseñadas y construidas cuando aún no había entrado en vigencia un código oficial de diseño estructural; además de esto, con el pasar de los años el diseño y construcción de estructuras de alto nivel de complejidad ha llevado a la necesidad de desarrollar métodos complejos de análisis que permitan conocer con exactitud las propiedades tanto estáticas como dinámicas más relevantes de las estructuras sin que éstas sufran daño alguno, suministrando datos confiables para el posterior proceso de actualización, calibración y validación de los modelos estructurales empleados.

En varios países del mundo aún se tiene una gran presencia de estructuras con deficiencias de diseño, no nos referimos solo a estructuras con un tiempo prolongado de existencia, también a estructuras en las cuales ha precedido algún fallo ya sea a nivel constructivo o a nivel de diseño. Si se requiere realizar un análisis dinámico a las estructuras en mención es totalmente arriesgado utilizar procedimientos en los cuales se contemple como fuente de excitación una vibración externa a la misma estructura, todos estos inconvenientes y la necesidad latente de cubrir estos sistemas estructurales despertó el interés de muchos investigadores, los cuales, enfocando los esfuerzos de profesionales de diferentes áreas profesionales, buscan desarrollar métodos de análisis que permitirían evaluar el estado de estructuras existentes, sin generar ningún problema adverso que les provoque fallas graves en su estructura.

Las primeras investigaciones en el tema lograron importantes avances en sistemas de identificación y análisis experimental modal en electrónica e ingeniería mecánica, con estas primeras investigaciones se lograron identificar las principales propiedades dinámicas de las estructuras mediante la aplicación de técnicas de identificación modal con vibraciones forzadas (DARÍO, 2010). La gran limitación con la que contaban estos métodos de análisis es que podían afectar la estructura de manera permanente, exponiéndolas a una alta posibilidad de presentar fallo inminente, por lo tanto se vio la necesidad de desarrollar métodos más seguros que conllevaran a los mismos resultados sin ocasionar daños.

No fue posible desarrollar estos métodos hasta la época de los 80's gracias a los avances de la tecnología que se llevaron a cabo, donde se empezaron a utilizar por primera vez transductores, conversores y computadores con la capacidad adecuada para el procesamiento de la cantidad de datos necesarias para tal fin, fue aquí donde en verdad empezó el camino de la identificación modal de estructuras utilizando vibraciones ambientales, basadas simplemente en las medidas de la respuesta estructural, producidas por el medio ambiente descritas como sistemas (Output – Only).Se ilustran a continuación casos de investigación concernientes al tema a nivel nacional e internacional donde se muestra el auge y la importancia en el mundo en este tipo de análisis,

Tabla 1 Estudios a Nivel Nacional e Internacional donde se Utilizan Vibraciones Ambientales.

Proyecto	País	Investigadores
Análisis de vibración teórica y experimental de un edificio de nueve niveles localizado en la vecindad de la zona río de Tijuana, Bc, México.	México	Carlos I. Huerta López ^{2,6} , Daniel Salvador Lomelí Limón ³ , Manuel Esparza Fuentes ⁴ , Fortunato Espinoza Barreras ⁵
Estudio analítico y con vibración ambiental de las gradas de un estadio.	Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH; 2	Jorge I. Cruz Díaz ¹ , Rafael Rojas Rojas ¹ y Francisco Aguíñiga Gaona ²
Análisis de las vibraciones producidas en la tribuna sur del estadio Nemesio Camacho “ El Campín”, debido a cargas humanas	Colombia	Juan Camilo Palacios Abril, Juan Felipe Santos Rubiano, José Antonio Magallon Gudiño.

Proyecto	País	Investigadores
Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructura	Colombia	Edgar Muñoz*1, Federico Núñez*, Jorge A. Rodríguez*, Alfonso Ramos*, Camilo Otálora*
Medición e interpretación de las vibraciones de dos (2) puentes peatonales metálicos pertenecientes al sistema de transporte masivo de Bogotá, Transmilenio.	Colombia.	Gutiérrez Ruiz Díaz, Juan Carlos, Andrés Zabala, Daniel Ruiz.
Estudio del comportamiento dinámico del viaducto Portachuelo basándose en medición de vibraciones ambientales	Colombia.	Paul Smith, Galvis Francisco, Bahamon Mauricio, Muñoz Edgar.
Prototipo Mecánico y Electrónico para la medición de frecuencias naturales en tirantes del puente Dos Quebradas,	Colombia	Federico Nuñez, Edgar Eduardo Muñoz Díaz
Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales – Análisis de su contribución al riesgo sísmico –Tesis Doctoral	España	Salvador Safina Melone

Proyecto	País	Investigadores
Comparative study on modal identification methods using output-only information	Korea	Jin-Hak Y
Modal identification through ambient vibration: A comparative study	United States Of America	Diego Giraldo1*, Juan M. Caicedo2†, Wei Song3*, Brandon Mogan4†, and Shirley J. Dyke
Output-Only modal identification of ancient L'Aquila City Hall and Civic Tower	Italia	G. P. Cimellaro, A.M.ASCE , S. Piantà, ;and A. De Stefano, A.M.ASCE3

Los métodos de vibraciones ambientales en estructuras no utilizan ninguna excitación externa, por el contrario, lo que se busca es medir la respuesta de la estructura ante todos los factores ambientales que la rodean, especialmente en Ingeniería Civil, estas excitaciones pueden provenir del viento, autopistas cercanas y hasta el propio flujo de personas en su interior. Esta técnica toma como condición inicial, para poder ser implementada, que estas excitaciones presentan un gran ancho de banda de frecuencias compuesto de señales periódicas aleatorias con un bajo nivel de demanda ($10E-6$ a $10E-4$ veces la aceleración de la gravedad) y con características de banda ancha (0 a 50 Hz). (European Commission – Research General Directorate, 2004)), Que pueden excitar todas las componentes de frecuencia de la estructura (Brincker R, 1999).

El desarrollo de este método de identificación modal se ha evidenciado desde el Siglo XX, donde se observa a grandes rasgos en la siguiente línea de tiempo.

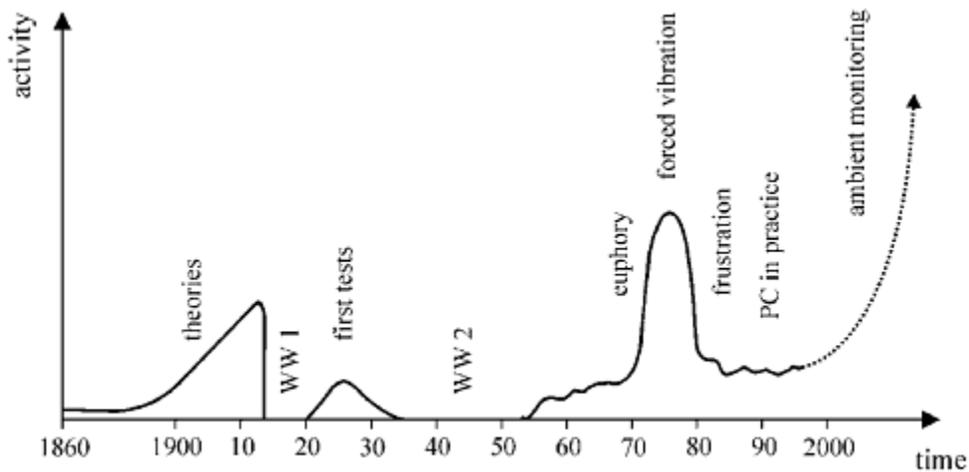


Ilustración 1 Línea del Tiempo del AVA (Wenzel H, 2005)

Siglo XIX: Desarrollo de las más importantes teorías en el campo de la dinámica estructural.

- 1920-1945: Ejecución de simples pruebas en estructuras definidas.
- 1965-1970: Desarrollo de métodos de elementos finitos en el rango lineal de las estructuras.
- 1970-1980: Desarrollo del método de vibración forzada.
- 1975-1990: Desarrollo y promoción de la nueva tecnología computacional.
- 1990-2000: Integración de los métodos de elementos finitos en el rango no lineal.
- 1992-1995: Introducción de los métodos de análisis de vibraciones ambientales.
- 1993-1996: Introducción de la tecnología de sensores o transductores acoplados con un computador (Wenzel H, 2005).

Todo esto para lograr desarrollar un método de identificación modal cuyo principal objetivo fuese la medición de vibraciones ambientales, en el que se obtuvieran dos grandes ventajas comparadas con los métodos predecesores de identificación modal; facilidad de ejecución y su bajo costo de implementación, el cual está muy por debajo del costo requerido para realizarlo con otro tipo de excitaciones (vibración forzada).

En Colombia existen edificios construidos con el sistema reticular celular, los cuales presentan deficiencias estructurales ante la eventual ocurrencia de un sismo de magnitud importante, es por esto que la rehabilitación de estas edificaciones es un punto esencial para un buen

comportamiento estructural y así evitar posibles catástrofes como se ha visto en diferentes partes del mundo.

En la Tabla 2 se relacionan las investigaciones en las cuales se realizó la identificación de parámetros dinámicos de estructuras a nivel nacional e Internacional.

Tabla 2 Antecedentes Nacionales e Internacionales de estudios de Vulnerabilidad Estructural

Año	Autores	Título	Datos Bibliográficos	Aportes	Brechas
2002	Instituto Geofísico Universidad Javeriana	Microzonificación sísmica del campus de la Pontificia Universidad Javeriana - Sede Bogotá	Estudio Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá	Presenta un análisis detallado de estudio geológico y geomorfológico, de tal manera que estima los parámetros necesarios para el diseño y rehabilitación de obras seguras ante un sismo.	Con el fin de complementar la información obtenida, recomiendan realizar una instrumentación de vibraciones ambientales, con el fin de recaudar información de la posible respuesta de la edificación ante un sismo.
2004	Alfonso Amézquita; Edgar Eduardo Muñoz Díaz; José Quintero; Miguel Forero	Estudio de la vulnerabilidad sísmica estructural de una edificación tipo hospital	Revista Ingeniería y Universidad, Vol. 8, Universidad de la Salle	Se presentó una metodología preliminar para el estudio de vulnerabilidad de una estructura tipo hospital siguiendo las normativas FEMA 310 de la agencia de Estados Unidos, partiendo del estudio de microzonificación de amenaza sísmica local.	Para obtener un mayor índice de confiabilidad en los resultados de la evaluación, es necesario hacer una instrumentación de la edificación que se va a evaluar, para posteriormente calibrar el modelo.

Año	Autores	Titulo	Datos Bibliográficos	Aportes	Brechas
2004	Robert,Olshansky; Yueming, Wu	Evaluating Earthquake Safety in Mid-American Communities	NAT HAZARDS REV, Volume: 5, Pages: 71-81, ISSN:1527-6988.	Demuestra métodos para explorar y analizar las posibles características de riesgo sísmico de las edificaciones, en las comunidades de Carbondale, Illinois y Sikeston, Missouri e identifican las posibles acciones de mitigación. Estiman las pérdidas económicas directas que causaría un eventual sismo.	No se completó el proceso de calibración del modelo, base para la estimación de pérdidas en las edificaciones ante un eventual sismo.
2008	A. Benament Climent1; X. Cahis; A. Catalan	Seismic behavior of interior connections in existing waffle- flat-plate structures	ENGINEERING STRUCTURES, Volume: 30, Pages: 2510- 2516, ISSN: 1363-2469	Demostraron la subestimación del código ACI 318- 05 por medio de un modelo del sistema placa - columna, realizando ensayos de resistencia a momento y concluyendo la necesidad de tomar un factor de seguridad mayor al momento de diseñar dicho sistema.	Faltó analizar las fallas por punzonamiento en sistema placa- columna, siendo las de mayor ocurrencia ante un eventual sismo en conexiones placa- columna.

Año	Autores	Título	Datos Bibliográficos	Aportes	Brechas
2009	Perera, R ; Fang, SE ; Huerta, C	Structural crack detection without updated baseline model by single and multiobjective optimization	MECHANICAL SYSTEMS AND SIGNAL PROCESSING ,Volume: 23,Pages: 752-768, ISSN: 0888-3270	Realizaron identificación de daños basados en el modelo estructural de referencia en elementos finitos, verificando el modelo con los datos obtenidos en un marco de dos pisos.	El objetivo de la presente investigación es identificación y cuantificación de daños, su fiabilidad disminuye cuando la severidad de daño tiene que ser estimada.
2009	Giraldo, DF ; Song, W ; Dyke, SJ; Caicedo, JM	Modal Identification through Ambient Vibration: Comparative Study	JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS-ASCE ,Volume: 135,Pages: 759-770,ISSN: 0733-9399	Generaron un algoritmo en base a las simulaciones de Monte Carlo que detecta las frecuencias y los modos fundamentales de la estructura en presencia de altos niveles de ruido	El filtraje responde muy bien al ruido blanco y establece claramente las señales. Se tuvieron brechas al no tener otra metodología para comparar dichos resultados con otros métodos, tales como Peak Picking, Next o Era, métodos igualmente reconocidos y efectivos.
2010	Rota, M.; Penna, A.; Magenes, G.	A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses	ENGINEERING STRUCTURES, Volume: 32, Pages: 1312-1323, ISSN: 0141-0296	Se propone un enfoque analítico para generar las curvas de fragilidad para edificios de mampostería, basados en análisis no lineal de prototipos de construcción, usando simulaciones de Monte Carlo y a partir de la función de densidad de probabilidad, definen cada estado de daño en la estructura.	Es necesario desarrollar las curvas de fragilidad a partir de acelerogramas en superficie, indicados para cimentaciones superficiales. Para obtener una respuesta aceptable, se deben incluir acelerogramas sintéticos para aumentar el número de registros sísmicos, que mejoran la respuesta de dichas curvas.

Año	Autores	Título	Datos Bibliográficos	Aportes	Brechas
2010	Alex H. BARBAT; Luis Pujades; NivesLantada	A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses	Engineering Structures Volume 32, Pages 1312–1323	Desarrollo de metodología para obtener las curvas de fragilidad según el método de espectro de capacidad en estructuras de mampostería no reforzadas, apartir de recopilaciones de bases de datos.	No se realizó, una calibración previa del modelo, por lo que la confiabilidad de los datos obtenidos de este, no es muy grande.
2011	Nebil Achour; Masakatsu Miyajima; Masaru Kitaura; Andrew Price	Earthquake Induced Structural and Non- structural Damage in Hospitals	Earthquake Spectra, Volume 27, pages 617-634, ISSN: 87552930	Se evaluó el funcionamiento de centros de salud en situaciones de desastre; se compararon las normativas vigentes en atención médica y la respuesta de las instalaciones ante un eventual sismo.	Expresan la necesidad de elaborar propuestas en alternativas de rehabilitación y directrices para elementos estructurales y arquitectónicos que proporcionen una mejor respuesta de dichas estructuras ante un sismo.
2012	Loh, C.H.; Liu, Y.-C.; Ni, Y.-Q.	SSA-based stochastic subspace identification of structures from output only vibration measurements	Smart Structures and Systems, VOLUME: 10 , pp. 331-35, ISSN: 17381584	Desarrollo de técnica denominado Análisis de Espectro Singular para identificar la respuesta de estructuras civiles, bajo condiciones ambientales. Basados en procesos estocásticos.	Debido a que es un sistema de única entrada, única salida, hay factores tales como excitación por viento y tráfico que no se tuvieron en cuenta, elementos fundamentales para hacer una correcta identificación de las frecuencias.

Año	Autores	Título	Datos Bibliográficos	Aportes	Brechas
2013	S.D. Fotopoulou n; K.D. Ptilakis	Fragility curves for reinforced concrete buildings to seismically triggered slow-moving slides	Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 48, Pages 143–161, ISSN: 0267-7261	Generaron diversas características de daños estructurales, destacando las tendencias en el comportamiento del edificio a las deformaciones permanentes. Este análisis revela la importancia relativa para el análisis de la vulnerabilidad y la evaluación cuantitativa de los riesgos en edificios de bajos periodos, sometidas a terremotos mediante el uso de curvas de fragilidad.	Es necesario para el desarrollo de las curvas de fragilidad, puntualizar la tipología del edificio analizado y especificar los mecanismos de toma de aceleraciones, debido a que en la presente investigación se partieron de algunos datos idealizados tales como aceleración pico del terreno y pendiente del mismo, parámetros fundamentales en el desarrollo de las curvas.

Para el caso particular del HUSI (“Hospital Universitario San Ignacio”), Hospital, localizado en la ciudad de Bogotá, que es un hospital de alta complejidad, clasificado como uno de los mejores en Latinoamérica, es importante entender que mantener estas estructuras esenciales totalmente operativas es un gran reto, tomando en cuenta el año en que se construyó, su estructura, entre otros aspectos.

El enfoque de este estudio se centró en el los sistemas reticular celulado, usado masivamente en nuestro país en la década de los 50 y 60, impulsado por el ingeniero Italiano Doménico Parma, que inicialmente solo se concibió estructuralmente para cargas verticales, y luego hacia mediados de la década de los setenta se amplió para tener en cuenta las cargas horizontales.

Con el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes de 1984 CCCSR-84 (A.I.S. 1984) se limitó su uso para zonas de riesgo sísmico bajo e intermedio, lo cual se ratificó en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 (A.I.S. 1998), en la Tabla A.3-3 numeral 4 (Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)). En el cual no se

permite su uso para zonas de amenaza sísmica alta, y en zonas de amenaza sísmica intermedia se limita para una capacidad moderada de disipación de energía (DMO) a una altura máxima de 15 m ver Tabla 3.

Tabla 3 Fragmento de la tabla A.3-3 - Numeral 4 de la NSR - 10, Limitaciones del uso de los sistemas Reticular Celulado.

Fuente: Adaptado de Norma de Diseño Sismo resistente NSR - 10.

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_o (Nota 2)	Valor Ω_o (Nota 9)	Zonas de amenaza Sísmica					
Sistema resistencia Sísmica (Fuerzas Horizontales	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		Alta	
				Uso permitido	Altura Máxima	Uso permitido	Altura Máxima	Uso permitido	Altura Máxima
Pórticos Losa Columna (Incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	El mismo	2.5	3	No se permite		Si	15 m	Si	15 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	El mismo	1.5	3	No se permite		No se permite		Si	15 m

El sistema de reticular celulado se ha utilizado por muchos años para resistir cargas verticales, ante éstas ha sido un sistema eficiente en la mayoría de los casos, pero ante las cargas horizontales el sistema presenta deficiencias de rigidez y de ductilidad en sus elementos, lo cual se ha visto reflejado luego de la ocurrencia de sismos de importante magnitud. Cabe traer a colación en este momento un evento sísmico que marco un evento de gran importancia en la ingeniería sísmica y estructural, el sismo de Ciudad de México en 1985, en el cual un número considerable de edificios construidos con el sistema de reticular celulado sufrió diferentes fallas estructurales.

Tomando en cuenta los anteriores antecedentes, es donde se ve la importancia en evaluar la vulnerabilidad sísmica del Hospital Universitario San Ignacio basado en curvas de fragilidad, edificación en la cual se sustenta el trabajo de investigación que se presenta en este documento. Es una edificación de primer nivel en la ciudad de Bogotá, por ser uno de los centros de atención médica más importantes en la capital, para atender a la comunidad ante la ocurrencia de un

evento sísmico. Su sistema estructural, las características de su ocupación el elevado costo de su rehabilitación o actualización y la alta dependencia de sus servicios, hacen que dichas instalaciones sean especialmente vulnerables ante un evento sísmico. (Melone S. S., 2002).

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de los módulos A, B y ampliación del 93 del Hospital San Ignacio, apoyados en los resultados de las curvas de fragilidad del modelo estructural calibrado.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar la calibración dinámica de los modelos estructurales de los edificios de la presente Investigación.
- Estimar una alternativa de rehabilitación del módulo A que integra los edificios de la presente investigación con sus correspondientes curvas de fragilidad; que permita mejorar el comportamiento dinámico de la estructura, acompañado con una evaluación económica aproximada

4 LIMITACIONES

Este trabajo de grado está limitado a las siguientes consideraciones teniendo en cuenta los objetivos fijados en el ante proyecto aprobado:

- El proceso de identificación de frecuencias predominantes en la estructura se efectúa asumiendo de que la excitación ambiental es un proceso estocástico gaussiano tipo ruido blanco con media nula y varianza unitaria.
- Las curvas de fragilidad que serán presentadas en esta investigación solo contemplan los daños a los componentes estructurales de las edificaciones bajo análisis.
- El diseño de la rehabilitación no conlleva el diseño de las conexiones de la estructura metálica.

5 MARCO TEÓRICO

Este capítulo tiene como objetivo mostrar el marco teórico en el cual se fundamenta este trabajo de grado, por lo tanto se relaciona el caso de estudio con las teorías, conceptos y artículos científicos relacionados con el tema.

Se explican algunos términos relacionados con dinámica estructural, rehabilitación de edificaciones, curvas de fragilidad, probabilidad y estadística y adquisición y procesamiento de datos.

5.1 Dinámica Estructural

5.1.1. Análisis no Lineal:

Usualmente el análisis de estructuras se realiza de manera lineal, en este tipo de análisis se supone una relación lineal entre entrada salida del sistema, con esto nos referimos en nuestro caso particular que para cualquier incremento en la carga de excitación de la estructura se verá reflejado en un aumento lineal en los desplazamientos generados. Para que este tipo de análisis se pueda realizar debe cumplir condiciones particulares, se debe verificar que los materiales que integran la estructura se comporten de manera elástico lineal como se describe en el modelo de Hooke, donde se relaciona la fuerza aplicada y la deformación del elemento de manera lineal, Esta ecuación rige el comportamiento elástico lineal, de elementos sometidos a carga axial. Siendo esta la manera más simple de describirlo, como se muestra a continuación:

$$\frac{\delta}{L} = \frac{F}{AE}$$

Ecuación 1 Ecuación de Hooke.

Dónde:

- δ = Deformación del elemento
- L = Longitud Inicial del Elemento:
- E = Modulo de Young
- A = Area de la seccion transversal del elemento

Además de esto se debe asumir que los desplazamientos que se generan en la estructura son pequeños ignorando el cambio de rigidez que se presenta en la estructura por la acción de las cargas .Cuando no se cumple alguna de estas premisas debe realizarse un análisis no lineal, teniendo en cuenta lo que se presentan en la siguiente figura

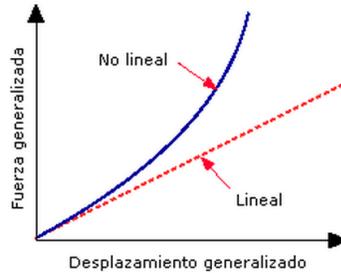


Ilustración 2 Análisis Lineal Vs Análisis no Lineal. Fuente: Tomado de (SOLIDWORKS, 2013)

5.1.2. Carga Dinámica:

Se considera acción o carga dinámica, a una fuerza o disturbio que varía con el tiempo, muchas de estas cargas dinámicas están constantemente presentes en las estructuras, entre las cuales se encuentran:

- Acción del viento sobre las estructuras.
- Circulación de vehículos sobre puentes o viaductos.
- Acción sísmica generada por movimientos telúricos hacia las estructuras.

Es posible caracterizar una acción o fuerza como dinámica al realizar comparaciones entre los parámetros intrínsecos de una estructura.

5.1.3. Periodo fundamental de una estructura:

El periodo fundamental de una estructura es el tiempo que esta toma en dar un ciclo completo, cuando experimenta vibración no forzada y se basa fundamentalmente en la masa y rigidez de la misma. Una forma de estimar en forma aproximada el periodo natural de un edificio con estructura típica de pórticos resistentes a momento consiste en dividir el número de pisos entre 10 y es aplicable a estructuras solamente regulares. Además de la altura, el periodo también es

función del sistema estructural empleado, el tipo de material utilizado, el uso de la edificación y sus proporciones geométricas. El periodo de un edificio se puede ver afectado por el daño del terremoto. Cuando una estructura de concreto reforzado reacciona ante un movimiento severo del terreno, esta empieza a agrietarse, por lo que la estructura disminuye su rigidez y empieza a incrementar su periodo de vibración. En el peor de los casos, el nuevo periodo de la estructura se puede asemejar al periodo del movimiento del suelo y ambos entran en resonancia, lo que podría ser fatal para la estructura afectada. También puede suceder lo contrario, que una estructura de acero empiece a endurecerse por la repetición de los ciclos de carga hasta que el acero se deforme (Quintero & Ussher, 2013)

5.1.4. Sismos

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; estos movimientos al interior de la tierra se presentan cuando ocurre un fractura miento súbito debido a que 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 sentimos como un temblor.

Generalmente, los sismos ocurren en zonas donde se presenta debilidad de la corteza terrestre las cuales se denominan fallas geológicas, ver Ilustración 3.



Ilustración 3 Proceso de Formación de los Sismos. Fuente: Tomado de (Central de Noticias Digital, 2006).

Para poder estudiar los sismos es fundamental conocer dos puntos clave con los cuales se describe un evento sísmico: el hipocentro y el epicentro, que se definen como:

5.1.5. Hipocentro:

Es un punto en el interior de la Tierra, en el cual se da inicio a la liberación de energía causada por la ruptura y generación de un sismo, este indica la localización de la fuente sísmica.

5.1.6. Epicentro:

Es el lugar exacto en la superficie que se localiza sobre el **hipocentro** de un sismo, representación en superficie de la ubicación de la fuente sísmica, como se observa en la siguiente figura:

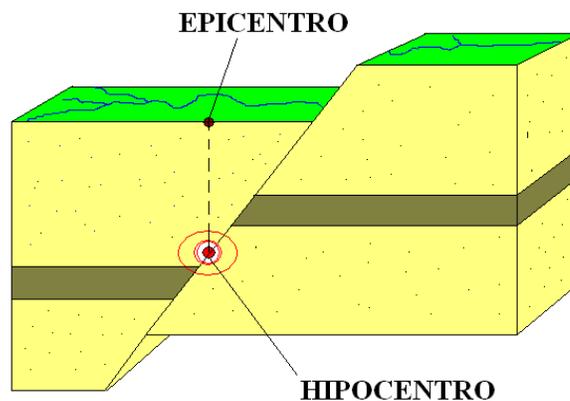


Ilustración 4 Diferencias de Ubicación entre Hipocentro y Epicentro. Fuente: Tomado de (Servicio Geológico Colombiano, 2013)

5.1.7. Magnitud e intensidad de los sismos

La magnitud es una medida de la energía liberada por un sismo, con base en la amplitud de las ondas elásticas que genera es una propiedad única característica de cada sismo registrado. Por otro lado la intensidad es una medida subjetiva de los daños que causa un sismo, por lo tanto esta intensidad si puede variar (Gomez Chavez, 2007).

Una escala cuantitativa para medir la magnitud de los sismos fue desarrollada por Charles Richter en 1935 en la ciudad de California, definió la magnitud de un terremoto local como el logaritmo

base 10 de la amplitud máxima de la onda sísmica, en milésimas de milímetro, registrada en un sismógrafo patrón del tipo Wood Anderson a una distancia de 100 Km del epicentro del terremoto (Gomez Chavez, 2007).

5.1.8. Análisis de Time History

Los requerimientos para el análisis de Time History implican una evaluación de la estructura paso a paso, utilizando como señal de excitación archivos de registros sísmicos registrados o sintetizados. Para el desarrollo de este método de análisis es necesario garantizar que se incluyan los modos suficientes para que haya por lo menos un 90% de participación de la masa del edificio en cada una de las direcciones de análisis tanto horizontal como perpendicular, según la NSR 10. A.5.4.2.

Se deben garantizar las proporciones de amortiguamiento modal las cuales deben reflejar el amortiguamiento inherente en el edificio, para este caso de estudio asumiremos un amortiguamiento equivalente al 5%.

Se tomarán de manera adicional los requerimientos dados en el FEMA 273, el cual estipula, para realizar un análisis de tiempo historia se debe contar con mínimos tres registros sísmicos los cuales deben estar debidamente seleccionados y escalados, contando con las dos diferentes coordenadas horizontales, y la respectiva coordenada vertical.

5.2 Vulnerabilidad

5.2.1. Estructura esencial:

Al referirnos a una estructura esencial podemos ver esta implicación desde diferentes puntos de vista, particularmente adecuando esta respuesta a nuestro análisis se encuentran varias definiciones que la relacionan, según el enfoque de este trabajo de grado las definiciones que más se adecuan a nuestras necesidades son las dadas por el comité (SAEOC, VISION 2000, 1995), el que indica que una estructura esencial es aquella considerada crítica para la atención de la emergencia sísmica, las estipuladas por entes reconocidos mundialmente como el FEMA (1999), estas estructuras son las vitales para responder una emergencia.

5.2.2. Vulnerabilidad sísmica:

La vulnerabilidad sísmica puede ser definida como el grado de daño de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico desastroso. Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de susceptibles a sufrir daño (Melone S. S., 2002). Caracterizamos en este tipo de análisis tres tipos fundamentales de vulnerabilidad.

5.2.3. Vulnerabilidad funcional:

Las estructuras definidas como esenciales son de vital importancia y por lo tanto deben permanecer intactas ante cualquier evento adverso a la cotidianidad de una sociedad, dichas estructuras se caracterizan por presentar un aumento considerable en la densidad del personal que las ocupa durante una emergencia, pero contrario a esto se presenta una reducción en la capacidad de prestar sus servicios en consecuencia del evento adverso, en este caso en particular el evento sísmico creando una deficiencia funcional en sus servicios (Melone S. S., 2002).

Es posible ilustrar la condición expuesta anteriormente de la siguiente manera:

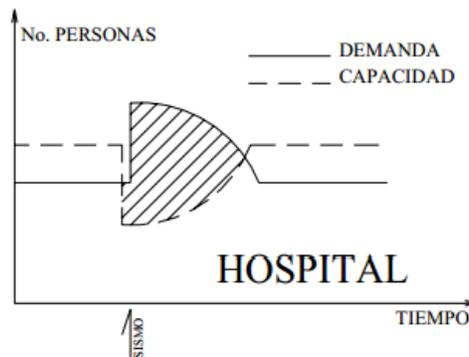


Ilustración 5 Relación demanda capacidad en un Hospital ante un evento sísmico. Fuente: Tomado de (Melone S. S., 2002)

Donde se logra percibir el comportamiento presentado en la capacidad de operación de un Hospital antes y después de la ocurrencia de un evento sísmico, donde se presenta una incapacidad funcional de la estructura donde a pesar de no sufrir daño estructural alguno se le es imposible prestar de manera adecuada sus servicios.

Esta vulnerabilidad funcional presente en especial en las estructuras esenciales, la cual describe esta predisposición de prestar adecuadamente sus servicios es debida principalmente a las siguientes condiciones, tomadas como referencia de (Melone S. S., 2002):

- Distribución inadecuada de espacios arquitectónicos e ineficientes sistemas de evacuación y escape.
- Inapropiados sistemas de comunicación, señalización y vías de acceso.
- Ausencia de planes probados de emergencia.

5.2.4. Vulnerabilidad No Estructural:

Este tipo de vulnerabilidad está asociada a todos los elementos no estructurales que componen la estructura, comprende los daños sufridos por un evento sísmico a componentes como puertas, ventanas, muros divisorios, ductos, equipos entre otros, elementos necesarios para el funcionamiento de la estructura.

5.2.5. Vulnerabilidad Estructural:

Este tipo de Vulnerabilidad está asociada a todos los elementos estructurales que componen la edificación, el daño estructural que sufre la edificación depende tanto del comportamiento global como específico de la misma y constituye un factor fundamental para determinar el deterioro de una edificación. (Melone S. S., 2002).

5.2.6. Peligro sísmico:

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado. En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli modificada u otro parámetro. (universidad Nacional, 2013)

5.2.7. Riesgo sísmico:

El riesgo sísmico se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido. Debido a que predecir un sismo es muy

difícil, se puede establecer la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico en un período de años (periodo de retorno), pero no se puede en una fecha determinada. En conclusión el riesgo es la consecuencia de la combinación de la amenaza y la vulnerabilidad:

AMENAZA+VULNERABILIDAD=RIESGO

Ecuación 2 Riesgo de una estructura.

5.3 Probabilidad y estadística

5.3.1. Probabilidad:

La Probabilidad es una rama de la matemática que estudia ciertos experimentos aleatorios, o sea regidos por el azar, en donde se conocen todos los resultados posibles, pero no es posible tener certeza de cuál será en particular el resultado del experimento (JFINTERNATIONAL, 2013).

5.3.2. Evento aleatorio:

Un evento aleatorio es aquel acontecimiento de un hecho en proceso o que está por venir. Se dice que es aleatorio, si no es posible determinarlo con exactitud. En todo caso, será posible predecirlo con un nivel dado de confianza. Si se cuenta con la suficiente cantidad de realizaciones del evento obteniendo una población adecuada que describa la aleatoriedad del fenómeno, esta población se definirá como podemos describir la aleatoriedad del evento de diferentes maneras una de las más comunes la conocemos como probabilidad del evento, en la cual se definen como n_A la cantidad de resultados de la población que satisfacen el requerimiento dado por A, N refiere al número total de eventos ocurridos en el rango de la función, la probabilidad de que ocurra el evento A esta dada por:

$$P[A] = \frac{n_A}{N}$$

Ecuación 3 Probabilidad de un evento aleatorio

Luego llamamos X a los resultados del experimento aleatorio. La distribución de probabilidad de una variable aleatoria es una función que asigna a cada suceso definido sobre la variable aleatoria la probabilidad de que dicho suceso ocurra. La distribución de probabilidad está definida sobre el conjunto de todos los sucesos, cada uno de los sucesos es el rango de valores de la variable aleatoria.

La distribución de probabilidad está completamente especificada por la función de distribución, cuyo valor en cada real x es la probabilidad de que la variable aleatoria sea menor o igual que x .

$$F_X(x) = P(X \leq x)$$

Ecuación 4 Distribución de Probabilidad de la variable aleatoria.

5.3.3. Estadística

Una de las tantas definiciones de la estadística es concebida como el conjunto sistemático de procedimientos para la observación, registro, organización, síntesis y análisis e interpretación de los fenómenos y de las leyes que los regulan para poder así predecir o concluir acerca de ellos. Esta definición claramente involucra las dos fases de la estadística: la descriptiva y la inferencial. La teoría de la probabilidad es exacta en el sentido de que se trata de una rama de la matemática, mientras que la estadística es solo aproximada. Sin embargo, la estadística brinda información que hace que los modelos probabilísticos sean útiles en la vida real. Es consecuencia, la teoría de la probabilidad resultaría inútil sin los parámetros brindados por las técnicas estadísticas. (Velásquez Vargas José Martín, 2006).

5.4 Instrumentación y procesamiento de señales

5.4.1. Vibraciones ambientales

Las vibraciones ambientales, son de gran utilidad para describir el comportamiento lineal de estructuras, sin embargo una característica principal de estas vibraciones es que tienen amplitudes muy pequeñas, con el correcto procesamiento de estas vibraciones se puede describir el comportamiento lineal del daño estructural del edificio y sus componentes, ayudando a desarrollar modelos calibrados, que permitan mostrar un comportamiento acorde con la situación real de la estructura.

La principal ventaja en el uso de las vibraciones ambientales, es que no se requiere de un estímulo externo artificial para excitar la estructura, lo cual genera facilidad y bajo costo de ejecución de este procedimiento, más aun en estructuras que por ser construidas cuando no se contaba con ningún código de diseño sísmico establecido, ya que sería muy riesgoso implementar métodos de excitación diferentes a los generados por la misma estructura. Por lo tanto con este método, confiable y seguro se logran obtener resultados como los obtenidos con diferentes fuentes de vibración, a pesar de que los resultados estén restringidos al rango elástico de respuesta, se pueden extrapolar con coeficientes y obtener un resultado del comportamiento no lineal de la estructura.

Así como tiene ventajas muy superiores a otros métodos de identificación modal, la limitación más comentada en este tipo de análisis está ligada a la incertidumbre contenida en los datos obtenidos, la cual puede provenir de diferentes fuentes inherentes a la estructura, como lo son las vibraciones operacionales y medio ambientales, estas tienen una obvia influencia directa en la respuesta dinámica de la estructura e introducen errores en la evaluación de los parámetros dinámicos (Doebbling, 1996). Estos errores se pueden distinguir en tres categorías principales (Wenzel H, 2005)

- Errores Gruesos: Producidos al momento de realizar las mediciones, errores humanos, pérdida de conectividad en los equipos, errores que pueden ser omitidos con una buena planeación al momento de realizar la medición y experticia del personal encargado de las tomas.
- Errores Aleatorios: Derivados a perturbaciones no identificadas en los equipos electrónicos, errores que se pueden identificar al realizar varias tomas de las mediciones.
- Errores Sistemáticos: Errores inmersos en las mediciones, entre los cuales podemos citar la influencia de la humedad, temperatura, condiciones de carga entre otras influencias externas.

5.4.2. Transformada de Fourier

Para lograr entender el concepto de la transformada de Fourier es importante saber que toda señal periódica sin importar cuán complicada parezca, puede ser reconstruida a partir de sinusoides

cuyas frecuencias son múltiplos enteros de una frecuencia fundamental, eligiendo las amplitudes y fases adecuadas (Pablo, 2007).

Este método de representación de señales se basa prácticamente en dos reglas fundamentales:

- Solo se puede combinar funciones del tipo senoide.
- Las frecuencias de estas senoides deben estar armónicamente relacionadas.

Entendemos como un armónico todo aquello para lo cual, si la frecuencia fundamental está dada por f cualquier múltiplo entero de f es un armónico (Pablo, 2007)

$$f + 2f + 3f + 4f + \dots$$

Una vez conocido esto podemos definir la transformada de Fourier de una señal continua $x(t)$ como:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i2\pi t} dt$$

Ecuación 5 Transformada de Fourier de una señal continua.

Dónde:

- t =Tiempo
- f =Frecuencia en Hz.
- $X(t)$: Señal continua a representar.
- $X(f)$: Espectro en función de la frecuencia f .

Esta nueva función en el dominio de la frecuencia permite identificar la energía que compone la señal a distintas componentes de frecuencia, una característica fundamental de estas representaciones es el hecho de ser un proceso reversible es decir para cada función $x(t)$ existe una función en el dominio de la frecuencia $X(f)$ lo cual lo podemos representar con la siguiente ecuación $x(t) \leftrightarrow X(f)$, aquí es donde nace el concepto de transformada inversa de Fourier con la cual podemos recuperar la señal o función original, representada de la siguiente manera:

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f)e^{i2\pi t} dt \quad \text{Ecuación 6 Transformada inversa de Fourier.}$$

Representamos este concepto, ilustrando al lector de manera gráfica la transformada de Fourier de una señal tipo paso definida por la siguiente ecuación:

$$x(t) = \begin{cases} 0 & t < \frac{-\tau}{2} \\ 1 & \frac{-\tau}{2} < t < \frac{\tau}{2} \\ 0 & t > \frac{\tau}{2} \end{cases} \quad \text{Ecuación 7 Caracterización de una señal paso.}$$

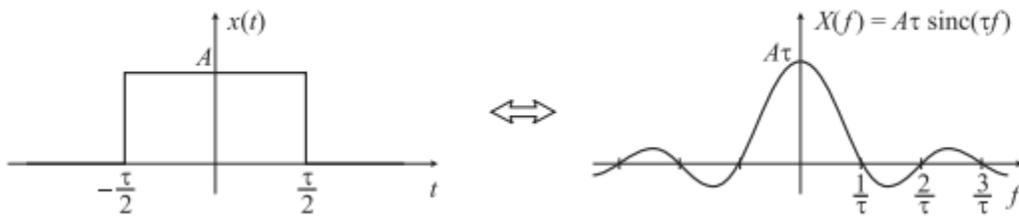


Ilustración 6 Transformada de Fourier función tipo impulso.

5.4.3. Métodos estocásticos de identificación de frecuencias

Las excitaciones producidas por vibraciones ambientales son generadas por diferentes fuentes, como lo son, el viento, microsismos el tráfico de las personas que habitan la estructura y hasta los microsismos que se presentan en la zona, este tipo de señales es característico por el alto contenido en frecuencia que presentan. Por simplicidad, los métodos de identificación modal utilizados con este tipo de información se asumen que la excitación de entrada es un ruido blanco con una distribución Gaussiana de media cero (Gomez Araujo, 2010).

Los métodos de identificación de frecuencias pueden ser subdivididos en dos grandes grupos, métodos en el dominio del tiempo o métodos paramétricos y los métodos en el dominio de la frecuencia o métodos no paramétricos.

El método básico muy utilizado en el dominio de la frecuencia, para la identificación de frecuencias modal de edificios es el Peak-Peaking (Crawford, 1964), método el cual fue estudiado y sistematizado por (A.J, 1993) en el año 1993, basaremos la identificación de las frecuencias de las principales formas modales en este trabajo de investigación.

La estimación de las frecuencias y formas modales, se basa en la construcción del promedio normalizado del espectro de densidad de potencia (ANSPDs) y las funciones de transferencia entre varios puntos correspondientes a mediciones móviles y un punto de referencia.

5.4.3.1. Método en el dominio de la frecuencia

Se profundizará en esta sección en la explicación para lograr el desarrollo del método no estocástico Peak-Peaking, el cual ha sido seleccionado para este proceso de investigación por la simplicidad y calidad de los resultados obtenidos.

El pilar en el desarrollo de estas metodologías se basa en la determinación de la función de respuesta espectral de la estructura sometida a vibraciones ambientales. Por lo tanto procederemos a explicar los fundamentos matemáticos bajo los cuales se desarrolló el algoritmo utilizado para la identificación modal de las estructuras bajo análisis.

5.4.3.1.1. Función De Respuesta Espectral

En temas precedentes a este capítulo se ha definido la función de respuesta espectral cruzada entre dos procesos estocásticos de la siguiente manera:

$$S_{x_1x_2}(w) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{x_1x_2}(\tau)e^{-i w \tau} d\tau$$

Ecuación 8 Función de respuesta espectral.

La cual también puede ser calculada por medio de series temporales:

$$S_{x_1x_2}(w) = \lim_{\substack{T \rightarrow \infty \\ n \rightarrow \infty}} \frac{\sum_{r=1}^n F_{T,r}[x_1(t)]^* F_{T,r}[x_2(t)]}{T}$$

Ecuación 9 Función de respuesta espectral, en fuentes tradicionales.

Tomando en cuenta que solo se es posible conocer la realización de un proceso estocástico en series temporales finitas de tiempo, las cuales se establecen de manera discreta con una duración de tiempo y no con una duración de tiempo infinita, por lo tanto se debe limitar la definición de espectro dada anteriormente con la siguiente expresión: (DARÍO, 2010)

$$S_{x_1x_2}(w) = \frac{X_1(w)^* X_2(w)}{N\Delta t}$$

Ecuación 10 Función sistema espectral ajustado.

Por medio de la transformada discreta de Fourier, se tiene una duración finita definida por $N\Delta t$, donde N es la cantidad de puntos adquiridos. La aplicación de transformadas de Fourier a señales discretas de duración finita introduce errores asociados al Leakage, es un error de escurrimiento de la frecuencia debido a la no periodicidad de la señal y de carácter finito de la serie temporal que se manifiesta a través de la distribución de energía asociada a una frecuencia específica de las demás frecuencias vecinas (DARÍO, 2010). Para reducir los efectos del Leakage se deben aplicar ventanas de procesamiento de señal, antes del cálculo de la transformada de Fourier. En el caso de señales de tipo aleatorio, que es la situación que tenemos al analizar registros de señales producidos por vibraciones ambientales, es posible aplicar diferentes tipos de señales pero la más utilizada es la ventana de Hanning (Brown, 1999) definida como se muestra a continuación.

Ecuación 11 Ventana de Hanning.

$$W_k = \frac{1}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{2\pi n}{(M-1)}\right) \right)$$

Donde M es la longitud de la ventana.

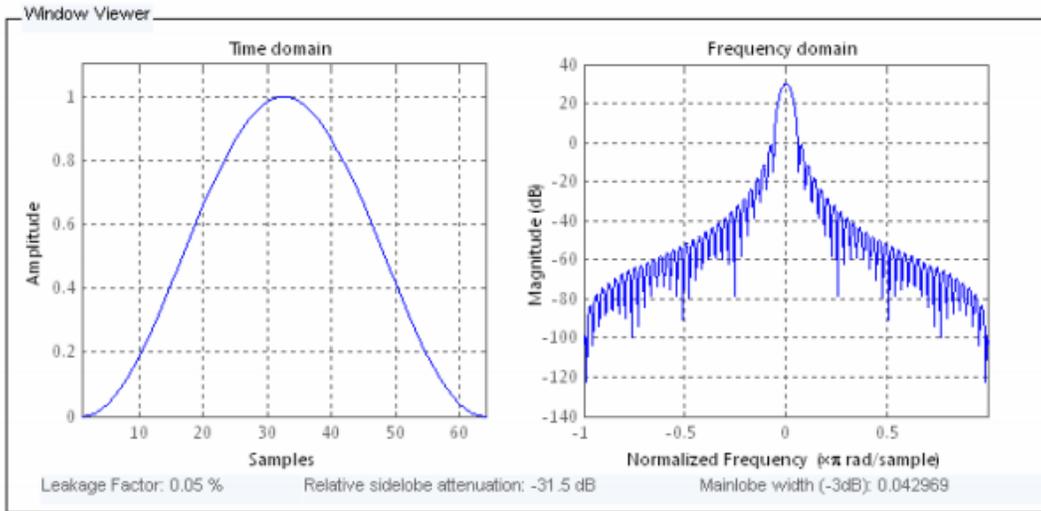


Ilustración 7 Ventana de Hanning en el dominio del tiempo y la frecuencia (GEOCITES, 2013)

Tomando en cuenta la importancia que genera el aplicar una ventana al momento de procesar los datos y la definición de transformada discreta de Fourier de una señal en el tiempo y_k , con la aplicación de esta ventana en particular dicha transformada queda expresada de la siguiente manera (Ljung, 1999):

$$Y(w, T) = \Delta t \sum_{k=0}^{M-1} w_k y_k e^{-jwk\Delta t}$$

Ecuación 12 Ventana de Hanning y transformada discreta de Fourier.

Dónde:

- y_k . Señal en el tiempo que se desea transformar.
- M es el número de valores discretos de la señal y_k .
- Δt es el intervalo de tiempo entre los valores discretos de la señal y_k .
- W es la frecuencia radial.
- T es la duración total de la señal y_k .

En la mayoría de estructuras a las que se les quiere realizar la identificación modal, el número de grados que hay que instrumentar para lograr una identificación que refleje el comportamiento real de la estructura es elevado , ya que se deberían medir simultáneamente todos los puntos de la

estructura, demandando una cantidad de recursos económicos muy alta para tal fin , es por esto que las mediciones de la respuesta de la estructura se realizan colocando diferentes disposiciones de sensores a través de toda la estructura , a las cuales a cada disposición de medición la llamaremos “ arreglo”. (DARÍO, 2010).

Una forma precisa y certera de integrar los dos procesos mencionados anteriormente es el propuesto por (Welch, 1967) quien propuso un procedimiento para estimar los espectros, es a través de la segmentación de la serie de tiempo registrada, aplicando ventadas con un porcentaje de traslapo definido para la señal, este procedimiento se puede resumir en los siguientes pasos:

- La señal de entrada es dividida en N sub segmentos traslapados de acuerdo al tamaño de la ventana seleccionada y el porcentaje de traslapo definida para la misma, usualmente se trabaja con el 50 % de traslapo de la señal.
- Se aplica la ventana seleccionada a cada sub intervalo, en este caso específico se trabajara con la ventana de Hanning.
- Se calcula la FFT a cada sub segmento, donde se establece el tamaño de la FFT.
- Se promedian y se escalan estas FFT, para calcular la función de densidad espectral.

5.4.3.2. Identificación de frecuencias naturales por el método Peak-Peaking

En capítulos precedentes se explicó de manera general los fundamentos teóricos para realizar la identificación de frecuencias naturales de la estructura por este método específico, es importante recordar que estamos trabajando bajo el señalamiento de que la excitación ambiental es un proceso estocástico gaussiano tipo ruido blanco con media nula y varianza unitaria.

Por medio de la investigación, diferentes autores han demostrado que las funciones de densidad espectral de respuesta del sistema, simbolizan las frecuencias naturales de la estructura con vibración amortiguada, en este caso en particular y en general en el caso de las estructuras cuyo amortiguamiento es bajo, estos valores son muy cercanos a las frecuencias naturales no amortiguadas. Este señalamiento tiene un limitante fuerte, como ya sabemos cada pico de la función de densidad espectral o cada frecuencia fundamental está condicionada por la contribución de un modo de vibración, por lo tanto cuando las frecuencias asociadas a diferentes

modos de vibración no están bien separadas el método no puede separar la contribución de estos modos contiguos.

El análisis de una sola función de densidad espectral no es suficiente para identificar las frecuencias naturales de las estructuras bajo análisis (DARÍO, 2010), sumándole a esto la insuficiencia de datos para realizar el análisis al utilizar una sola función de densidad espectral y que la adquisición de estos datos se pudo haber realizado en un punto donde la estructura tiene amplitud cero, dificultando aún más el proceso de identificación.

Una buena práctica para solucionar el problema enmarcado anteriormente consiste en analizar los picos del espectro de todas las series de aceleraciones registradas (DARÍO, 2010). Esto se puede resolver de manera práctica calculando el espectro medio normalizado (A.J, 1993):

$$ANSPD(w) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NSPD_i \quad \text{Ecuación 13 Auto espectro medio normalizado de potencia.}$$

Dónde:

- l: Numero de grados de libertad instrumentados.

Adicionalmente tenemos que las $NSPD_i$ son los espectros normalizados, que son obtenidos al dividir el auto espectros PSD por la suma de todos los autos espectros de cada grado de libertad instrumentado, como se muestra a continuación:

$$NPSD_i(w) = \frac{PSD_i(w)}{\sum_{k=1}^N PSD(w_k)} \quad \text{Ecuación 14 Auto espectro normalizado de potencia.}$$

Esta normalización toma más fuerza cuando las mediciones son realizadas en diferentes etapas, ya que al haber sido realizadas en diferente tiempo, por lo tanto fueron producidas por diferentes excitaciones, nos conduce a señales con diferentes niveles energéticos que por sí solas será muy difícil de analizar

5.5 Curvas de Fragilidad

5.5.1. Derivación de las funciones de fragilidad para sistemas de losas planas

La fragilidad sísmica de una estructura tipo edificio está definida como la probabilidad de que una intensidad sísmica de entrada, produzca un estado límite, el cual puede ser alcanzado o superado por la misma. Las dos formas utilizadas de relaciones de movimiento-contra-daño son las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño (DPM).

Un gráfico de la probabilidad condicional frente al parámetro movimiento del suelo, se define como curva de fragilidad para ese estado de daño, mientras que la probabilidad discreta de alcanzar o superar un estado de daño para una determinada señal de entrada representa un elemento de la DPM.

Las principales consideraciones para evaluar las curvas de probabilidad son:

- Identificación de los acelerogramas que describan la amenaza sísmica de la zona. Lo que fue desarrollado en el capítulo Selección de acelerogramas sintéticos a utilizar.
- Determinar los estados límites de daño de acuerdo al sistema estructural.
- Evaluar la respuesta de la estructura.
- Construir las curvas de fragilidad representativas para cada estado de daño.

Para la construcción de las funciones de fragilidad no hay una única metodología, un alto grado de incertidumbre siempre está presente en cada paso del desarrollo de estas curvas desde la selección de materiales, acelerogramas sintéticos hasta los estados de daño de la estructura.

Una conexión entre los estados de daño y la probabilidad de ocurrencia de determinado evento límite, es lo que se logra en la representación de las curvas de fragilidad, de gran utilidad en la evaluación del desempeño sísmico de una estructura. Las cuales representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo, para lo cual se puede decir que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilísticos.

Toda estructura es susceptible de estar expuesta a movimientos generados por una fuente externa de excitación, estos movimientos pueden estar desde , niveles de baja intensidad, hasta movimientos fuertes muy inusuales , especialmente para este último tipo de movimiento se evidencia el comportamiento no lineal en la estructura, esto no solo implica un mayor grado de complejidad en el análisis, sino la necesidad de utilizar herramientas y recursos informáticos de gran capacidad que nos permitan modelar y predecir este tipo de comportamiento.

Para generar estas curvas de fragilidad existen básicamente cuatro métodos diferentes:

- Métodos basados en observaciones de campo.
- Métodos experimentales.
- Métodos basados en opiniones de expertos.
- Métodos analíticos.

Por lo general todos ellos tienen en común que sus datos se ajustan a una distribución log normal a los resultados obtenidos , por lo que es posible determinar la posibilidad de exceder o igualar determinado estado de daño ED_i , para un cierto valor de intensidad sísmica (PIS) representado matemáticamente de la siguiente manera :

$$P(ED \geq ED_i \cdot PIS) = \Phi \left(\frac{1}{\beta_{PIS, ED_i}} \ln \left(\frac{PIS}{\overline{PIS}} \right) \right)$$

Ecuación 15 Probabilidad de excedencia estado de daño EDi.

Donde tenemos que:

- \overline{PIS} : Es la media del logaritmo natural de PIS para el estado de daño ED_i
- β_{PIS, ED_i} : Es la desviación estandar del logaritmo natural de PIS para el estado de daño ED_i .

Se procederá a dar una breve explicación de cada uno de los diferentes métodos existentes para la elaboración de estas curvas dando especial énfasis en los métodos analíticos.

5.5.1.1. Métodos basados en observaciones de campo

Estos métodos, a lo largo de la historia han sido de gran utilidad. Especialmente en la calibración de resultados obtenidos mediante los métodos analíticos y/o ensayos de laboratorio, utilizados a nivel mundial en casos de gran importancia en la historia como lo son los sismos de Marmara, en Turquía y Chi-Chi, en Taiwán, empleados con éxito para generar curvas de fragilidad (Velásquez Vargas José Martín, 2006), estos resultados se muestran en la siguiente ilustración:

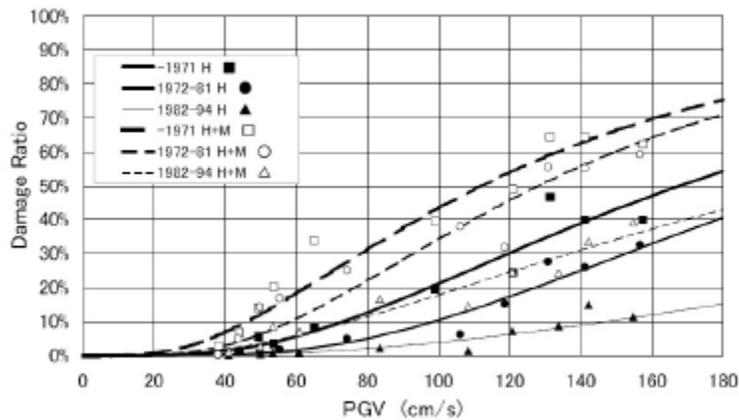


Ilustración 8 Curvas de fragilidad para edificios japoneses de concreto armado, generado mediante observaciones de campo (Velásquez Vargas José Martín, 2006)

Para poder aplicar este método las estructuras bajo análisis se deben clasificar por tipologías y para cada una de ellas, se definen varias clases de acuerdo a las principales características geométricas como altura, área en planta, número de niveles, tipología estructural, uso, importancia, entre otras. Por otro lado la intensidad del movimiento es determinada dependiendo las zonas donde se encuentran localizadas dichas estructuras, así tomando como punto de partida los daños observados durante las inspecciones después de ocurrido el sismo, es posible generar curvas de fragilidad para cada uno de los subgrupos definidos previamente.

Este tipo de métodos requiere de la participación de especialistas en diferentes áreas de la ingeniería como lo son patología, diseño y análisis entre otras con el fin de describir por medio de la inspección los diferentes tipos de daños observados y poder dar un grado de deterioro de la estructura.

Se puede describir el procedimiento para evaluar las curvas por este tipo de método de la siguiente manera:

- Se obtienen el número de sismos n para los cuales se cuentan con datos de daño.
- Para cada sismo i se determina el PIS como la aceleración pico del terreno PGA característica en la clasificación de los sismo en Colombia.
- Se determinan el número de estructuras N_k sometidas a un sismo i con una aceleración máxima de terreno a_i .
- Se definen los estados de daño ED_i .
- Se calcula el número de estructuras m_i que exceden el estado de daño ED_i para cada a_i .
- Para cada estado de daño ED_i se estima la probabilidad de daño f_i de la estructura cuando se ve sometido a un PGA específico de la siguiente manera:

$$f_i = \frac{m_i}{N_k}$$

Ecuación 16 Probabilidad de daño de la estructura sometida a un PGA.

- Se ajustan los datos (a, f_i) correspondientes a un ED_i con una función probabilística como la lognormal explicada en la ecuación (1).

5.5.1.2. Métodos experimentales

Para la obtención de las curvas de fragilidad por medio de este método se puede utilizar el mismo procedimiento citado anteriormente, pero en la mayoría de los casos empleado para los datos obtenidos ensayos de laboratorio. En este tipo de métodos se pueden controlar fácilmente tanto el tipo de estructura a analizar como la intensidad del movimiento ya que son requerimientos seleccionados previos a los ensayos de laboratorio, pese a estas ventajas notorias presentan desventajas ligadas la una a la otra las cuales son el costo de los ensayos y el limitante en el número de los datos pues depende del número de ensayos que se realicen.

Existen dos métodos empleados para encontrar las curvas de fragilidad con esta metodología, los cuales son:

- Ensayos de carga mono tónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamiento.
- Ensayos sobre mesas vibratorias, utilizando registros de aceleración.

5.5.1.3. Métodos basados en opiniones de expertos

Para estimar el porcentaje de daño esperado con este tipo de metodología, se somete evaluación por parte de especialistas en el área cuestionarios previamente definidos relacionados con el comportamiento de la estructura a analizar , a partir de esta información se calcula un parámetro cuantificador de daño función de la intensidad sísmica del movimiento, luego se determinan los estadísticos de los datos obtenidos y se ajusta a una función de distribución de probabilidad , por último se establecen los estados discretos de daño que se desean considerar y para cada uno de estos se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador de daño. Las curvas de fragilidad se obtienen graficando las probabilidades para cada valor de intensidad sísmica

5.5.1.4. Métodos analíticos

Estos métodos, los cuales se basan en análisis numéricos empleados con bastante recurrencia en sitios donde no se cuenta con observaciones de daño debidas a los sismos, ni suficientes resultados de laboratorio, muy utilizado en los casos de análisis de vulnerabilidad de estructuras particulares (Velásquez Vargas José Martín, 2006), tanto en el caso de estructuras esenciales como la estructura bajo análisis HUSI estructura de nivel I en Bogotá.

En el empleo de este tipo de metodóloga, se debe tener gran cuidado en dos aspectos determinantes para la calidad de los resultados, los modelos que son utilizados para representar la estructura y la acción sísmica utilizada , gracias a la sensibilidad que representan estos dos parámetros en el desarrollo se resalta la importancia de utilizar modelos que representen, de la mejor manera posible tanto el comportamiento sísmico de la estructura, como las características

del movimiento del terreno .Pese a las precauciones que se deben tener para utilizarlo su más grande y notoria ventaja, es que constituye una herramienta fundamental para estudios de predicción , evaluación y atención a desastres, que pueden ser utilizados para reducir la vulnerabilidad de un tipo de estructuras en particular, sin que estas sean expuestas ante un evento real que en el caso de tipologías especiales como lo son el reticular celulado pueden ser catastróficas.

Existen en particular dos metodologías fundamentales para la obtención de las curvas por medio de métodos analíticos, los cuales se detallaran a continuación:

- Métodos probabilísticos.
- Métodos determinísticos.

5.5.1.5. Métodos probabilísticos

En los análisis de vulnerabilidad sísmica siempre se tienen presentes incertidumbres en los parámetros tanto sísmicos como estructurales, los cuales pueden llegar a producir diferencias entre el comportamiento esperado y el comportamiento observado de una estructura , por lo tanto no es fiable utilizar métodos puramente determinísticos en un análisis de vulnerabilidad, es aquí donde los métodos probabilistas son esenciales para proporcionar un comportamiento estructural más acorde a la realidad ante la ocurrencia de determinado evento sísmico (Velásquez Vargas José Martín, 2006).

Uno de los puntos más importantes en la implementación de esta metodología es definir adecuadamente el PIS y el PID a utilizar en los análisis.

En el caso de la acción sísmica, una escena ideal para el desarrollo de cualquier tipo de análisis sería contar con un amplio registro de eventos sísmicos característicos de la zona bajo análisis escena que en un muy pocos lugares se presenta , para mitigar esta falta de información sísmica en la ingeniería se ha recurrido a generar acelerogramas sintéticos partiendo de los registros existentes que reflejen de manera adecuada tanto las variaciones de intensidad , amplitud contenido frecuencia y duración característicos de la zona en estudio, así como las condiciones locales del suelo. Para la determinación del indicador de la respuesta estructural, es necesario un parámetro que cuantifique de manera adecuada el daño sufrido por la estructura ante el evento

sísmico y que me permita definir unos estados discretos de daños lo bastante claros para generar las curvas de fragilidad de manera directa.

Una vez definidos los parámetros citados anteriormente se procede a determinar la relación existente entre ambos parámetros de manera probabilística, para lo cual es necesario llevar a cabo análisis dinámicos no lineales, que permitan cuantificar el efecto del grupo de acelerogramas seleccionados para el estudio sobre el modelo estructural. De esta manera para cada PIS se obtienen las curvas que relacionan la probabilidad de daño acumulada con el parámetro seleccionado para representar la respuesta estructural.

5.5.2. Estados límites de daño

La definición de los estados límites de daño para desarrollar las curvas de fragilidad, permite cuantificar el nivel de daño que sufre la estructura ante un evento sísmico, éste es tal vez uno de los parámetros más importantes para la construcción de las curvas de fragilidad. Especialmente en sistemas como el evaluado en este trabajo de investigación, no es posible evaluar estos límites tomando las consideraciones clásicas de los pórticos convencionales resistentes a momento (ERBERIK & ELNASHAI, 2003).

A nivel mundial el estudio de vulnerabilidad de estructuras existentes, ha sido explorado cada vez con mayor fuerza y profundidad, especialmente podemos referenciar investigaciones a nivel Doctoral donde se enfocan en realizar estudios de vulnerabilidad sísmica a estructuras en concreto con sistema reticular celulado y edificaciones esenciales como las desarrolladas por (Melone S. S., 2002) , trabajos a nivel de Maestría titulado SEISMIC FRAGILITY AND RETROFITTING FOR A REINFORCED CONCRETE FLAT-SLAB STRUCTURE desarrollado por (WHA, 2004) ,de igual manera se han desarrollado investigaciones por encabezadas por universidades de alto prestigio como University of Illinois la cual publico el reporte técnico SEISMIC VULNERABILITY OF FLAT-SLAB STRUCTURES como parte del Proyecto DS-9 PROJECT (RISK ASSESSMENT MODELING) y el Performance Based Seismic Engineering of Buildings (SAEOC , VISION 2000, 1995) todos llegando a un rango de límites similar para la evaluación de este tipo de estructuras.

Los estados límites de daño pueden ser definidos de manera global o local en la estructura. Para evaluar el daño global, el criterio más aceptado por los investigadores es la deriva de la estructura, contando con prácticas ventajas ya que es fácil de adquirir, tanto en un análisis teórico como experimental, además que su significado es muy bien entendido. Múltiples límites de derivas han sido definidos por Códigos e instituciones a nivel Mundial como los mostrados a continuación:

Tabla 4 Límites de Deriva para evaluar el daño Sísmico. Tomada de (SAEOC , VISION 2000, 1995)

Nivel de Desempeño	Daño del Edificio	Deriva
Completamente Operacional	Casi nulo	$D < 0,2\%$
Operacional	Leve	$0,2\% < D < 0,5\%$
Prevención de la Vida	Moderado	$0,5\% < D < 1,5\%$
Cerca al Colapso	Severo	$1,5\% < D < 2,5\%$
Colapso	Completo	$D > 2,5\%$

Tabla 5 Límites de Deriva Para evaluar el Daño sísmico. FEMA 273(1999)

Nivel de Desempeño	Deriva	
	Pórticos de Concreto	Muros de Concreto
Ocupación Inmediata	1% , temporal o permanente	0,5% , temporal o permanente
Prevención de la Vida	2% temporal	1% temporal
	1% Permanente	0,5 % Permanente
Prevención de Colapso	4% temporal o Permanente	2% temporal o Permanente

Autores como (Ghobarah., Aly, & El-Attar, 1998) propusieron cinco diferentes niveles de daño para evaluar el daño sísmico, con una deriva de estado último del 5,6%, definiendo como estado limite en el cual la estructura aún se puede reparar con una deriva del 3%. (Dymiotis, Kappos, & Chryssanthopoulos, Seismic Reliability of RC Frames with Uncertain Drift and Member Capacity, 1999) . Realizó una distribución con todos los datos existentes de investigaciones en el tema, contando con diferentes fuentes de excitación como acelerogramas, cargas Pseudo – Dinámica, Cargas monolíticas y cíclicas., estos estudios concluyeron que el valor último medio

de deriva utilizado para realizar análisis dinámicos no lineales es del 3%. Pero es bien sabido que los sistemas de losas planas presentan un comportamiento con menor rigidez ante un evento sísmico, es por eso de esperar que los límites implementados sean mayores.

Por otro lado determinar los límites locales de la estructura va ligado a la curvatura del miembro que se está analizando y los estados últimos de fluencia, tomando en cuenta la consideraciones mencionadas anteriormente por practicidad es más conveniente definir los límites de la estructura de acuerdo al comportamiento global de la estructura, tomando como factor de cuantificación la deriva de piso del edificio ya que la característica que domina el comportamiento de los sistemas reticular celular es la deformación. (ERBERIK & ELNASHAI, 2003).

Tomando como base los resultados encontrados por (ERBERIK & ELNASHAI, 2003) en el Reporte Técnico del DS-9 (RISK ASSESSMENT MODELING) SEISMIC VULNERABILITY OF FLAT SLAB STRUCTURES, en el cual evaluó el comportamiento local de los elementos de una estructura relacionándolos con el comportamiento global de la misma, logrando establecer unos límites de deriva acordes al sistema estructural bajo análisis, resultados que se ven reflejados en la Tabla 6:

Tabla 6 Estados límites y derivas para estructuras con sistema estructural reticular celular

Fuente: Adaptado de (ERBERIK & ELNASHAI, 2003).

Estados Limite de daño	Deriva de Entrepiso (%)
Leve	0,1
Moderado	1
Extensivo	2
Completo	3,5

5.6 Rehabilitación de sistemas de concreto reforzado

Actualmente para realizar la rehabilitación estructural de una edificación de concreto reforzado, se cuenta con dos posibles soluciones por las cuales se puede optar, la primera de ellas es basada en la resistencia y rigidez de la estructura, la cual involucra básicamente un cambio a nivel global en la estructura. Se refiere a un cambio global, por ejemplo, de muros resistentes a cortante,

aisladores de base, arrojamiento metálico entre otros, como se muestra en la Ilustración 9. El otro método al que se puede recurrir para brindar una mejora estructural es la basada en la capacidad de deformación, básicamente se procede a aumentar la ductilidad de los elementos que presentan una deficiencia o falta de desarrollo de la misma, este tipo de rehabilitación local incluye métodos como el enchaquetamiento o refuerzo local con fibras, aumento de sección entre otros, ver Ilustración 10.

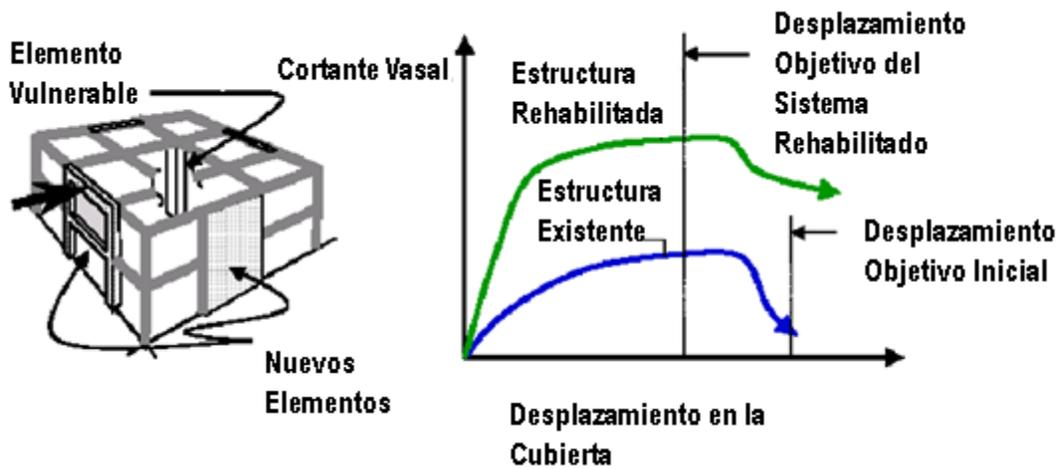


Ilustración 9 Rehabilitación estructural basada en resistencia y rigidez de la estructura

Fuente: Adaptada de (Bhosale, 2012)

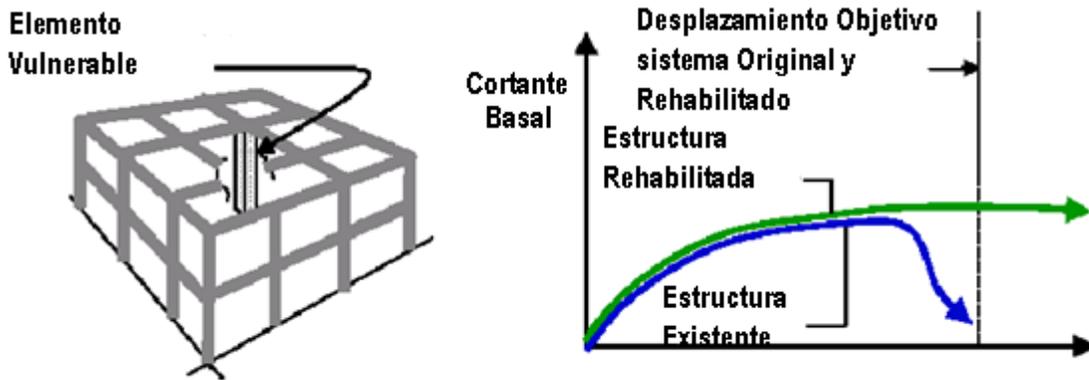


Ilustración 10 Rehabilitación estructural basada en capacidad de deformación

Fuente: Adaptada de (Bhosale, 2012)

La selección de un adecuado sistema de rehabilitación estructural es un proceso bastante complicado, va más allá del tipo de estructura al cual se esté rehabilitando, hay que tener en cuenta también diferentes componentes adversos a la misma, como aspectos financieros, sociales, geográficos, entre otros.

Podemos enumerar muchos aspectos que intervienen en este proceso de selección entre los cuales se encontrar:

- Relación costo – importancia de la estructura a rehabilitar.
- Duración de la solución en relación a la duración futura de la estructura.
- Relación entre funcionalidad y estética del edificio cuando hay una prevalencia importante de este segundo factor.
- Nivel de control de la solución.

Una vez se ha enunciado de manera general los diferentes métodos de rehabilitación estructural para sistemas de concreto reforzado, se analizara más detalladamente los métodos más utilizados para este fin, tomando en cuenta investigaciones internacionales realizadas en el tema.

5.6.1. Adición de muros de concreto reforzado

Agregar muros de concreto reforzado es una de las practicas más comunes de rehabilitación en estructuras existentes, este método es muy efectivo al momento de controlar derivas globales y reduciendo el daño que reciben los elementos de la estructura.

Todas las investigaciones realizadas en la instalación de muros de cortante para rehabilitar estructuras existentes, llegan a dos importantes conclusiones en este tipo de refuerzo , primero la importancia que se debe prestar al detallado de los mismos , aclarando que su función básica consiste en rigidizar la estructura permitiendo que pueda aumentar el cortante basal, por otro lado lo que se quiere es concentrar los daños que se van a producir en la estructura en los sectores donde se localizan estos muros, por lo tanto un refuerzo en la fundación de estos muros es muy importante en estos sistemas estructurales. (Cueva Jimenez & Gonzalez Chalcualan, 2013).

5.6.2. Brazos metálicos o arriostramiento metálico

Este método de rehabilitación da fortaleza y rigidiza globalmente las estructuras existentes, se han utilizado básicamente dos tipos de arriostramiento metálico para fortalecer la resistencia lateral de la estructura, brazos excéntricos o concéntricos.

La ventaja primordial que presentan estos sistemas, es la completa independencia del sistema estructural con el sistema de fundación de la estructura, ya que estos miembros son instalados entre miembros existentes, pero en oposición a esto hay que prestar bastante cuidado en la conexión de los brazos y los elementos de concreto ya que es la parte más vulnerable ante un evento sísmico. Se muestra en la Ilustración 11 , las configuraciones típicas de los arriostramientos concéntricos, en la Ilustración 12, se muestra la configuración típica de pórticos arriostrados excéntricamente:

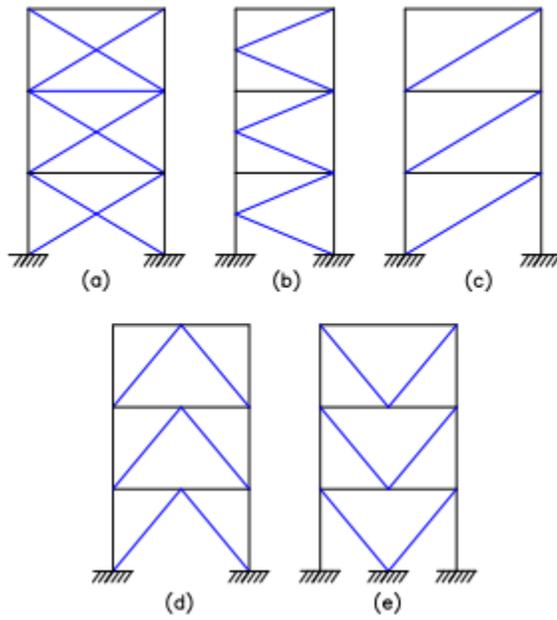


Ilustración 11 Configuración típica de pórticos arriostrados concéntricamente, a) Riostras en X, b) Riostras en K, C) Riostras en diagonal, d) Riostras en V invertida, e) Riostras en V, Fuente: Tomada de (Asociacion LatinoAmericana del Acero)

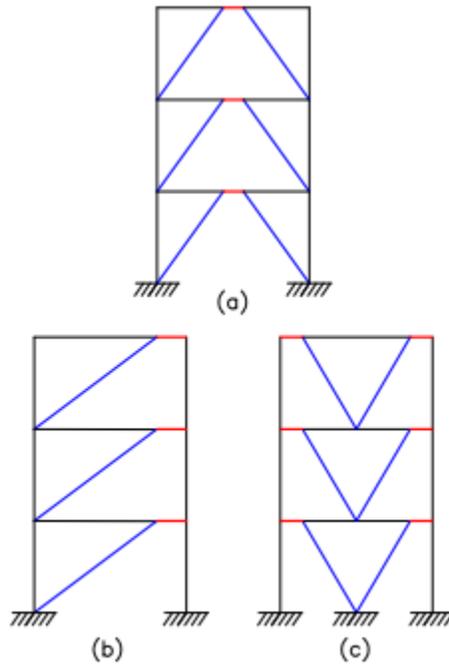


Ilustración 12 Configuraciones típicas de pórticos arriostrados excéntricamente, Fuente: Tomado de (Asociacion LatinoAmericana del Acero).

(Goel & Masri., 1996) Probaron una estructura de edificio losa-columna (reticular celular) débil con una escala equivalen a un tercio de un edificio real, de dos pisos de concreto reforzado. Se probaron dos fases diferentes de la arriostroamiento de acero en el exterior y el interior, respectivamente, y con el marco original. La Ilustración 13 muestra la disposición de los arrostros utilizados. La Ilustración 14 compara los bucles de histéresis para el marco original y reforzado, donde se muestra el aumento de la resistencia, rigidez y disipación de energía debido a la modificación. Donde se logró mostrar que el marco se comportó de una forma muy dúctil a través de todos los quince ciclos, sin presentar fallas.

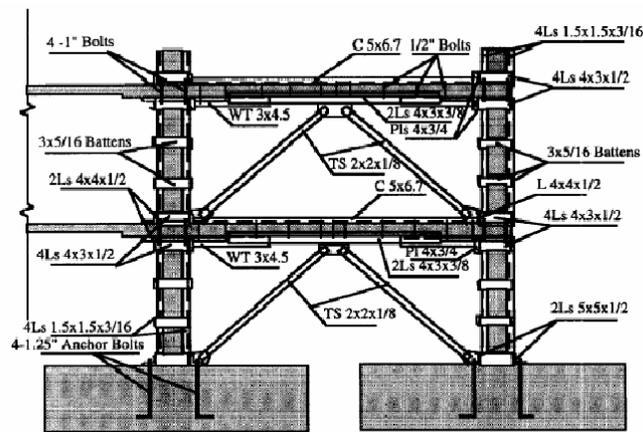


Ilustración 13Detalle del arrostroamiento colocado en la planta típica (Goel & Masri., 1996)

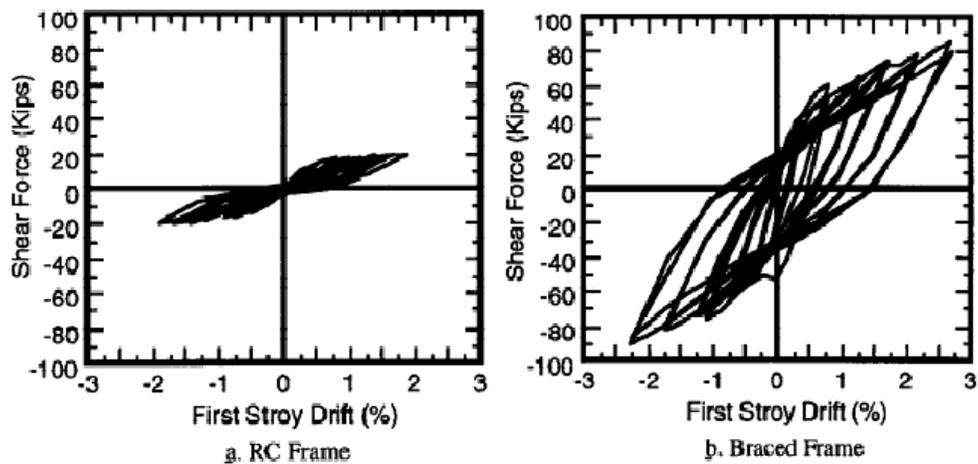


Ilustración 14 Ciclos histéricos del sistema original y el sistema rehabilitado probado por (Goel & Masri., 1996)

5.6.3. Aislamiento sísmico

Los métodos de aislamiento sísmico han sido estudiados por diferentes autores como un método de rehabilitación sísmico (Gates, Hart, & Crouse, 1990), (Kawamura, y otros, 2000), entre otros. El objetivo principal de estos sistemas como bien lo dice su nombre es asilar la estructura de los eventos sísmicos cuando estos ocurren, tienen un limitante importante las investigaciones que se han realizado en el tema han llegado a la conclusión de que son en verdad efectivos cuando se implementan en edificaciones de baja altura con grandes cargas aplicadas, por lo tanto hay que ser precavidos cuando se va a utilizar este método de asilamiento (WHA, 2004)

5.7 Sistema reticular celularado (losas planas)

Los sistemas de reticular celularado fueron muy utilizados en varias partes del mundo en la década de los 50s, sin embargo aunque presentan un buen rendimiento ante cargas gravitacionales, presentan un desempeño bajo antes cargas sísmicas, ya que la ausencia de vigas en estos sistemas producen desplazamientos laterales excesivos.

Estos sistemas fueron impulsados por el ingeniero Doménico Parma de origen Italiano quien llegó al país para trabajar en la firma Cuéllar Serrano Gómez y Cia Ltda, diseñadores del Hospital Universitario San Ignacio, sin embargo aunque presentan un buen rendimiento ante cargas gravitacionales, tienen un desempeño bajo ante cargas sísmicas, ya que la ausencia de vigas en estos sistemas producen desplazamientos laterales excesivos originando un aumento de los momentos y cortantes en las columnas.

Este sistema compuesto por una losa reforzada con nervios en una o dos direcciones, se construye monolíticamente apoyándose en las columnas, sin vigas que se unan a sus columnas, así la losa plana transfiere la carga directamente a las columnas. La losa generalmente se refuerza en un área alrededor de las columnas para mejorar la respuesta a cizallamiento y para reducir los efectos del momento negativo por flexión en las zonas de apoyo, esta sección proyectada debajo de la losa es llamada capitel.

La mayoría de ventajas de este tipo de sistemas que sobresalían hacia la mitad del siglo XX, eran de tipo constructivo como: Facilidad de encofrado, facilidad de colocación de refuerzo a flexión, al compararlo con otros sistemas de la época, era muy fácil el vertimiento del concreto, especialmente en estructuras de gran área y de varios niveles. La versatilidad en la distribución de

los muros divisorios era otra de sus cualidades, entre otras características lo hacían relativamente competitivo, esto hacia la mitad del siglo pasado.

Debido a su mal comportamiento ante cargas cíclicas horizontales, este tipo de estructuras era recomendada en sitios de amenaza sísmica media-baja, pero fue restringido su uso en el año de 1984 con el código Colombiano de construcciones sismo resistentes, expedido a consecuencia del terremoto del 31 de marzo de 1983 en Popayán, donde se limitó a zonas de riesgo sísmico intermedio-bajo con una altura de 15 m máximo.

La deficiencia en su comportamiento ante fuerzas sísmicas por baja ductilidad y rigidez en sus elementos, se vio expuesta en los desastrosos hechos ocurridos durante el sismo de Ciudad de México (México) en el año de 1985, país donde era comúnmente utilizado este sistema para diversas edificaciones en esta ciudad.

En Colombia existen edificaciones con esta tipología, las cuales tendrían una respuesta deficiente ante una excitación sísmica de importante magnitud, por tal motivo es de gran importancia realizar un reforzamiento adecuado, recordando los antecedentes que tienen este tipo de estructuras.

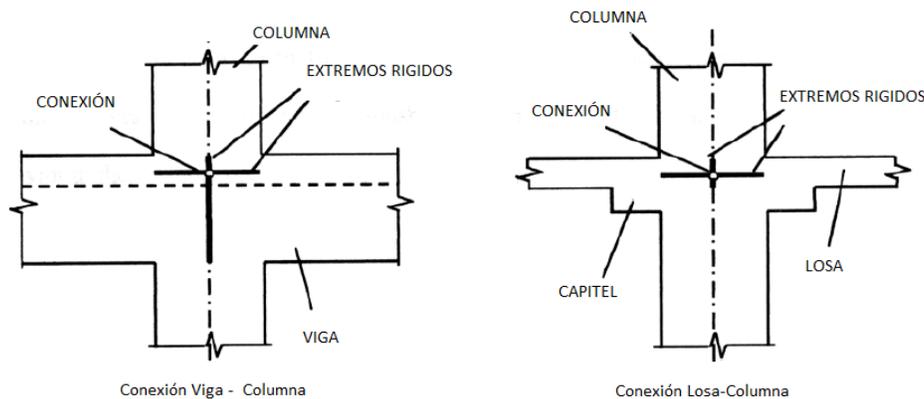


Ilustración 15 Detalle en corte del sistema a reticular Celulado (Hueste & Wight, 1997)

5.8 Comportamiento a flexión de los elementos

Los componentes vigas y columnas, se modelan como elementos no lineales, con plasticidad en ambos extremos, situadas como se muestra en la Ilustración 15. Implementando las propiedades para rotulas a flexión descritos en la FEMA- 356 y ATC-40, este comportamiento no lineal se

modela como se muestra en la Ilustración 17, en cinco puntos etiquetados A,B,C,D,E, para el comportamiento plástico de las mismas. Los valores asignados a cada uno de estos puntos varían en función del tipo de elemento, propiedades del material, contenido del acero de refuerzo longitudinal y transversal y a la proporción de carga axial que le corresponda a cada elemento. Las rótulas se asignan una vez construido el modelo teniendo en cuenta las características de cada uno de los elementos.

La definición de las propiedades de las rótulas, requiere de un análisis de momento curvatura de cada elemento, los cuales se pueden calcular o generar a través de programas tales como XTRACT, diseñado por la empresa TRC y utilizado para generar los diagramas de interacción de las diferentes secciones en la estructura del Hospital Universitario San Ignacio. Analizando los intervalos mostrados en la Ilustración 17, el rango A-B representa el intervalo elástico, los puntos B y C están relacionados para producir las curvaturas finales, así cuando la curva alcanza el punto C la carga debe empezar a disminuir hasta el punto D, donde se registra un ascenso leve debido a la fuerza residual y el aumento en el desplazamiento.

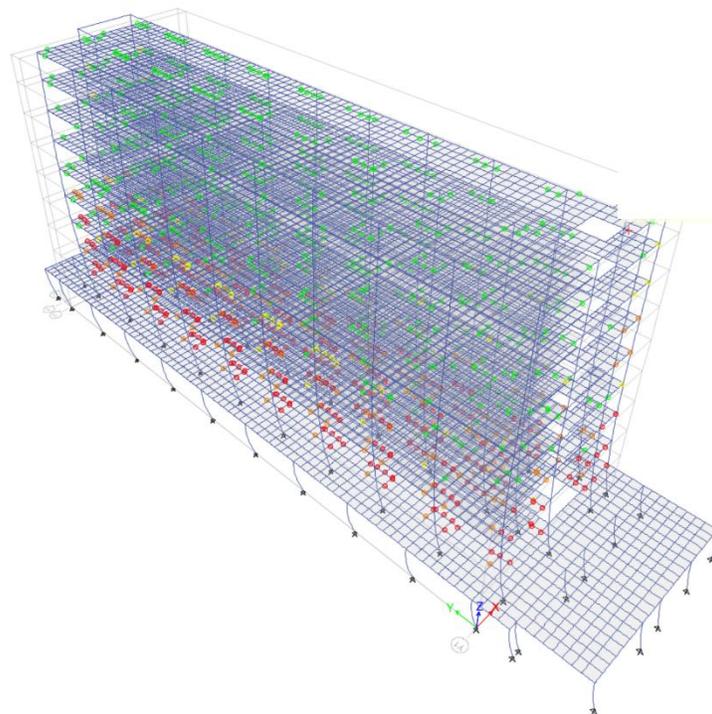


Ilustración 16 Hospital Universitario San Ignacio, Modulo A, Asignación de rótulas en programa Etabs 2013.

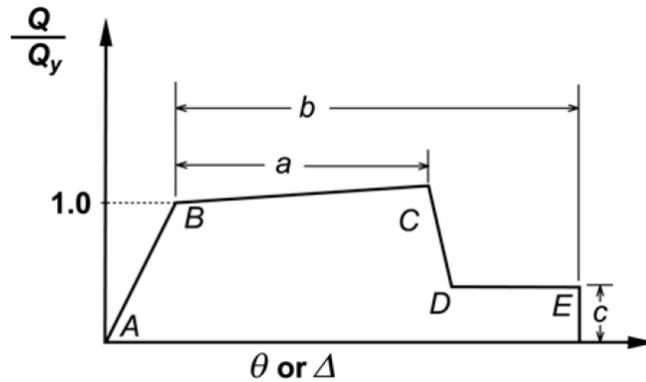


Ilustración 17 Curva Fuerza Normalizada Vs Desplazamiento o giro para elementos de hormigón, Fema 356 (2000), Federal Emergency Management Agency, pp 613

La Fema 356 define varias tipologías de estructuras, entre estas el reticular celular para los elementos viga-columna, losa-columna, utilizando la rotación como parámetro para evaluar el comportamiento inelástico, definiendo la rotación plástica como la rotación que sobrepasa la rotación de fluencia de cada miembro. De la Tabla 7 a la Tabla 10 muestran los parámetros de modelado numérico y criterios de aceptación para definir los límites de cada elemento. Para definir dichos valores, se toman en consideración los parámetros intrínsecos del elemento como cuantías (Flexión y Compresión), cortante de diseño, propiedades geométricas de la sección, axial de diseño y características del material. De manera tal que al calcular las relaciones de entrada en las tablas, se establezcan los parámetros y criterios necesarios para definir las etapas de las rotulas.

La normatividad generada por la Agencia Federal para el manejo de Emergencias (FEMA), establece diferentes niveles de daño en las edificaciones, como se presente a continuación

Tabla 7 Niveles de daño en edificaciones. Fuente: Adaptado de: (Poluraju & Nageswara, 2011)

Niveles de Daño en Edificaciones				
	Collapse Prevention Level (CP)	Life Safety Level (LS)	Immediate Occupancy Level (IO)	Nivel de Operación

Tipo de Daño	Severo	Moderado	Leve	Muy leve
Descripción General	Baja rigidez residual en elementos principales. Desplazamientos permanentes. Edificio al borde del colapso.	Elementos de carga siguen en funcionamiento. Deformaciones permanentes en algunos de sus elementos. Edificación fuera de rehabilitación.	La estructura no queda con deformaciones permanentes. Activa la protección contra incendios. Los ascensores se pueden reiniciar.	La estructura no queda con deformaciones permanentes. Agrietamiento pequeño en fachada, techos y elementos estructurales. Operación normal de elementos estructurales
Componentes no Estructurales	Daños severos en la mayoría de componentes.	Mitigados los riesgos, pero persisten los problemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.	No hay riesgo alguno de los equipos hacia la integridad humana, pero pueden no funcionar.	Daños insignificantes, Servicios públicos disponibles,

Tabla 9 : Parámetros de modelado numérico y criterios de aceptación para los procedimientos no lineales en Columnas-RC de concreto reforzado. (Adaptado de Fema 356,2000) Referencia de la Tabla: Tabla 6-8 Fema 356 (2000), pp 6-22

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Shear Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	Component Type			
					Primary		Secondary	
LS					CP	LS	CP	

i. Interior joints^{2,3}

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015

ii. Other joints^{2,3}

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
2. P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabla 10 : Parámetros de modelado numérico y criterios de aceptación para los procedimientos no lineales para la junta viga columna de hormigón armado. (Adaptado de Fema 356,2000)

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴					
	Plastic Shear Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians					
						Performance Level					
	a			b		c		Component Type			
								Primary		Secondary	
a			b		c		IO	LS	CP	LS	CP
i. Interior joints^{2, 3}											
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$ ³									
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03	
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02	
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025	
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02	
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02	
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015	
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015	
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015	
ii. Other joints^{2, 3}											
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$									
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02	
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015	
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02	
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015	
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01	
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01	
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075	
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075	

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at $\leq h_c/3$ within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
2. P is the design axial force on the column above the joint and A_g is the gross cross-sectional area of the joint.
3. V is the design shear force and V_n is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

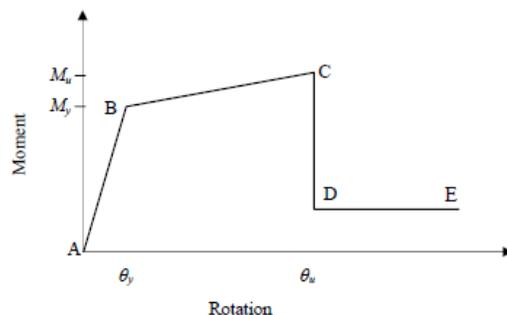
5.9 Comportamiento a cortante de los elementos

La teoría utilizada para desarrollar el presente capítulo fue adaptada de la tesis de Maestría presentada por (Bhosale, 2012). Por lo cual: Uno de los parámetros más importantes que se deben tener en cuenta en un diseño sísmo resistente es la ductilidad, propiedad que se presenta cuando un material puede deformarse sin que falle, es por esto que los diseños estructurales se deben realizar de tal manera que se garantice que en las secciones se presente una falla por momento, falla caracterizada por ser dúctil antes de que se presente la falla por cortante característica por tener un comportamiento frágil. .

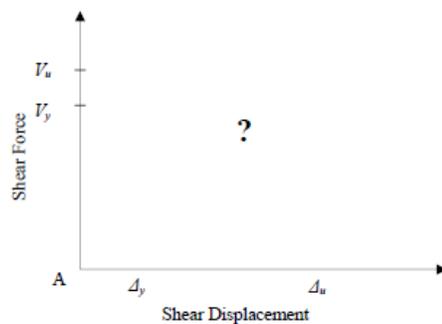
Bastantes hechos en todo el mundo han demostrado las grandes deficiencias que se presenta en el diseño a cortante de las estructuras y una de las más grandes pruebas ha sido el terremoto que se presentó en ciudad de México en el año en el 57 donde cientos de estructuras colapsaron , no solo estamos hablando de sistemas estructurales con notorias deficiencias a cortante como lo es el Reticular celular tema de estudio en este trabajo de grado sino de las deficiencias en el diseño, construcción que presentan los sistemas donde se debería garantizar fallas dúctiles con total seguridad como lo son los pórticos resistentes a momento , ya que en la gran mayoría de los casos no tenemos un control total del proceso desde su diseño hasta su construcción es por eso que queremos resaltar la importancia de este tipo de falla y llevar a cabo un análisis que nos permita saber el riesgo al se está expuesto en estructuras con dichas deficiencias .

Aunque se conocen muchos métodos de análisis de las estructuras a flexión es poca la bibliografía donde podemos encontrar análisis no lineales a cortante y su modelación no está muy bien entendida, pocos son los investigadores que han desarrollado un modelo para modelar las fallas por cortante en las estructuras como SEISMIC EVALUATION OF R/C FRAMED BUILDING USING SHEAR FAILURE MODEL (Bhosale, 2012) , donde describe el comportamiento básico de elementos de concreto ante las fallas por cortante y propone un método de evaluación y control de las mismas .

Las prácticas actuales se basan en realizar análisis no lineal solo para diseño a flexión lo que nos lleva al comportamiento mostrado en la Ilustración 18:



Modelo no lineal de Momento Vs Rotación



Fuerza Cortante Vs Desplazamiento Cortante

Ilustración 18 Modelo no lineal Momento vs Rotación, Contra Modelo no Lineal Cortante vs Desplazamiento Cortante. Fuente: Adaptado de: (Bhosale, 2012).

En la figura anterior se presenta una curva típica del comportamiento no lineal de elementos sometidos a flexión, modelos con los cuales contamos de varios métodos conocidos de desarrollo , en contra posición a esto asumimos siempre que las estructuras van a fallar siguiente este análisis , lo cual no siempre es cierto, dando por error nuestra capacidad extra a la estructura al no considerar que esta puede fallar por medios diferentes a este, lo cual suele suceder cuando se tienen estructuras especiales como las del presente trabajo de investigación, estructuras que está demostrado que su mecanismo de falla no es producido por Momentos, este comportamiento no solo lo encontramos en estas estructuras especiales, no podemos dejar de lado el hecho de que puede haber deficiencias a diseño en las estructuras, dejándolas vulnerables ante el efecto de cortante que se puede producir en sus elementos, es por esto que se va a mostrar en el transcurso del presente trabajo de grado una metodología para realizar este análisis a cortante en estructuras de Hormigón armado

5.9.1. Capacidad a cortante

La capacidad a cortante de cualquier elemento debe entenderse como la máxima cantidad de cortante que puede soportar una estructura antes de la falla .A través del tiempo ha habido muchas investigaciones tanto teóricas como prácticas que han permitido prever cual será esta capacidad máxima a cortante de los elementos de concreto reforzado

Podemos referirnos a diferentes autores y normatividades que relacionan el tema, como, internacionalmente el (Comité ACI 318 , 2005) , Beam shear strength prediction by analysis of existing data (Zsutty , 1968) y Shear strength of reinforced high strength concrete beams without web reinforcement (White & Kim, 1994) ,a nivel nacional contamos con el NSR – 10, en todos estos se prefija esta capacidad máxima a cortante las cuales han sido soportadas con diferentes experimentos prácticos para corroborar la veracidad de las mismas. Los parámetros más influyentes para calcular esta resistencia a cortante son:

- Esfuerzo a la compresión f'_c .
- Porcentaje de acero longitudinal (cuantía de acero) ρ .
- Relación luz profundidad del elemento (a/d).

5.9.2. Factores que afectan la capacidad a cortante de una viga

Hay muchos parámetros que afectan la capacidad a cortante de una viga de concreto reforzado, nombramos los parámetros más importantes que afectan a estos elementos:

- Relación longitud cortante contra profundidad (a/d)
- Cuantía de acero ρ
- Resistencia a la compresión
- Dimensiones del elemento
- Condiciones de apoyo
- Relación luz libre profundidad del elemento (L/d)
- Grado del acero del refuerzo, entre otros.

- **Capacidad máxima a cortante en diseño**

Para cuantificar la capacidad máxima que tiene un elemento , basándose en las condiciones inherentes al mismo tomamos como marco de referencia la norma sismo resistente Colombiana NSR – 10, la cual estipula que la capacidad máxima a cortante de un elemento está dada por las siguientes expresiones

- Para elementos sin refuerzo a cortante:

$$\phi V_n = \frac{\phi V_c}{b_o d}$$

Ecuación 17 Capacidad a Cortante de un elemento sin refuerzo a cortante.

Donde:

- $V_c =$ Resistencia a cortante del concreto = $0.17 \sqrt{f'_c} b_o d \lambda$.
- $b_o =$ Ancho del elemento de concreto.
- $d =$ Distancia desde la base hasta la ultima fibra a tension del elemento.

Es importante mencionar en este apartado que como podemos observar la resistencia a cortante de la sección de concreto está afectada por un coeficiente λ denominado factor de modificación, definido de manera clara en el apartado C.8.6 de la NSR-10, el cual estipula para varios valores del mismo dependiendo del tipo de concreto a utilizar, para este caso particular que cuando se cuenta con un concreto de peso normal este factor debe tomar un valor unitario. Para más detalles acerca del cálculo de este coeficiente se pide al lector profundizar más en el apartado citado de la NSR -10.

Para elementos con refuerzo a cortante, se deben tener en cuenta dos factores que afectan la resistencia a cortante del elemento, el primero de ellos es la resistencia que aporta el acero transversal o flejes, encargados de recibir este esfuerzo y la sección de concreto del elemento lo que nos lleva a tener la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \frac{\phi(V_c + V_s)}{b_o d}$$

Ecuación 18 Capacidad máxima a cortante de un elementos con acero de refuerzo.

Dónde:

- $V_c =$ Resistencia a cortante del concreto $= 0.17 \sqrt{f'_c} b_o d \lambda$
- $V_s =$ Resistencia a cortante de los flejes del elemento,
- $b_o =$ Ancho del elemento de concreto.
- $d =$ Distancia desde la base hasta la ultima fibra a tension del elemento
- $\phi =$ Factor Phi , definido en la NSR 10 Cap C. cortante

Dicha resistencia a cortante de los flejes, se define según la NSR – 10, de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v F_{YT} d}{s}$$

Ecuación 19 Resistencia a cortante de los flejes.

Dónde:

- $S =$ Separación de los flejes.
- $A_v =$ Area de Acero de los flejes
- $F_{YT} =$ Esfuerzo de fluencia del acero perpendicular.

5.9.3. Desplazamiento producido por esfuerzo cortante

La distribución de las fuerzas cortantes en un elemento provocan que la parte superior del elemento bajo análisis se desplace de la parte inferior del elemento a este desplazamiento se le denomina desplazamiento a cortante denotado con la sigla δ se puede apreciar en la Ilustración 18. El desplazamiento a cortante a lo largo de la altura del elemento está bien notada en relación a la deformación a cortante γ , la cual es la relación entre el desplazamiento a cortante a la altura del elemento y es la mejor representación del efecto a cortante.

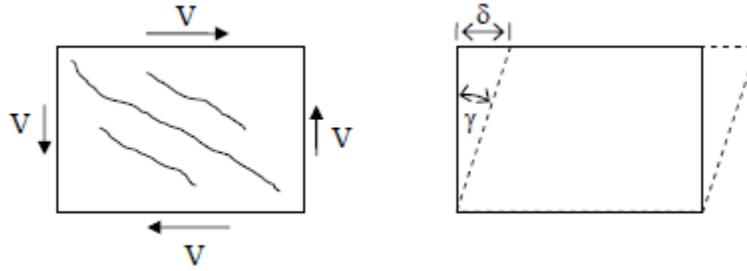


Ilustración 19 Deformación por cortante en una planta típica. Fuente: Tomado de: (Bhosale, 2012)

El efecto de las fuerzas a cortante del elemento se traducen en una transmisión de fuerzas de tensión con una distribución en diagonal, lo cual produce que se generen fuerzas de cizallamiento a lo largo de la dirección principal, además de esto es bien sabido que el concreto es débil a tensión, produciendo que se generen ciertas cizallas en el elemento en la dirección perpendicular a las tensiones presentadas generando las tan conocidas fallas a cortante.

5.9.4. Desplazamiento a cortante en secciones no fisuradas

Es el desplazamiento a cortante producido antes del punto de fisuración del elemento, este punto corresponde al fisuramiento por flexión del elemento. La rigidez no fisurada a cortante está definida como la pendiente de la fuerza cortante vs el desplazamiento a cortante

$$\frac{V}{\Delta_{CORTANTE}} = \frac{G A}{L}$$

Ecuación 20 Desplazamiento a cortante de secciones no fisuradas.

Dónde:

- $V =$ Fuerza a cortante.
- $\Delta_{CORTANTE} =$ Desplazamiento a cortante antes del fisuramiento.

Esta ecuación implica tomar una distribución uniforme del esfuerzo cortante a lo largo de la sección transversal del elemento, lo cual es una asunción válida para elementos de concreto reforzado, arrojando como resultado:

$$\frac{V L}{G A} = \Delta_{CORTANTE}$$

Ecuación 21 Desplazamiento a Cortante de elementos no fisurados.

Expresión que es bien aceptada para relacionar el desplazamiento a cortante con la fuerza a cortante antes del fisuramiento.

5.9.5. Modelos para desplazamiento a cortante en la Fluencia

Se han desarrollado diferentes teorías para encontrar el desplazamiento a cortante en un elemento, se citaran dos de los más importantes modelos encontrados a continuación:

5.9.5.1. Modelo propuesto por Priestley

El modelo dado por (Priestley., R, & Y, 1994) ha propuesto dividir este desplazamiento en dos diferentes partes (Bhosale, 2012):

- Cortante desarrollado por el concreto Δ_{sc}
- Desarrollado por el refuerzo a cortante Δ_{ss}

Las cuales están definidas de la siguiente manera:

$$\Delta_{sc} = \frac{2L(Vc + Vp)}{0,4 Ec * 0,8 Ag}$$

Ecuación 22 Desplazamiento a cortante según Priestley.

Dónde:

- L = Longitud de la Viga
- Ag = Area gruesa de la seccion transversal
- Ec = Modulo de elasticidad del elemento
- Vc = Resistencia a cortante proporcionada por el concreto
- Vp = Resistencia al cortante proporcionada por la fuerza axial del elemento

5.9.5.2. Modelo propuesto por Sozen

Sozen en su publicación (Sozen, 2002) , desarrollo una ecuación basada en las mediciones producidas por el desplazamiento a cortante durante una investigación práctica, con ayuda de regresiones a los datos obtenidos, el desplazamiento a cortante en la fluencia se define como

$$\delta_{cortante} = \frac{3}{0,2 + 0,4 Pr} \frac{VyL}{Ec Ag} \quad \text{Ecuación 23 Desplazamiento a cortante según Sozen.}$$

Dónde:

- $Vy = \frac{2M_y}{L}$
- $M_y = \text{Capacidad a momento en la Fluencia}$
- $P = \text{Es la relación entre el Axial aplicado a la estructura y la capacidad a Axial del Elemento.}$

5.9.6. Desplazamiento último a cortante

Se han desarrollado los siguientes modelos para encontrar el desplazamiento último a cortante:

5.9.6.1. Park and Paulay (1975)

(Paulay & Park, 1974) Propusieron una metodología para evaluar el desplazamiento último a cortante en vigas, el cual ha sido comúnmente utilizado también para elementos tipo Columna

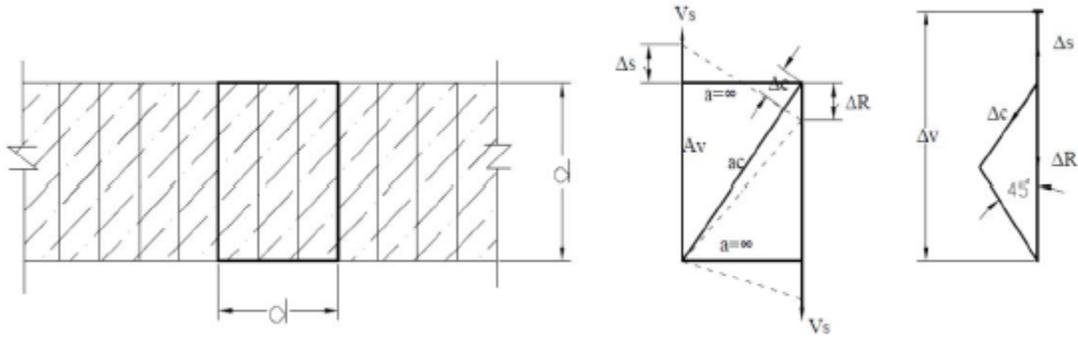


Ilustración 20 Desplazamiento a Cortante en una viga. Fuente: Tomada de (Bhosale, 2012)

Tomando en cuenta la geometría el desplazamiento último a cortante se define de la siguiente manera:

$$\Delta_v = \Delta_s + \sqrt{2} \Delta_c$$

Ecuación 24 Desplazamiento ultimo a cortante

Donde:

$$\Delta_c = \frac{2\sqrt{2}V_s}{E_c b_w}$$

Ecuación 25 Desplazamiento a cortante por compresión del concreto.

$$\Delta_s = \frac{V_s s}{E_s A_v}$$

Ecuación 26 Elongación de los estribos.

Donde:

- Es: Modulo de elasticidad del Acero de refuerzo.

5.9.6.2. CEB 1985

El CEB o (Comité Euro-International du Béton, 1985), tomo como referencia la teoría dada por Park and Paulay (1975), realizando una pequeña modificación a la resistencia al cortante,

sumándole la resistencia dada por el refuerzo a cortante la resistencia proporcionada por el concreto, con lo que nos lleva a la siguientes expresiones :

$$\Delta_v = \Delta_s + \sqrt{2 \Delta_c}$$

Ecuación 27 Desplazamiento ultimo según CEB

Donde:

$$\Delta_c = \frac{2\sqrt{2}(V_s + V_c)}{E_c b_w} =$$

Ecuación 28 Compresión del concreto - acortamiento.

$$\Delta_s = \frac{(V_s + V_c)s}{E_s A_v} =$$

Ecuación 29 Compresión del Concreto - acortamiento.

Tomando en cuenta la investigación realizada por (Bhosale, 2012) , en donde comparó todas estas investigaciones para una viga rectangular de concreto reforzado ha llegado a la conclusión de que el modelo matemático más acertado para encontrar el desplazamiento ultimo del concreto es el dado por Park and Paulay (1975) o el CEB 1985.

5.10 Rotulas a cortante

Actualmente la mayoría de los códigos de diseño estructural, dan directrices al diseñador para que en sus estructuras se produzca una falla dúctil por momento, donde las rotulas por flexión se pueden desarrollar por completo, esto tomando en cuenta que se les asigne el adecuado acero de refuerzo, correspondiente a la capacidad ultima a momento, comportamiento que es de esperarse en códigos que son provistos para generar fallas a momento y no por cortante.

Estos códigos dejan de lado por completo, estructuras existentes como las diseñadas con sistema estructural en reticular celular y estructuras con deficiencias a cortante ya sea por su concepción o proceso de diseño u por falencias en su proceso constructivo, este comportamiento puede ser previsto modelando vigas por cortante en la estructura, estas vigas van a estar localizadas exactamente en el mismo punto donde se localizan por flexión cerca a los nodos donde unen con

las columnas, en los elementos que cuentan con rotulas a cortante y a flexión, una vez que la rótula por cortante se ha generado, el momento demandado en el nudo se restringe y por lo tanto la rótula por flexión nunca se va a desarrollar.

Se va a introducir el concepto de rotula a cortante, mostrando su forma de simulación y dando los parámetros principales para graficarla, esto bajo la hipótesis de que la curva Fuerza cortante vs deformación se presenta de forma simétrica como se muestra en Ilustración 20. La resistencia a cortante que aporta el refuerzo transversal puede ser obtenida de la siguiente manera.

La Ilustración 21 muestra la curva típica de comportamiento para una rotula a Cortante,

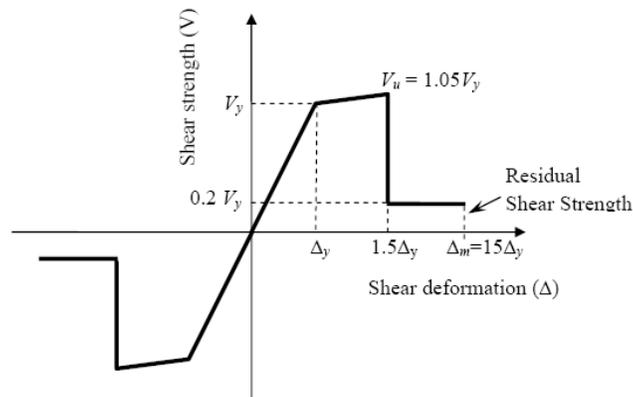


Ilustración 21 Curva Fuerza Cortante vs Deformación. Fuente: Tomada de (Bhosale, 2012)

Donde:

- $V_u = \text{Resistencia Ultima a Cortante.}$
- $V_y = \text{Resistencia a cortante del concreto en la fluencia.}$

Está definida de la siguiente manera:

$$V_u = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 30 Resistencia ultima a cortante.}$$

Tomando V_s como la resistencia a cortante del refuerzo perpendicular de elemento, definido según la NSR 10 C11.4.7.2, como:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} d}{s} \quad \text{Ecuación 31 Resistencia a cortante de los estribos.}$$

Donde:

- $A_v = \text{Área de refuerzo de cortante con un espaciamento } s, \text{ mm}^2.$
- $f_{yt} = \text{Resistencia especificada a la fluencia } f_y \text{ del refuerzo transversal, MPa.}$
- $d = \text{Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm.}$

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c}b_w d$$

Ecuación 32 Resistencia a cortante del concreto.

Donde:

- $\lambda =$
Factor de modificacion, definido en detalle en el Capitulo C8,6 de la NSR 10.
- $f'c = \text{resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa}$
- $b_w = \text{ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm,}$

5.10.1. Cálculo Del Esfuerzo Y Desplazamiento Último A Cortante

Se toma el resultado provisto por el Park and Paulay (1975) o el CEB 1985, definidos en la sección 5.9.6.

Características básicas para del diseño de estructuras metálicas

5.11.1. Métodos de Diseño: ASD Y LRFD

Las especificaciones generales utilizadas para el diseño de estructuras metálicas, están basadas en las normas (American Institute of Steel Construction Inc, 2005), las cuales consideran dos métodos de diseño, el primero de ellos es el basado en las tensiones admisibles, denominado ASD por sus siglas en Ingles (Allowabled Strength Desing), y el método basado en factores de carga y resistencia, denominado LRFD por sus siglas en Inglés (Load and Resistance Factor Design).

Los métodos de diseño nombrados anteriormente, se basan básicamente, el primero de ellos ASD, en verificar que las tensiones a las cuales se ven sometidos los elementos estructurales, nunca excedan una tensión admisible, la cual es el resultado de dividir la resistencia del material o Tensión por fluencia F_y , por un factor de seguridad Ω , la combinación de estados de carga requerida para este método de diseño, estipulada por (American Institute of Steel Construction Inc, 2005), es la siguiente:

1. $D+F$
2. $D+H+F+L+T$
3. $D+H+F+(L_R \text{ o } S \text{ o } R)$
4. $D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_R \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $D + H + F + (W \text{ o } 0.7E)$
6. $D + H + F + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_R \text{ o } S \text{ o } R)$
7. $0.6D + W + H$
8. $. 0.6D + 0.7E + H$

Dónde:

- $D =$ Carga permanente dada por el peso Propio.
- $F =$ Carga dada por Fluidos
- $T =$ a acción resultante del impedimento de cambios dimensionales
- $H =$ Carga dada al empuje lateral de los Suelos.
- $L =$ Sobrecarga dada por el Uso.
- $L_R =$ Sobrecarga en Cubiertas.
- $S =$ Carga por Nieve.
- $R =$ Carga dada por LLuvias.
- $W =$ Carga dada por Viento.
- $E =$ Carga representada por la Accion Sismica.

Por otro lado el método llamado LRFD, se basa en la evaluación de determinados estados Limite, los que se convierten en condiciones aplicadas a todos los elementos de la estructura de

manera global, o a determinados elementos de la estructura de manera local, dichos estados límites se subdividen en dos grupos Fundamentales.

- Estados Límites de Servicio: Son los vinculados a condiciones de funcionamiento, con su incumplimiento se puede llegar a afectar el normal uso de la construcción.
- Estados Límites de resistencia: Estos estados son los relacionados con la capacidad última resistente de los elementos, vinculados directamente con la seguridad de la estructura, previniendo daños graves u colapso, algunos de los estados que se tienen en cuenta como límites de resistencia son: fluencia, rotura, formación de rotulas plásticas, inestabilidad local, pandeo local y pandeo torsional.

Los estados nombrados anteriormente se verifican, realizando una simple comparación, entre las solicitaciones resultantes generadas por las combinaciones de carga mayoradas y la resistencia correspondiente al estado bajo evaluación, esto se resume en la siguiente condición, (Asociación Latinoamericana del Acero):

$$\text{Resistencia Requerida } R_u \leq \text{Resistencia de Diseño, } R_d$$

Criterio que puede ser expresado mediante la siguiente ecuación:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad \text{Ecuación 33 Criterio de selección de resistencia.}$$

Dónde:

- $\lambda_i = \text{Factores de Carga}$
- $Q_i = \text{Cargas o Sobrecargas de Servicio}$
- $\phi = \text{Factor de resistencia del estado límite}$
- $R_n = \text{Resistencia nominal}$

Los Factores de carga λ_i , varían dependiendo el estado límite que se esté evaluando, por ejemplo: 0.90 para fluencia en miembros en tracción, 0.75 para fractura, 0.85 para miembros en compresión y 0.90 para componentes sometidos a flexión y corte. (Asociación Latinoamericana del Acero).

Las combinaciones de carga requeridas para este método de diseño, dadas por (American Institute of Steel Construction Inc, 2005), son las siguientes:

1. $1.4(D+F)$.
2. $1.2(D+F+T) + 1.6(L+H) + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$.
3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8W)$.
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$.
5. $1.2D + 1.0 E + L + 0.2S$.
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$.
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$.

6 METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La metodología para encontrar las curvas de fragilidad, se muestra en el cuadro de flujo de la Ilustración 21.

Para elaborar un análisis de vulnerabilidad no hay un único método, en cada paso de este proceso, hay mucha incertidumbre, desde la elección de los registros de aceleración, hasta la configuración estructural de las edificaciones bajo análisis. En el este estudio se mostrara una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones, evaluando las condiciones necesarias de cada uno de los pasos subsecuentes para la obtención de las curvas de fragilidad de las estructuras.

En los capítulos siguientes se explicara de manera detallada cada uno de los pasos necesarios establecidos en Ilustración 21

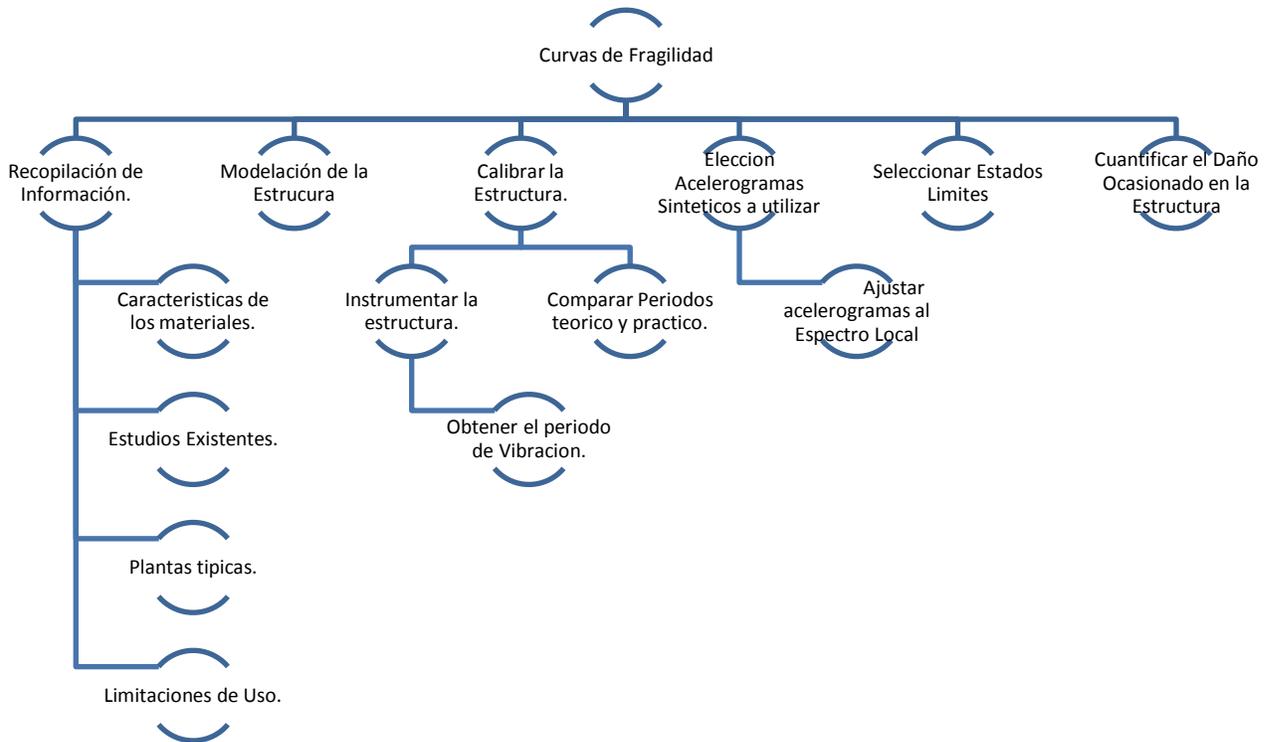


Ilustración 22 Metodología Utilizada para la derivación de las curvas de fragilidad

6.1 Recopilación de información

Previo a la elaboración del análisis de vulnerabilidad, se realizó una búsqueda exhaustiva de información existente para poder realizar el proyecto, por lo cual se da a continuación un breve recuento de la información que se logró recuperar.

- Estudio de vulnerabilidad sísmica hospital universitario San Ignacio
- Planos existentes: Se encontraron planos existentes del HUSI, tanto estructurales como arquitectónicos, donde se detallan parámetros importantes para la geometría de la estructura, se detallan cortes, y despiece de algunos elementos, dimensiones de los elementos entre otras.
- Estudio de Microzonificación sísmica realizada al campus de la Pontificia Universidad Javeriana (INSTITUTO GEOFÍSICO UNIVERSIDAD JAVERIANA, 2002).

A continuación se darán detalles de la información encontrada, como plantas típicas, resultados de los estudios materiales realizados al Hospital Universitario San Ignacio, entre otros:

6.1.1. Planta Típica de las estructuras

A continuación se muestran las plantas típicas de las estructuras bajo análisis y se hace un breve recuento de sus principales características ver Ilustración 23:

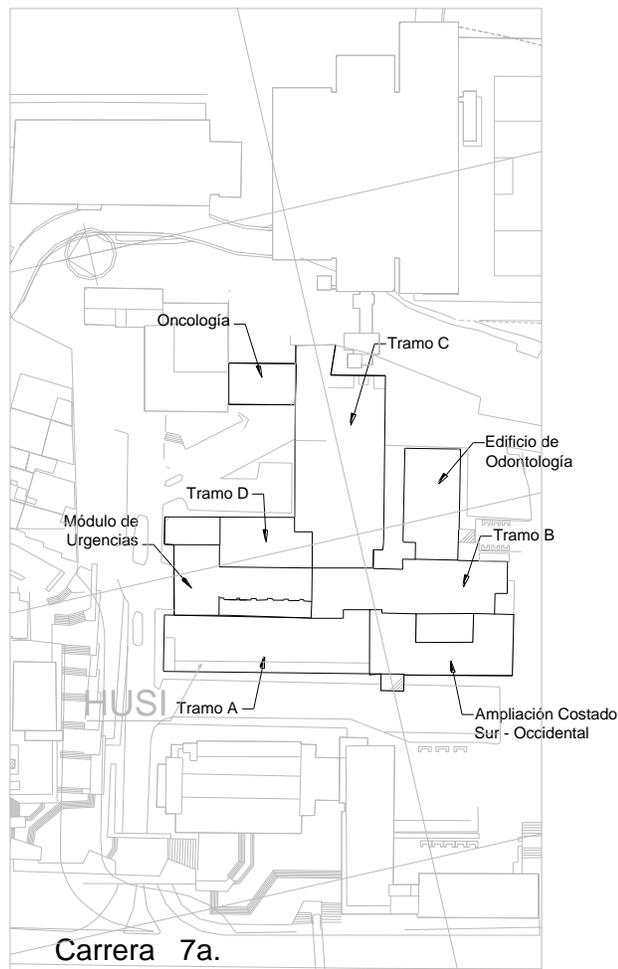


Ilustración 23 Localización de las estructuras bajo estudio. Fuente: Tomado de: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA HOSPITAL UNIVERSITARIO SAN IGNACIO (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

6.1.2. Plantas típicas del Hospital:

Se tomaron del Estudio de vulnerabilidad sísmica Hospital universitario San Ignacio (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002), las plantas típicas de cada uno de los módulos bajo estudio, se muestra una de las plantas típicas encontradas para la investigación:

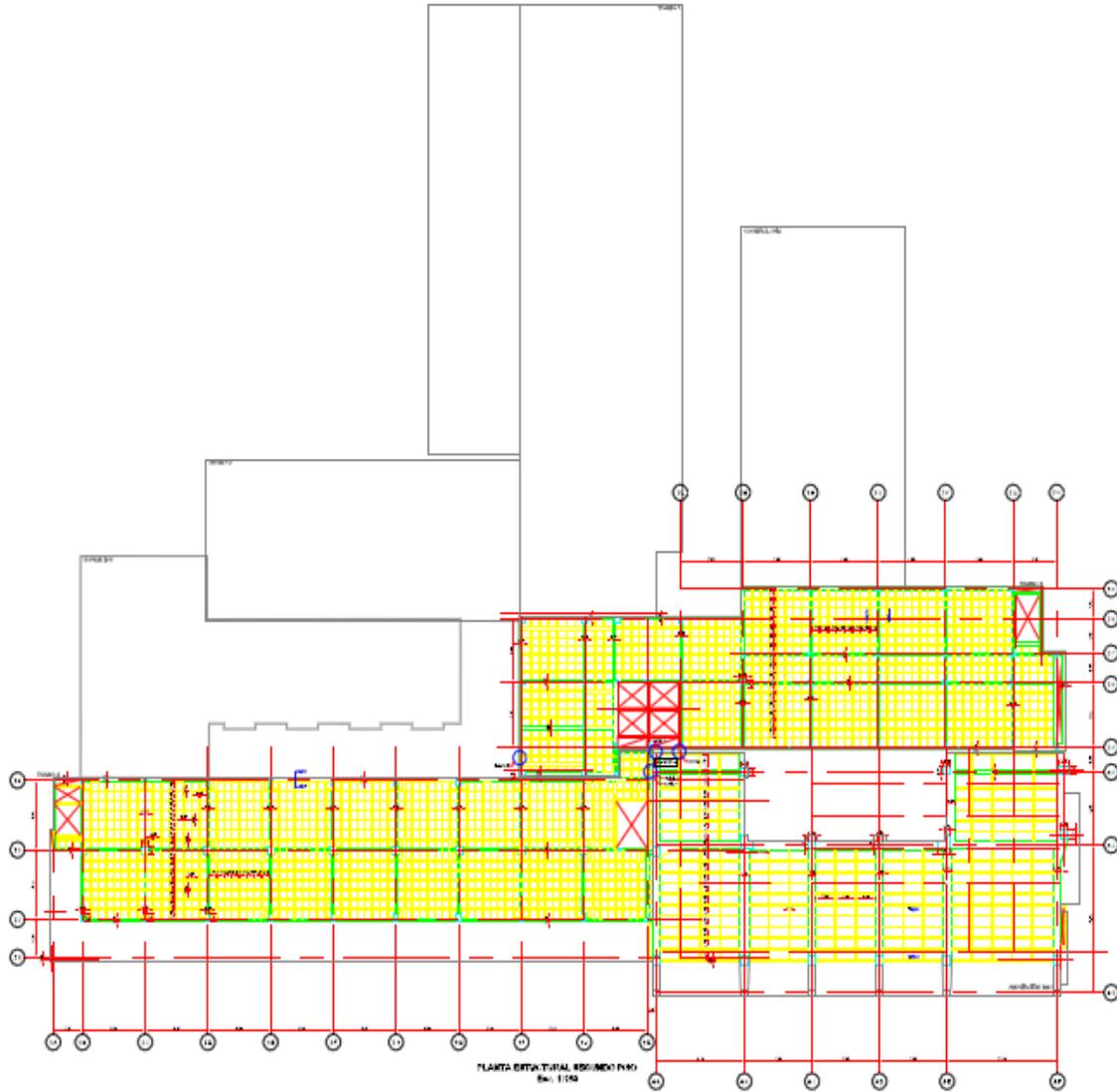


Ilustración 24 Plantas edificios bajo análisis, Fuente: Tomado de estudio de vulnerabilidad sísmica Hospital universitario San Ignacio (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002).

Tabla 11 Años de construcción de los módulos bajo estudio. Fuente: Adaptado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

EDIFICIO	UBICACIÓN EN EL PLANO	AÑO DE CONSTRUCCIÓN
Modulo A	Extremo izquierdo	1950 – 1955
Modulo B	Parte Superior del Plano	1950 – 1955
Ampliación Costado Sur-Occidental	Extremo inferior derecho	1992

6.1.3. Propiedades de los materiales y condiciones de construcción

Las propiedades de los materiales que se van a enunciar a continuación, fueron extraídas del Estudio de patología estructural, determinación de las propiedades de los materiales y de las condiciones de construcción, modulo que hace parte del estudio desarrollado por (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002).

En el estudio de vulnerabilidad sísmica del Hospital Universitario San Ignacio, era de vital importancia conocer las propiedades de los materiales que conforman las estructuras del Hospital, y verificar que las condiciones existentes fuera similar a las definidas por los planos de diseño.

En dicho estudio se realizó un programa de investigación de las propiedades de los materiales y verificación de las condiciones de construcción, utilizando ensayos destructivos y no-destructivos con el respaldo del laboratorio de pruebas y ensayos del departamento de Ingeniería Civil y la dirección de recursos físicos de la Pontifica Universidad Javeriana

6.1.4. Normatividad utilizada

El estudio de vulnerabilidad sísmica del HUSI se realizó siguiendo la metodología definida en la NSR-98 y el FEMA-310.

El FEMA-310, no exige una investigación cuantitativa para determinar la resistencia de los materiales ni la calidad de la construcción en edificaciones construidas a las cuales se les va a determinar su vulnerabilidad sísmica. Por el contrario, el FEMA-356 sí presenta unos requisitos

de investigación mínima requerida para las edificaciones que vayan a ser rehabilitadas sísmicamente.

El programa de investigación se definió cumpliendo con los requisitos exigidos en los capítulos 2.2.6 *Data Collection Requirements* y 6.3 *Material Properties and Condition Assessment (Concrete)* del FEMA-356. Para la obtención, preparación y ensayos de las muestras se cumplió con la siguiente normatividad:

Tabla 12 Normatividad Utilizada en el estudio de materiales desarrollado. Fuente: Adaptada de (Amezquita, Prieto, & Muñoz, 2002)

Obtención de muestras de concreto	NTC 3658 (ASTM C42) Método de la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas.
Refrentado de muestras de concreto	NTC 504 (ASTM C617) Refrentado de especímenes cilíndricos de concreto.
Resistencia a la compresión del concreto	NTC 673 (ASTM 639) Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto.
Módulo de elasticidad del concreto	NTC 4025 (ASTM C469) Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad estático y la relación de poisson en concreto a compresión.
Lectura de la Velocidad Ultrasonido en campo	NTC 4325 Método de ensayo para la determinación del pulso ultrasónico a través del concreto.

6.2 Investigación realizada y resultados encontrados

De acuerdo a la normatividad nombrada anteriormente, en el programa de investigación se realizaron 91 lecturas de ultrasonido y se extrajeron 21 núcleos de concreto, como se muestra a continuación:

Tabla 13 Detalle de las pruebas realizadas para el estudio de Materiales. Fuente: Adaptada de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

ID	Estructura	Núcleos de Concreto	Lecturas de Ultrasonido*
TA	Tramo A	8	35
TB	Tramo B	10	35
AM92	Ampliación Costado Sur-Occidental	3	21
	TOTAL	21	91

Los núcleos de concreto fueron utilizados para determinar el Módulo de Elasticidad Estático y su resistencia a la compresión como se muestra en la Tabla 15 . Los resultados de ultrasonido realizado en el HUSI como se muestra en la Tabla 13, se utilizaron para determinar qué tan homogéneo son los concretos en los diferentes edificios y adicionalmente correlacionar con los resultados de los núcleos con el fin de determinar unas propiedades más representativas de la edificación.

Tabla 14 Número de Ensayos Realizados. Fuente: Adaptado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

ID	Estructura	Lecturas de Ferroskan	Lecturas de PS-20	Apiques de Verificación
TA	Tramo A	27	33	4
TB	Tramo B	34	35	3
AM92	Ampliación Costado Sur-Occidental	12	26	3
	TOTAL	134	110	14

Los resultados obtenidos de los núcleos ensayados en el laboratorio son los siguientes:

Tabla 15 Resultados de Modulo de Elasticidad y Resistencia a la Compresión Fuente: Adaptado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002).

Datos Generales		Módulo de Elasticidad			Resistencia a la Compresión	
<i>ID</i>	<i>Estructura</i>	<i>Cant.</i>	<i>Prom [MPa]</i>	<i>Desv Est [%]</i>	<i>Prom [Mpa]</i>	<i>Desv Est [%]</i>
TA	Tramo A	8	19.000	15	24.4	26
TB	Tramo B	11	20.479	14	24.3	44
AM92	Ampliación Costado Sur-Occidental	1	17.415	-	33.7	-

Los resultados obtenidos de las lecturas de velocidad del pulso ultrasónico son los siguientes:

Tabla 16 Resultados de las lecturas de velocidad del pulso ultrasónico. Fuente: Adaptado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002).

ID	Estructura	Velocidad [km/s]	Desv Estándar [%]
TA	Tramo A	3.266	0.489
TB	Tramo B	3.230	0.288
AM92	Ampliación Costado Sur-Occidental	3.462	0.263

Se obtuvieron dato estadístico del porcentaje de elementos que cumplían con las especificaciones de los planos con el fin de cuantificar la calidad de la construcción. Los resultados fueron los siguientes:

Tabla 17 Diferencia entre secciones de los módulos bajo estudio. Tomado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002) :

ID	Estructura	Dimensiones		Diám Ref		Cant Ref		Sep Estr	
		Total	%	Total	%	Total	%	Total	%
TA	Tramo A	29	95	19	80	48	90	48	100
TB	Tramo B	35	100	26	100	61	95	61	100
AM92	Ampliación Costado Sur-Occidental	26	100	6	100	32	100	32	100

6.3 Criterios de muestreo

Para la cantidad y ubicación de las muestras se utilizaron los criterios mostrados a continuación, para la mayoría de las estructuras, ya que tanto la resistencia de diseño especificada del concreto

como la del acero de refuerzo se conocían, debido a que estos valores se encuentran en los planos y documentos de la época.

Para ejecutar estas pruebas es necesario se cumplan los siguientes requerimientos:

- Cumplir con la cantidad de muestras exigida por el FEMA-356 Num. 6.3.2.4.5 Usual Testing
- Realizar la investigación teniendo en cuenta las diferentes etapas de construcción.
- Evitar la extracción de núcleos de concreto en las zonas restringidas por el HUSI y en sitios donde existieran acabados especiales (p.ej. alfombras, baldosas, mármol, etc.)
- Extraer núcleos en elementos de fácil acceso y con densidad del refuerzo tal que permitiera el ingreso de la broca sin dañar el acero de refuerzo.
- Realizar lecturas de velocidad del pulso ultrasónico en todos los sitios donde operativamente se pudieran tomar lecturas directas o semi-directas.
- Realizar la verificación de las dimensiones, disposición y diámetros del refuerzo en elementos del sistema de resistencia sísmica y de fácil acceso.

Los requisitos de ensayos de materiales exigidos por el FEMA-356 para un grado de investigación normal (Usual Testing) son los siguientes:

- (a) Si la resistencia de diseño del concreto se conoce, se debe extraer al menos un (1) núcleo por cada una de las resistencias especificadas utilizadas en la construcción de la edificación, con un mínimo de tres (3) núcleos para la totalidad del edificio.
- (b) Si la resistencia de diseño del concreto no se conoce, se debe extraer al menos tres (3) núcleos por cada una de las resistencias especificadas utilizadas en la construcción de la edificación, con un mínimo de seis (6) núcleos para la totalidad del edificio.
- (c) Si la resistencia de diseño del acero de refuerzo se conoce, se puede utilizar la resistencia la resistencia nominal sin necesidad de adelantar ensayos adicionales.

(d) Si la resistencia de diseño del acero de refuerzo no se conoce, se deben obtener al menos dos (2) probetas para ser falladas en el laboratorio.

6.4 Monitoreo e instrumentación

6.4.1. Planificación de las mediciones realizadas

Las mediciones que fueron realizadas en el HUSI, se realizaron teniendo en cuenta estudios previos realizados en las edificaciones y aspectos arquitectónicos del mismo, según el estudio realizado en el HUSI (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002), donde se evaluaron las derivas de los módulos mostradas en la Ilustración 25, indica los pisos en los que se espera mayor desplazamiento:

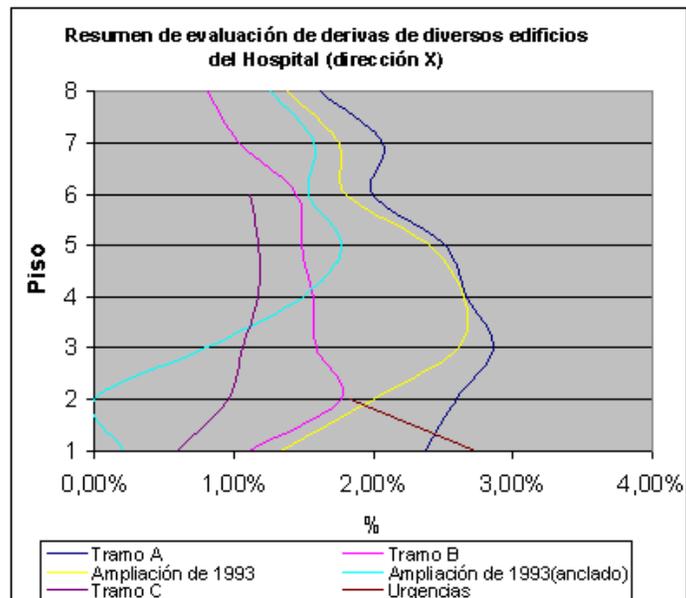


Ilustración 25 Derivas del Hospital Universitario San Ignacio, Dirección E-O, Fuente: Tomado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

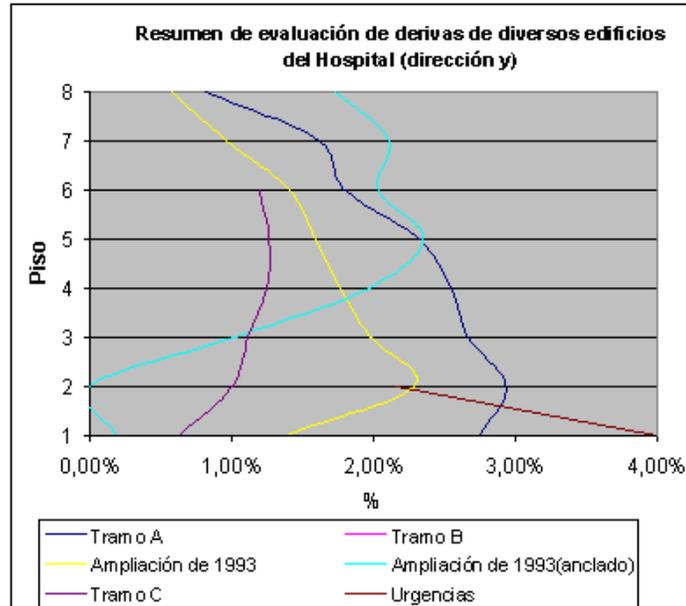


Ilustración 26 Derivas del Hospital Universitario San Ignacio, Dirección N-S, Fuente: Tomado de (Amezquita, Prieto, & Muñoz, 2002)

Con lo que se pudieron seleccionar los pisos 2, 3, 7, 9 y Azotea, para realizar la interpretación de los datos, se Anexan planos con la ubicación detallada de los puntos donde se realizaron las mediciones en la estructura.

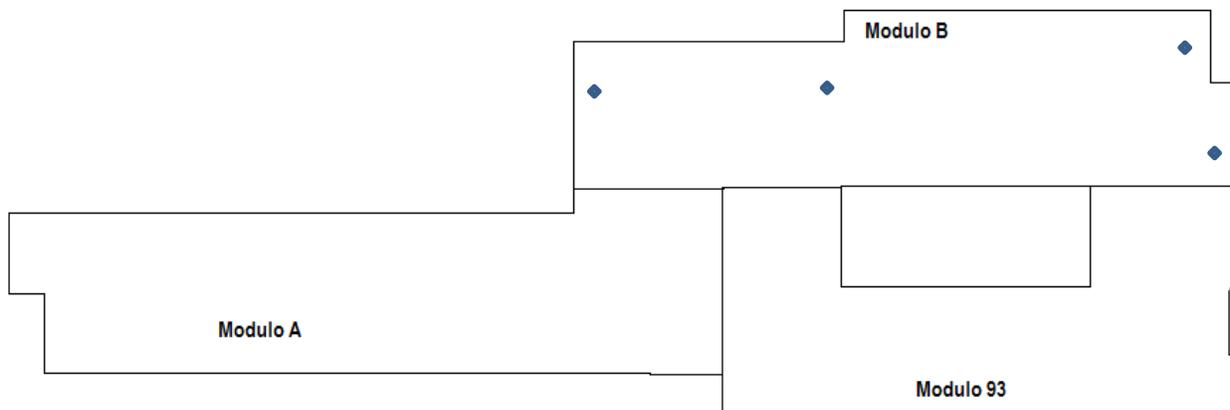


Ilustración 27 Ubicación de Acelerómetros en la Cubierta

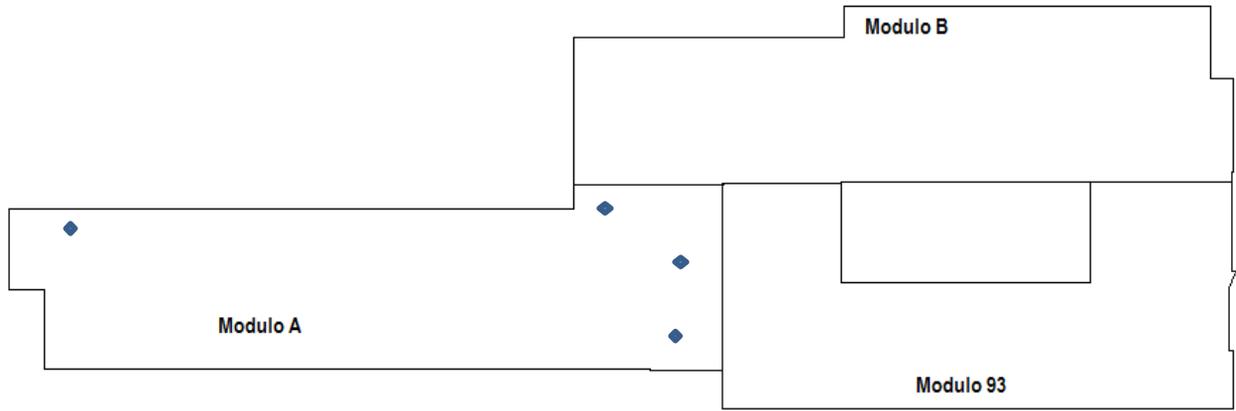


Ilustración 28 Ubicación de Acelerómetros Piso 9. Modulo A.

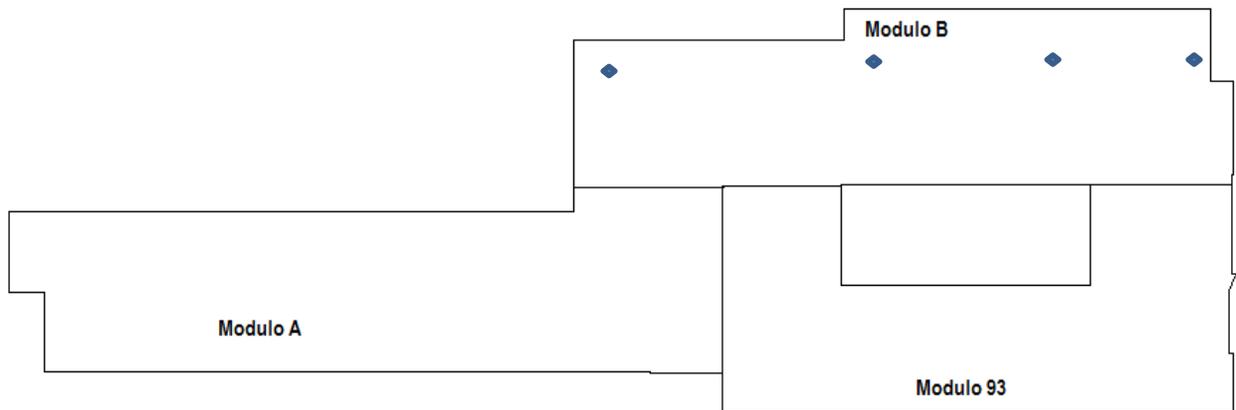


Ilustración 29 Ubicación de Acelerómetros Modulo B. Piso 9.

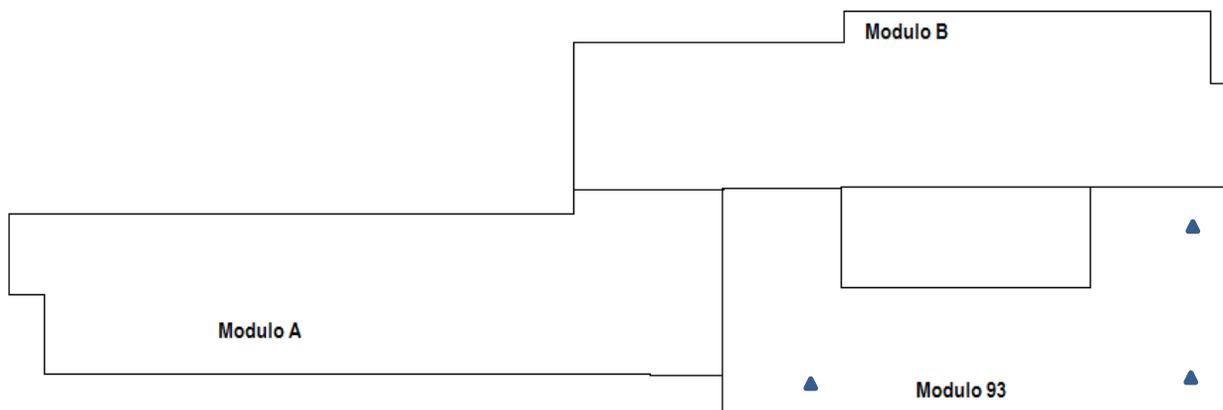


Ilustración 30 Ubicación de Acelerómetros Modulo 93. Piso 8, Se registraron las tres direcciones en el mismo Punto.

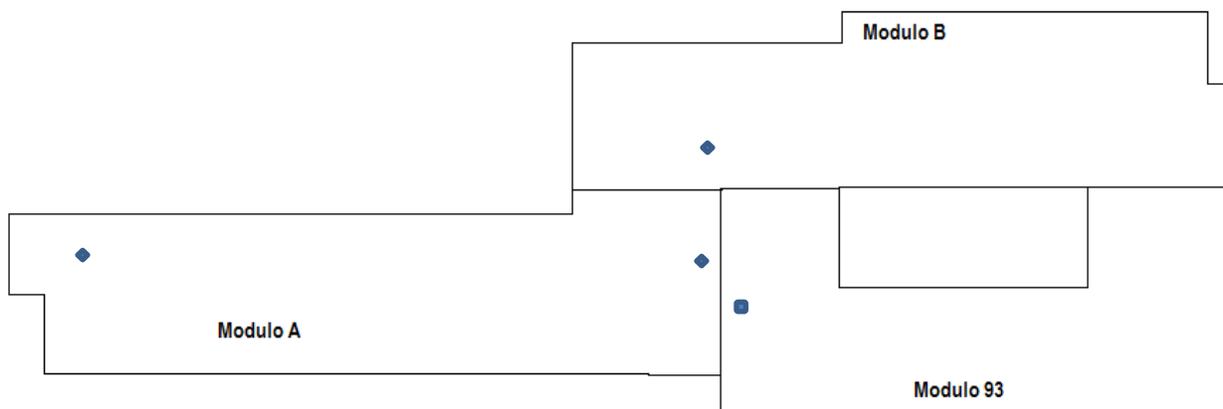


Ilustración 31 Adquisición de Aceleraciones. Piso 8.

En este caso particular, se seleccionó como referencia un acelerómetro en el Primer piso de la Edificación el cual fue señalado con un marcador cuadrado.

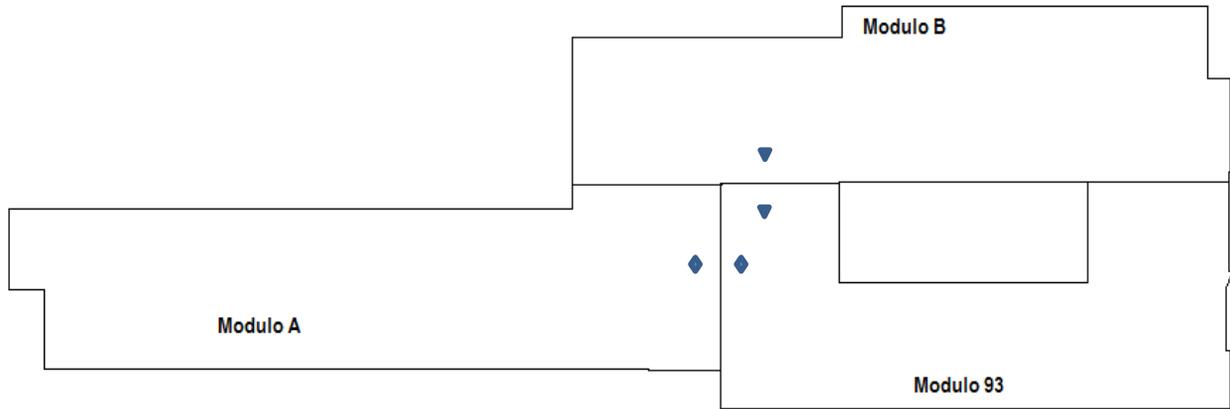


Ilustración 32 Adquisición de Aceleración en las uniones entre el Modulo 93, Modulo A y Modulo B.

6.5 Estudio de vibraciones ambientales

La adquisición de las señales, se realizó tomando en cuenta tanto consideraciones locales en la estructura, como normatividad, disposiciones horarias para el personal que trabaja HUSI, entre otras.

Para tener pleno conocimiento de la distribución de la estructura y posibles zonas de acceso para la adquisición de datos, se realizaron visitas al Hospital San Ignacio, estas visitas fueron llevadas a cabo con el fin de contrastar la información disponible en los planos, identificar posibles puntos de medición y zonas restringidas del Hospital, como bien sabemos todas estas estructuras se caracterizan por tener zonas de acceso limitado. Como las zonas reservadas para cuidados intensivos, cirugías y zonas de aislamiento Tomando en cuenta estas consideraciones se llegaron a tener la siguiente disposición de acelerómetros, ver Anexos.

6.5.1. Duración de cada etapa de adquisición de datos

Basados en las recomendaciones dadas por el Sitte Effects Assesent Using Ambient Excitation (“SESAME”), se recomienda las duraciones mostradas en la Tabla 18 para la adquisición de vibraciones ambientales en estructuras las cuales están en función de las frecuencias de vibraciones esperadas de la estructura.

Tabla 18 Duración mínima de Adquisición de datos según duración de la muestra

Tipo de Parámetro	RECOMENDACIONES PRINCIPALES	
	Frecuencia Mínima esperada, fo (Hz)	Recomendación mínima de tiempo (Segundos)
Duración mínima de las mediciones	0.2	30'
	0.5	20'
	1	10'
	2	5
	5	3
	10	2

Para estimar la duración de las medidas de vibraciones ambientales se tomaron en cuenta factores como los dados por el “SESAME”, mencionados anteriormente y nociones previas explicadas previamente en este trabajo.

Es de esperar que el periodo aproximado de la estructura, tomando en cuenta su sistema estructural sea mucho mayor que el de una estructura convencional compuesta por pórticos resistentes a momento, en la cual se estimaría un periodo promedio igual a un décimo del número de pisos de la estructura, para una altura de 9 pisos, en este sistema estructural, analizando los resultados de las mediciones de vibraciones ambientales, resultados que van a ser mostrados en capítulos posteriores, se espera un periodo aproximado de 2.2 s a 3 s, lo que nos lleva a pensar en tomar datos por un periodo mínimo de 20 a 30 minutos.

6.5.2. Instrumentación de las mediciones

Tal vez uno de los procesos más críticos al realizar la identificación de frecuencias de edificaciones, es la adquisición de las vibraciones ambientales, no solo por las consideraciones que han de ser tenidas para su adquisición, sino la variabilidad de cada toma que se es realizada.

Para lograr la adquisición de vibraciones ambientales en la estructura, se implementó el proceso ilustrado en el diagrama mostrado a continuación, teniendo como resultado las señales mostradas en la Ilustración 55 Registro de Vibraciones Ambientales.:

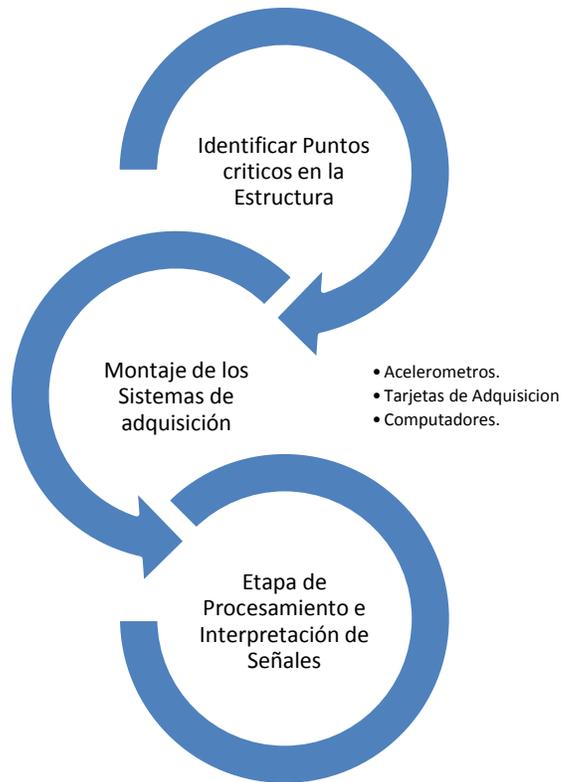


Ilustración 33 Secuencia Para la Adquisición de Vibraciones Ambientales.

6.5.3. Procesamiento e interpretación de los datos

Una vez se han instalado de manera adecuada los sistemas de adquisición de vibraciones Ambientales, compuesto por un acelerómetro de la marca Wilconxon 731 A, mostrado en la Ilustración 35 , es necesario procesar e interpretar las señales que están siendo adquiridas, para ilustrar este procedimiento se muestra al lector en la Ilustración 34 un diagrama general del proceso de adquisición de datos típicos de un sistema:

DIAGRAMA DE FLUJO

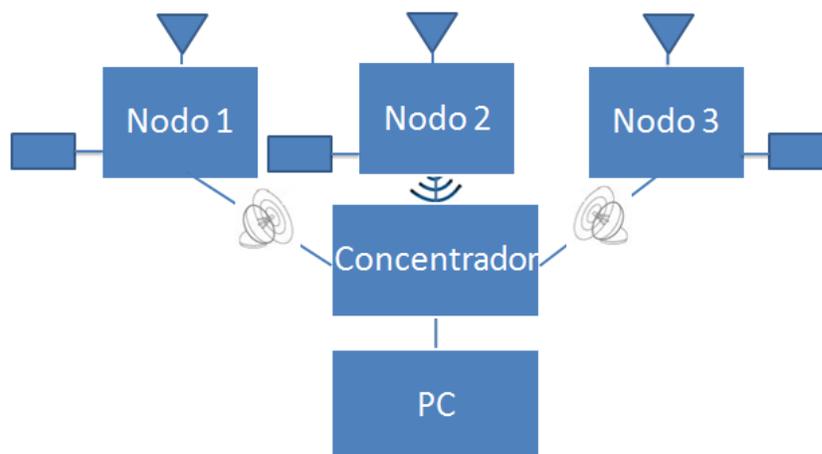


Ilustración 34 | Diagrama de flujo del sistema general de adquisición de datos. Fuente: Propia.



Ilustración 35 Acelerómetro Wilconxon A731 Uniaxial. Fuente: Tomado de (Vibration & Noise, 2013)

Entiéndase como nodo los diferentes puntos de adquisición que se tengan en la estructura, compuestos generalmente por un transductor u acelerómetro y un controlador, encargado de almacenar, procesar y distribuir los datos pertinentes. Estos nodos transmiten de manera alámbrica y/o inalámbrica los datos censados a un concentrador, el que tiene como objetivo almacenar temporalmente los datos adquiridos por el sistema, paso a seguir el concentrador transmite los datos al computador para que estos puedan ser almacenados de manera permanente y analizados dependiendo el tipo de investigaciones que se esté realizando.

6.6 Curvas de fragilidad de la estructura original

6.6.1. Modelamiento de las estructuras bajo análisis

Para el modelamiento de las estructuras bajo análisis, ya se contaba con modelos previamente definidos en el estudio realizado por (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002), donde se modelaron las estructuras bajo análisis, utilizando un sistema de viga equivalente que diera una sección de un ancho equivalente, que trabajará de manera parecida al sistema que se encuentra construido, se muestra a continuación en la Ilustración 36, Ilustración 37 e Ilustración 38 se muestran los modelos realizados:.

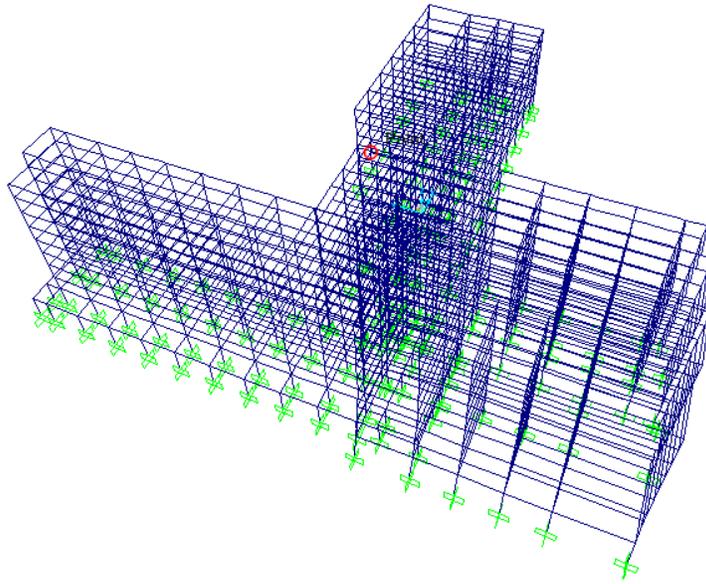


Ilustración 36 Modelo Estructural Pre - Existente Hospital Universitario San Ignacio - Sección Equivalente. Fuente: Tomado de (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

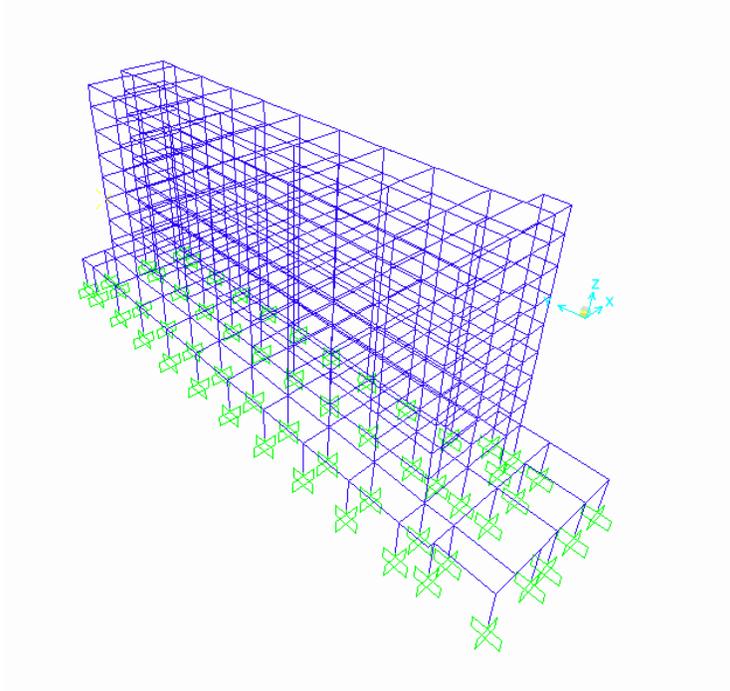


Ilustración 37 Modelo del módulo A, Fuente: Tomado de: (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

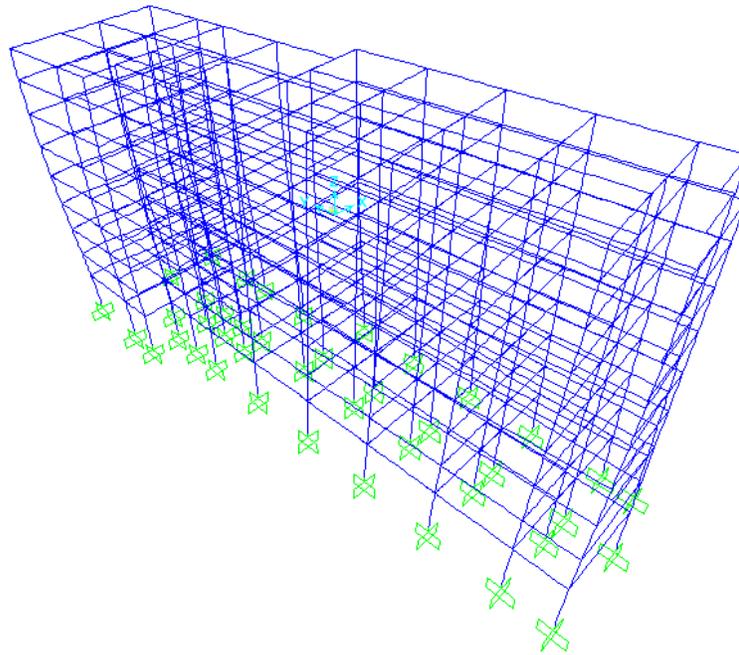


Ilustración 38 Modulo B - Hospital Universitario San Ignacio.
Fuente: Tomado de: (Amezquita , Prieto, & Muñoz , 2002)

Pero como se ha dicho en el presente trabajo de grado, estos tipos de edificaciones son contralras totalmente por su desplazamiento y sus fallas a cortantes, por lo tanto se vio en la necesidad de re estructurar los modelos con los que se contaba, proponiendo modelos que representaran de igual manera la estructura con el nivel de detalle necesario.se llegó a los modelos estructurales mostrados en la Ilustración 39, Ilustración 40 e Ilustración 41:

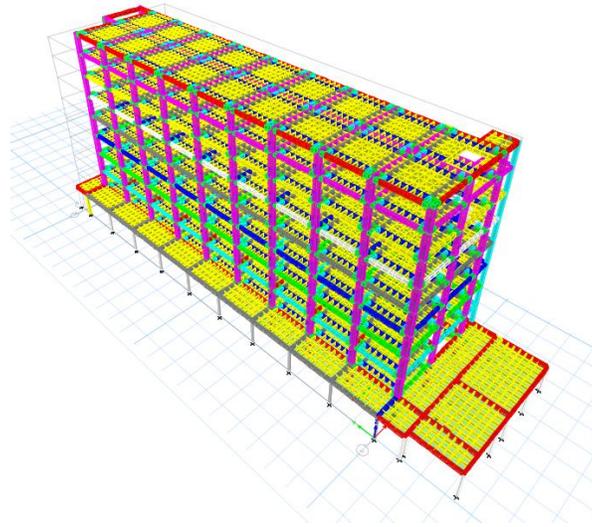


Ilustración 39 Modelo del módulo A. Hospital Universitario San Ignacio. Fuente: Propia.

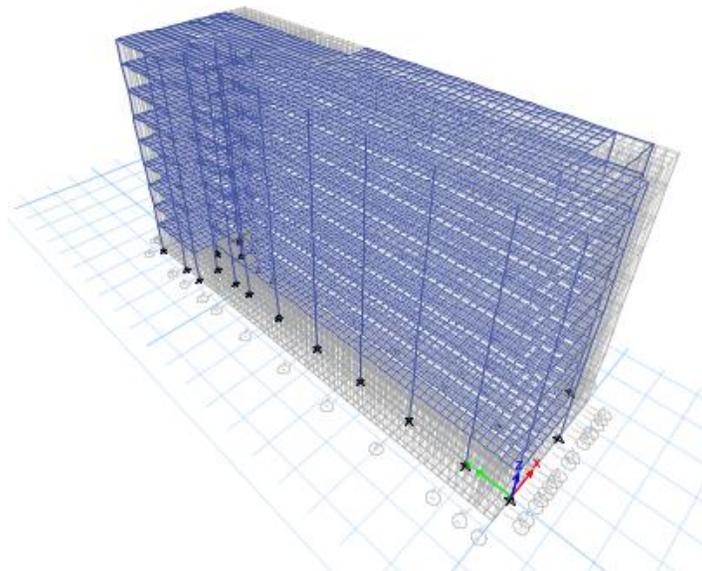


Ilustración 40 Modelo del módulo B. Hospital Universitario San Ignacio. Fuente: Propia.

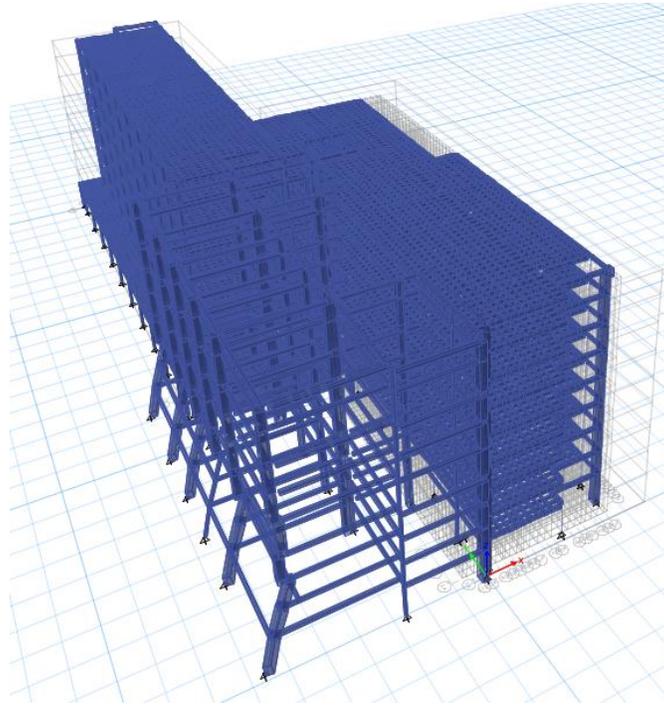


Ilustración 41 Módulos Unidos Hospital Universitario San Ignacio. Fuente: Propia.

Contrastando los dos modelos obtenidos se van a comparar sus propiedades básicas, modos de vibración.

MODELO	PERIODO	Unidades	Modo	Error
Modelo A con Secciones Equivalentes – SAP 2000	2,4819	S	1	5,27%
Modelo A Detallado – ETABS	2,351	S	1	
Modelo B con Secciones Equivalentes – SAP 2000	2,47	S	2	12,5%
Modelo B	2,16	S	2	

MODELO	PERIODO	Unidades	Modo	Error
Detallado – ETABS				
Modelo Completo simplificado – SAP 2000	2,4390	S	1	8,24%
Modelo Completo simplificado – ETABS	2,64	S	1	
Modelo Completo simplificado – SAP 2000	2,20	S	2	8,67 %
Modelo Completo simplificado – ETABS	2,41	S	2	
Modelo Completo simplificado – SAP 2000	1,85	S	3	10,5%
Modelo Completo simplificado – ETABS	2,069	S	3	

Ilustración 42 Comparación de Periodos entre los Modelos de SAP200 y Etabs.

Estas diferencias encontradas se pueden atribuir al detalle presentado en el avalúo de masas de las estructuras, debido a que esta característica intrínseca de la estructura es dependiente tanto de la masa como la de la rigidez de la misma.

6.6.2. Proceso de elaboración de los modelos estructurales

La elaboración de los modelos estructurales se llevó a cabo bajo el software ETABS ®, las características no lineales, se elaboraron apoyándose en el software de XTRACT, para crear las

rotulas plásticas de los elementos estructurales, entre otras aplicaciones informáticas utilizadas en el transcurso de esta investigación.

A continuación se darán detalles acerca del proceso de modelación de la estructura, que nos llevó como resultado a los modelos presentados anteriormente.

Una vez tenidas en cuenta las propiedades nombradas anteriormente, en el capítulo Recopilación de información, como son materiales, geometría, disposición general de los edificios, se elaboró la modelación de las estructuras.

- **Definición del entrepiso o losa:**

Es importante un aspecto en el proceso de modelación de dichas estructuras, al momento de crear la losa de entre piso esta debe ser asignada como tipo membrana, de no ser así las fuerzas que se transmiten a las vigas no serán correctas. A continuación se muestra el modelo típico utilizado para verificar la transferencia de cargas de la losa a los elementos de la estructura, además se muestra el cálculo para verificar las reacciones esperadas en el mismo.

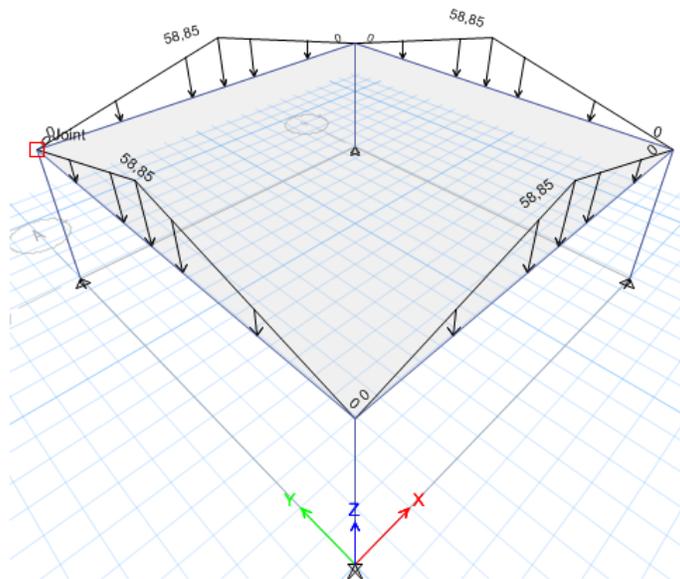


Ilustración 43 Pórtico típico para ilustrar la transferencia de cargas de la losa a los elementos de la estructura. Programa ETABS.

Características del modelo típico		
Losa Cuadrada		Unidades
L1	8	m
L2	8	m
t	0,2	m
Carga asignada por metro cuadrado		Unidades
q	10	Kn/m ²
Reacción esperada en los apoyos		Unidades
R	941,568	Kn
Reacción Obtenida en Etabs ,Tomando la losa como Membrana		Unidades
R	941,6	Kn

Ilustración 44 Características y Resultados del Modelo de Prueba. ETABS

- **Creación elementos barra:**

Existen varios procedimientos para agregar los elementos estructurales a utilizar, es por esto que recomendamos al lector un manual de diseño estructural apoyados en el programa Etabs para profundizar más en el tema.

- **Asignación de diafragma rígido:**

En el proceso de modelar una edificación, es muy importante definir diafragmas rígidos en la estructura, el diafragma rígido como se muestra en la *Ilustración 45* es una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su planos debe asignar diafragmas tanto a los elementos tipo losa o elementos tipo frame.

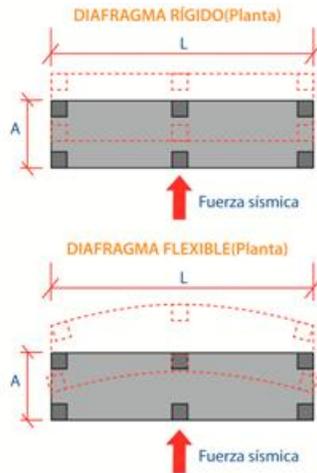


Ilustración 45 Comportamiento Diafragma Rígido. Fuente: Adaptado de (Corporación Aceros Arequipa , 2013)

- **Definición de masas de la estructura:**

En un análisis no lineal es fundamental, asignar la carga sísmica de la estructura, para esto debemos asignar las masas de la estructura, en diferentes códigos se estipula que la carga sísmica se debe asignar como un 100% de la carga muerta y un 25 % de la carga viva de la estructura.

- **Casos de carga**

Para la Evaluación de los modelos elaborados anteriormente se definieron diferentes tipos de carga, donde se agregaron cargas muertas, vivas y peso propio de los elementos, se analizaron casos de cargas no lineales como Push-Over y Time History , además se tuvieron en cuenta casos especiales como efectos P- Delta en el transcurso del análisis.

Se analizaron alrededor de 25 señales sísmicas, con diferentes intensidades sísmicas ,siendo medida esta intensidad tomando en cuenta el PGA de cada sismo , esto teniendo en cuenta desde señales cercanas , hasta fuentes lejanas, para así lograr un análisis más detallado de la estructuras , todas ellas como funciones de Time History .

Para el análisis no lineal utilizando Time History se procedió a crear casos no lineales , antecidos por un caso de carga estático no lineal realizando una combinación de un total de 100 % de la carga muerta y un 25% de la carga viva , esto para que las condiciones de análisis en el time History sean más acordes a la realidad, ya que como bien sabemos antes de que llegue el sismo los edificios no se encuentran en una condición inicial donde todas sus propiedades están

tal cual al momento de su concepción , tenemos que contemplar ciertas reducciones en la inercia de los elementos, lo cual se logra con la aplicación de este caso estático no lineal.

Evaluación de Cargas

Debido al detalle impuesto en los modelos estructurales realizados, en el avalúo de cargas no es necesario tomar en cuenta el peso de las viguetas en los modelos ya que estas han sido modeladas con los mismos, además de esto la distribución de cargas de estos modelos va a ser realizada, la cual va a ser distribuida como se indicó en el sub capítulo anterior denominado losa de entrepiso.

Tabla 19 Calculo de cargas muertas de la estructura.

Ítem	Calculo	Kg/m2
Cajón prefabricado	Valor típico comercial dado por Fabricantes	254
Acabados	$0.05 * 2200 =$	110
Muros divisorios	$(2.6/2.2) * 300 =$	455
Total		745 Kg/m2

De acuerdo con el capítulo B de la Normas Colombianas de Diseño y Construcciones Sismo Resistente de 1998 (NSR-10), los hospitales tienen las siguientes especificaciones referentes a la carga viva:

- Cuartos $2\text{KN}/\text{m}^2 = 200 \text{Kgf}/\text{m}^2$
- Salas de operaciones $4\text{KN}/\text{m}^2 = 400 \text{Kgf}/\text{m}^2$

Los dos módulos A y B corresponden a cuartos, consultorios y zonas de oficinas, luego se consideró para la aplicación de la carga viva en cada entrepiso $200 \text{Kgf}/\text{m}^2$.

6.7 Evaluación preliminar ante una respuesta sísmica.

Antes de llevar a cabo el análisis no lineal para evaluar la respuesta sísmica del HUSI ante un evento sísmico, es necesario evaluar el comportamiento estructural con un análisis no lineal estático (pushover estático) y un análisis por eigen-valores para determinar los modos fundamentales.

6.7.1. Análisis por Eigen Valores

Este análisis es llevado a cabo para identificar las características dinámicas de un sistema. Conocer los periodos de la estructura para vibraciones libres no amortiguadas nos ofrece una buena información acerca del comportamiento de la estructura. Al analizar los modos de vibración de una estructura es necesario definir 3 modos de análisis por piso 2 traslacionales y uno rotacional como se muestra en Ilustración 46, Ilustración 47 e Ilustración 48:

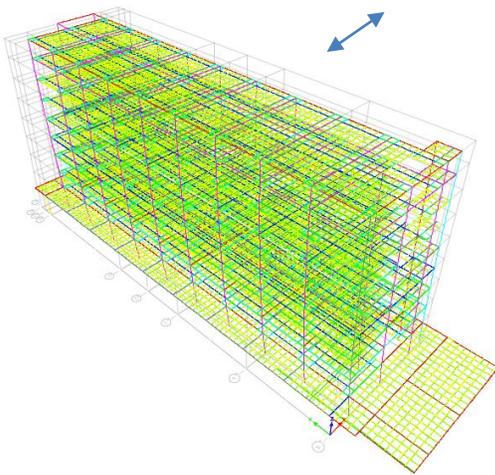


Ilustración 47 Modo uno de Vibración - Dirección Este Oeste

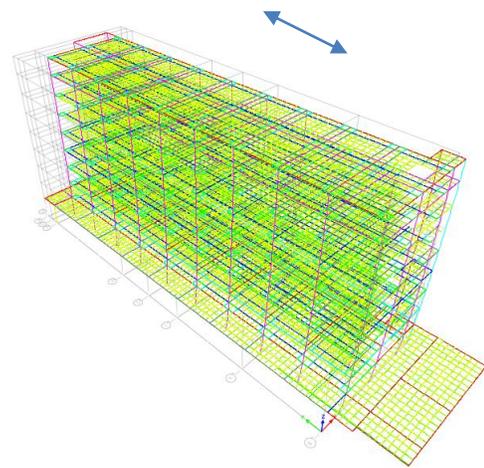


Ilustración 46 Modo dos de Vibración - Dirección Norte - Sur

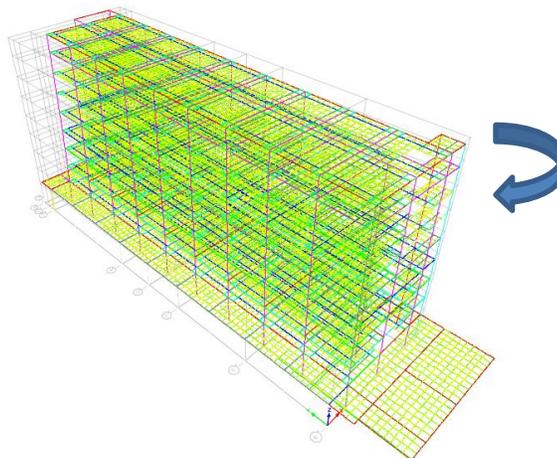


Ilustración 48 Modo tres de Vibración- Rotacional

6.7.2. Análisis de pushover

El análisis de Push Over estático es una solución simple para el problema de predecir la capacidad de fuerza y desplazamiento impuesto a la estructura y sus elementos. Por lo tanto este procedimiento no representa otra cosa diferente a una aproximación de la manera en la que se redistribuyen las fuerzas internas de los elementos al pasar el rango de comportamiento elástico de la estructura.

6.7.3. Análisis de Time History

Para implementar un análisis de Time History es necesario seleccionar acelerogramas sintéticos adecuados para ejecutar este tipo de análisis, en los capítulos subsecuentes se mostraran las consideraciones necesarias para realizar una correcta selección de registros de aceleración.

6.8 Selección de acelerogramas sintéticos a utilizar.

6.8.1. Acelerogramas empleados

La selección de los acelerogramas sintéticos a utilizar, puede ser ciertamente uno de los parámetros con más incertidumbre en el proceso de evaluación de vulnerabilidad sísmica de estructuras. Diferentes parámetros son utilizados para cuantificar la intensidad de estos eventos sísmicos, los parámetros más utilizados para este fin son el PGA o aceleración pico del terreno y el Sa o Pseudo aceleración espectral, la selección del parámetro a utilizar depende del tipo de análisis y de las circunstancias en las cuales se realizan.

Para la elección de los acelerogramas se tuvieron en cuenta tanto las condiciones locales del Hospital, como el estudio de microzonificación sísmica regional, en el cual comparando los tipos de suelos presentes en la zona de la estructura en estudio se seleccionaron estaciones en la ciudad de Bogotá que cumplieran con las condiciones locales, esto con el fin de tener un mayor grado de certeza en los resultados obtenidos en el análisis no lineal Time History.

En el desarrollo del presente estudio y en general en todos los estudios que se realizan con esta metodología, los acelerogramas empleados tienen gran importancia en la variabilidad que generan a la respuesta del edificio, debe haber una correcta elección no solo de los sismos

seleccionados, la disposición de los mismos, y el lugar donde fueron registrados, sino también la cantidad a utilizar, para describir de manera adecuada la respuesta dinámica de la estructura. Múltiples autores han dado un punto de partida en la selección de los acelerogramas a implementar, para lo que podemos citar (Bazurro & Cornell, 1994) , los cuales han estimado que de 5 a 7 acelerogramas son suficientes para evaluar esta respuesta. Por otro lado el Uniform Building Code (International Council of Building Officials, 1997), sugiere que se necesitan como mínimo tres diferentes acelerogramas para poder describir el comportamiento dinámico de la estructura , por último (Dymiotis, Kappos, & Chryssanthopoulos, Seismic Reliability of RC frames with Uncertain Drift and Member Capacity, 1999), postulo que tan solo tres acelerogramas son necesarios, si estos son escogidos de manera apropiada al estudio que se presente realizar ,tomando la posibilidad de escalar estas tres señales si el investigador lo considera necesario.

Tomando en cuenta lo dicho anteriormente, se han tomado bajo consideración para este estudio los siguientes consideraciones.

Se analizó como se mencionó anticipadamente la condicional local del HUSI, comparándola con la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá D.C. la cual es proporcionada por él (INGEOMINAS, s.f.) Y la distribución de la red de acelerógrafos suministradas por el FOPAE (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias), y se identificaron las siguientes estaciones que pueden ser utilizadas:

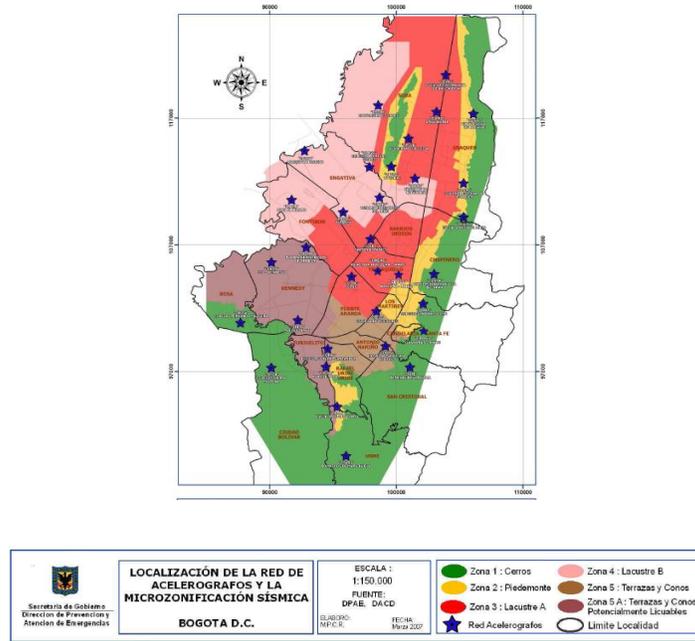


Ilustración 49 Distribución de la red de acelerógrafos en la Ciudad de Bogotá. Fuente: Adaptada de (INGEOMINAS, s.f.)

Tabla 20 Estaciones de Acelerogramas compatibles con el terreno del HUSI.

NOMBRE	DIRECCIÓN	LA	LONG.E	EQUIPO	GEOLOGIA	ESTADO
CBANC BANCO DE LA REPUBLICA	9 Carrera 57 No 120-01	4.70	74.0789	- ETNA	SUELO	Activa

Nombre	Dirección	LA	LONG.E	EQUIPO	GEOLOGI A	ESTADO
CBOSA COLEGIO FERNAN DO MAZUER A	Calle 68 A Sur No 80 H -05	4.60	74.1921	ETNA	SUELO	Activa
CCORP UNIVERS IDAD CORPAS	4 Av. Corpas, Km. 3, Vía Suba	4.76	74.0937	ETNA	SUELO	Activa
CEING ESCUEL A COLOMB IANA DE INGENIE RIA	Avenida 13 No. 205-59	4.78	74.0459	ETNA	SUELO	Activa
8 CESCA ESCUEL A DE CABALL ERIA	Carrera 7 No 106 - 00	4.68	74.0337	-ETNA	SUELO	Activa

Nombre	Dirección	LA	LONG.E	EQUIPO	GEOLOGI A	ESTADO
CJABO JARDÍN BOTANI CO	Av. Calle 63 No. 68-95	4.66	74.0993	-ETNA	SUELO	Activa
CUSAL UNIVERS IDAD DE LA SALLE	Carrera 7 No. 172 - 85	4.75	74.0266	-ETNA	SUELO	Activa

Una vez identificados los acelerógrafos que están ubicados en zona con comportamientos similares a las del HUSI .Al contar con un espectro de diseño local gracias a la microzonificación realizada al campus de la Javeriana, lo que se quiere es que las señales a utilizar se ajusten a este espectro , para esto se utiliza algoritmos de Wavelets propuestos por (Abrahamson, 1992) y (Hancock , Watson-Lamprey , Abrahamson, & Bommer , 2006), basados en el método de dominio del tiempo de (Lilhanand & Tseng , 1988), esto realizando algunas modificaciones para conservar la no estacionalidad en largos periodos de tiempo. Para lograrlo se ha utilizado el programa Seísmo Match con una licencia educativa, obteniendo los siguientes resultados.

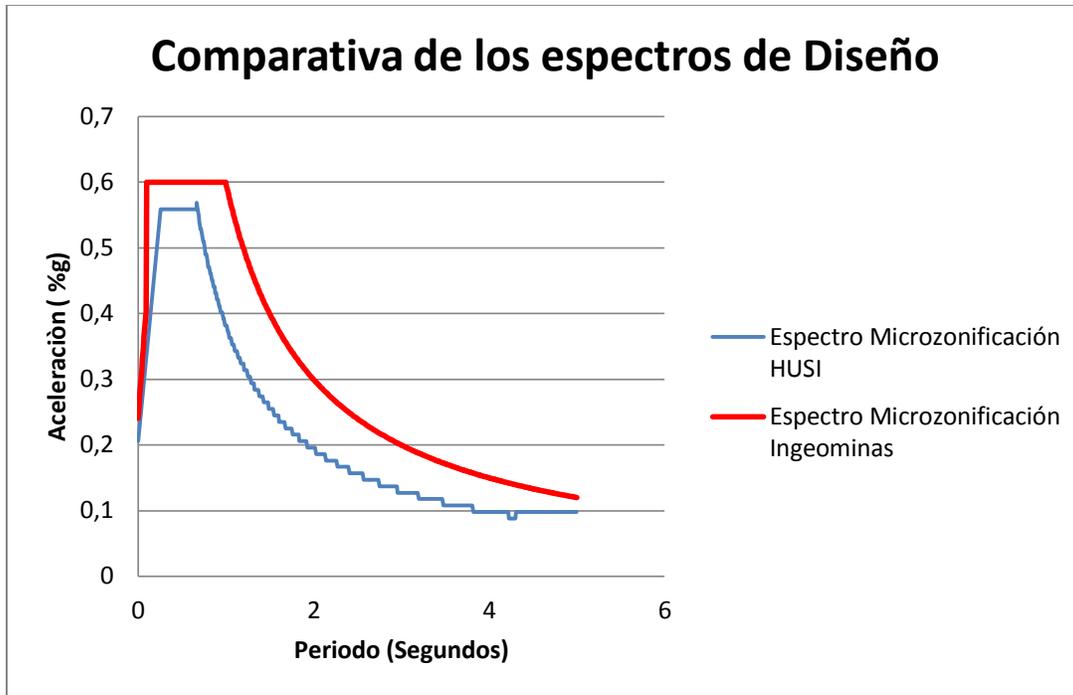


Ilustración 50 Espectro de Diseño del HUSI (INSTITUTO GEOFÍSICO UNIVERSIDAD JAVERIANA, 2002). Y Espectro de diseño correspondiente al Estudio de Microzonificación sísmica de Bogotá. Fuente: Adaptado del Estudio de microzonificación sísmica de Bogotá.

Al comparar el espectro de microzonificación sísmica del HUSI con el realizado por el INGEOMINAS para la ciudad de Bogotá, el cual corresponde al espectro de la zona 1 mostrado en la Ilustración 50, se observa la similitud encontrada entre los mismos.

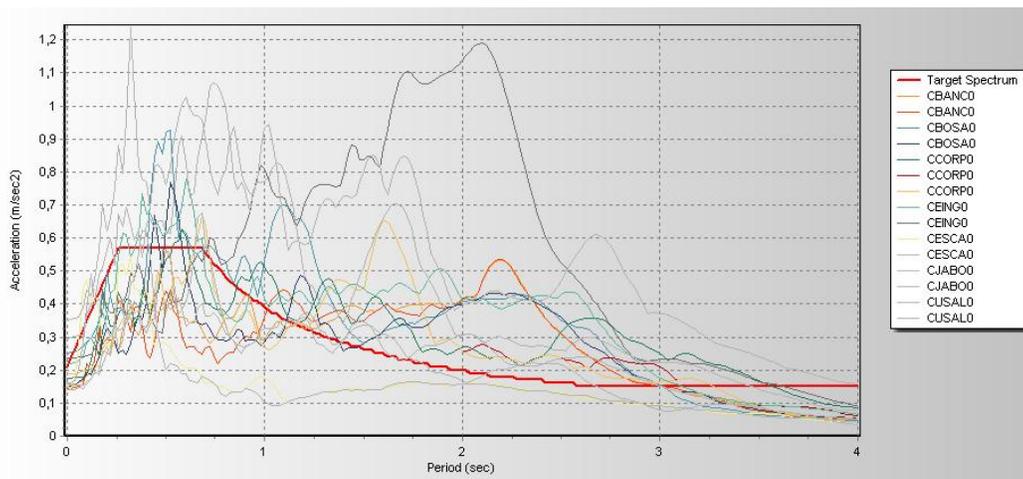


Ilustración 51 Espectro de los registros de aceleración & espectro de diseño local.

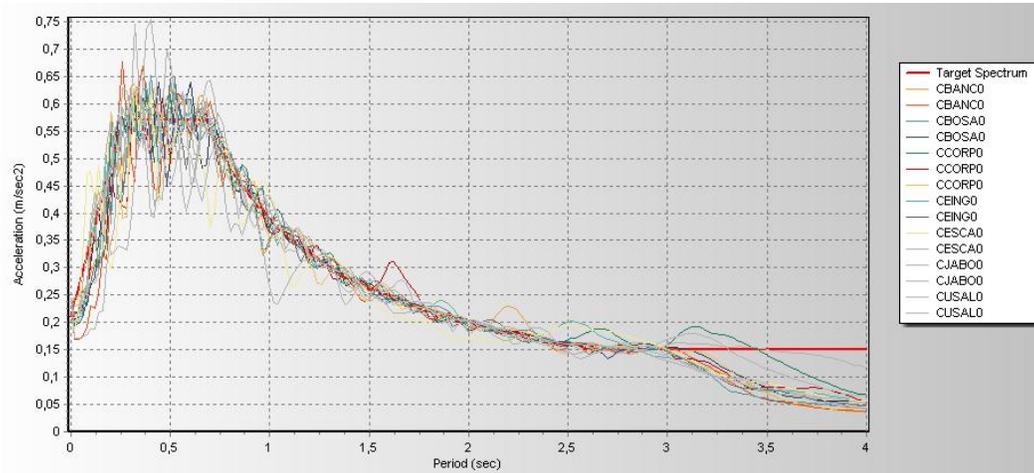


Ilustración 52 Espectros de aceleraciones adecuados al espectro de diseño del HUSI.

6.8.2. Acelerogramas seleccionados – fuente lejana

Para la selección de fuentes lejanas se han analizado diferentes señales captadas en el pasado, contrastando los espectros de estas señales con el espectro regional de hospital garantizando que se cumpliera con los requerimientos deseados.

Después de analizar varias fuentes se ha optado por utilizar el sismo de Tauramena, captado desde diferentes estaciones de acelerógrafos mostrados a continuación:

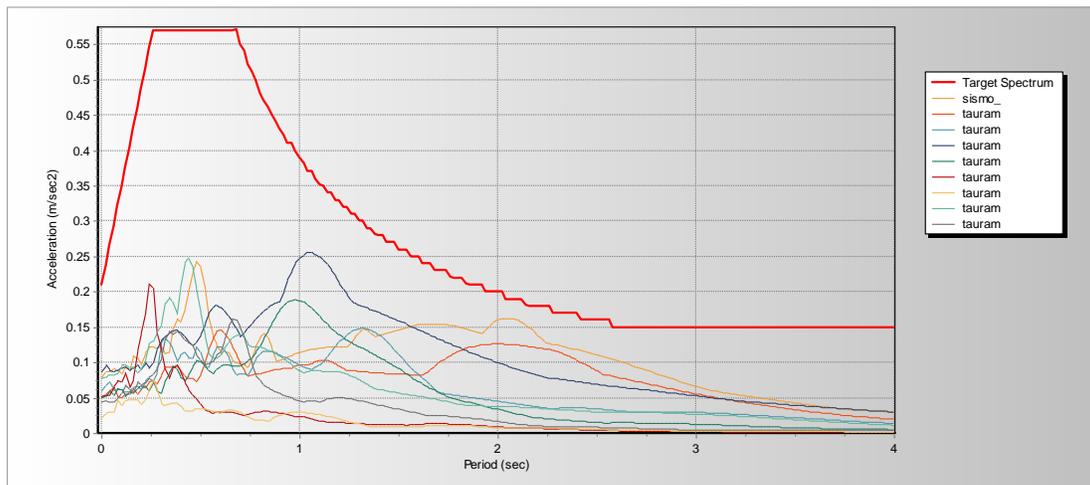


Ilustración 53 Espectros sismo Tauramena & espectro local de Diseño del HUSI.

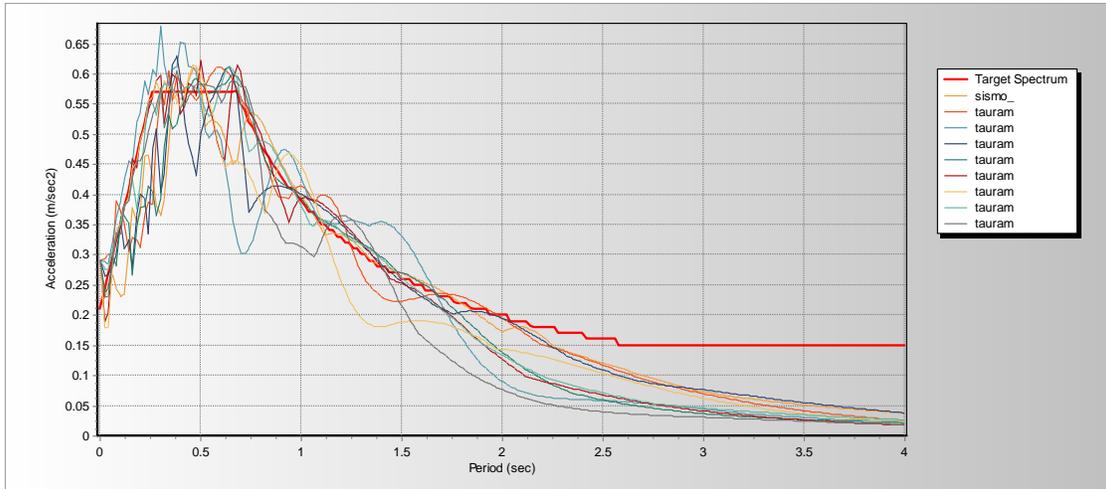


Ilustración 54 Espectros adecuados al espectro local de diseño.

6.8.3. Calibración de los modelos estructurales

Para realizar la calibración de los modelos estructurales, se ha basado este procedimiento en los resultados obtenidos de las vibraciones ambientales adquiridas en las edificaciones bajo análisis.

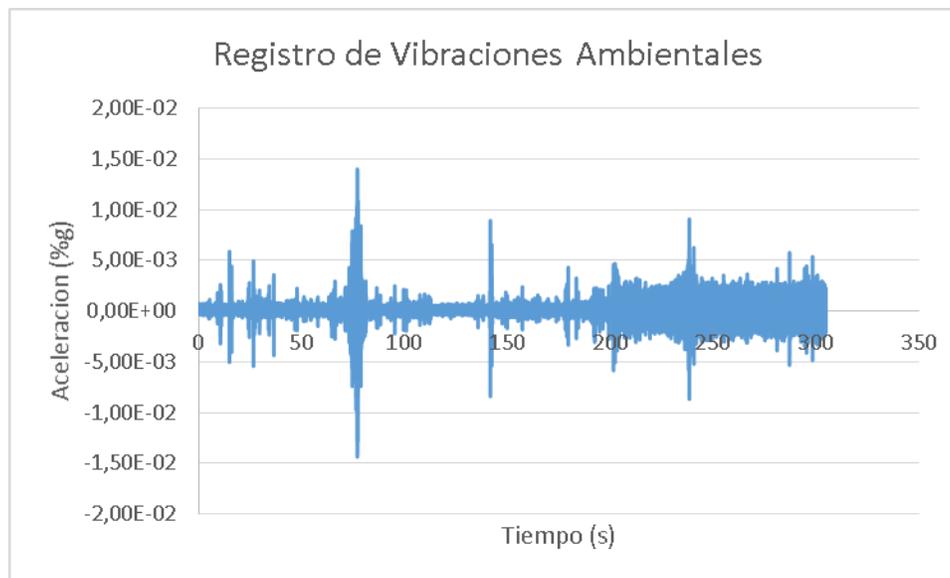


Ilustración 55 Registro de Vibraciones Ambientales.

6.8.3.1. Resultados calibración modal

Una vez procesados los registros de aceleraciones ambientales adquiridas para los diferentes módulos, como se mostró en el Capítulo 6.4, se obtuvieron los siguientes datos:

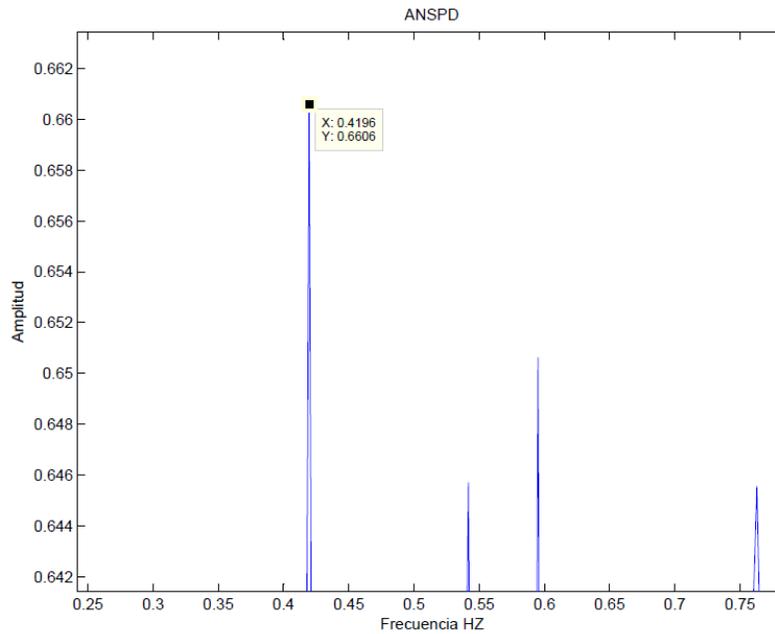


Ilustración 56 Identificación de frecuencias Este – Oeste – Modulo A.

Frecuencia = 0,4196 Hz Periodo 2,38 s

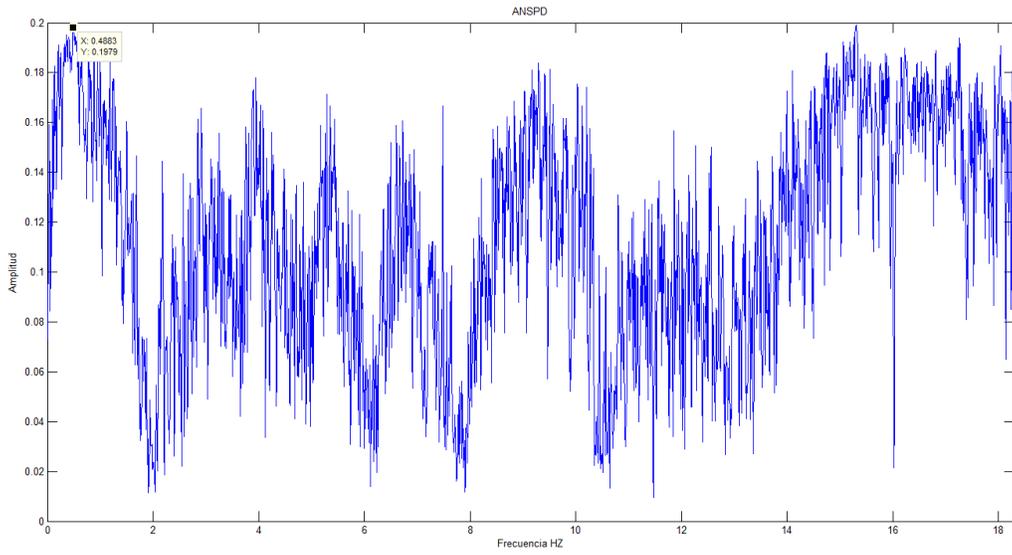


Ilustración 57 Identificación modal modulo B. N-S
Frecuencia = 0,48 Hz Periodo 2,03 s

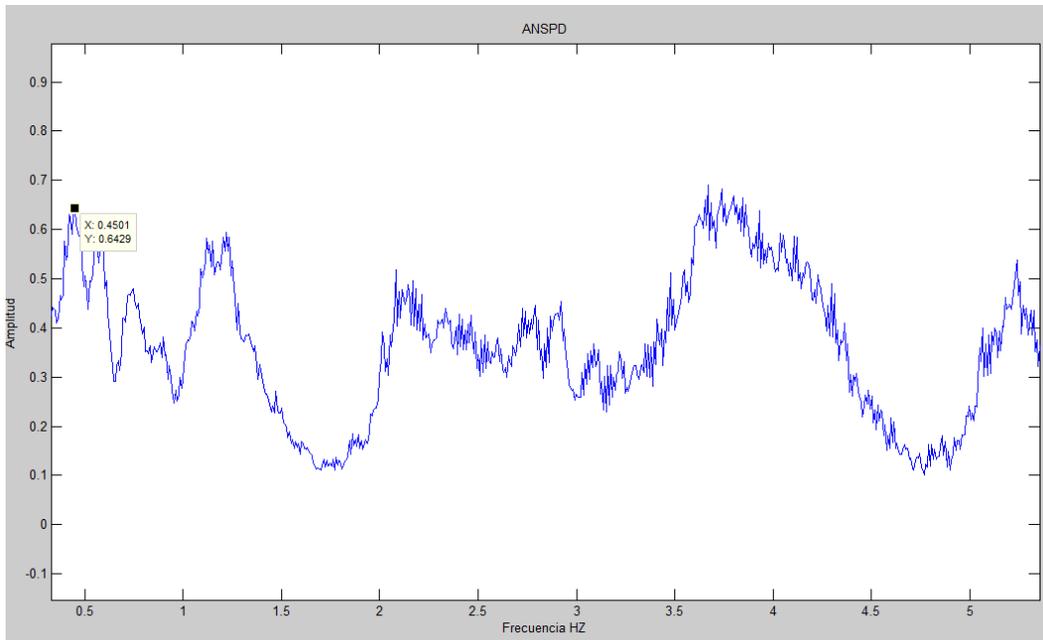


Ilustración 58 Identificación de frecuencias módulo 93.
Frecuencia = 0,4501 Hz Periodo 2,21 s

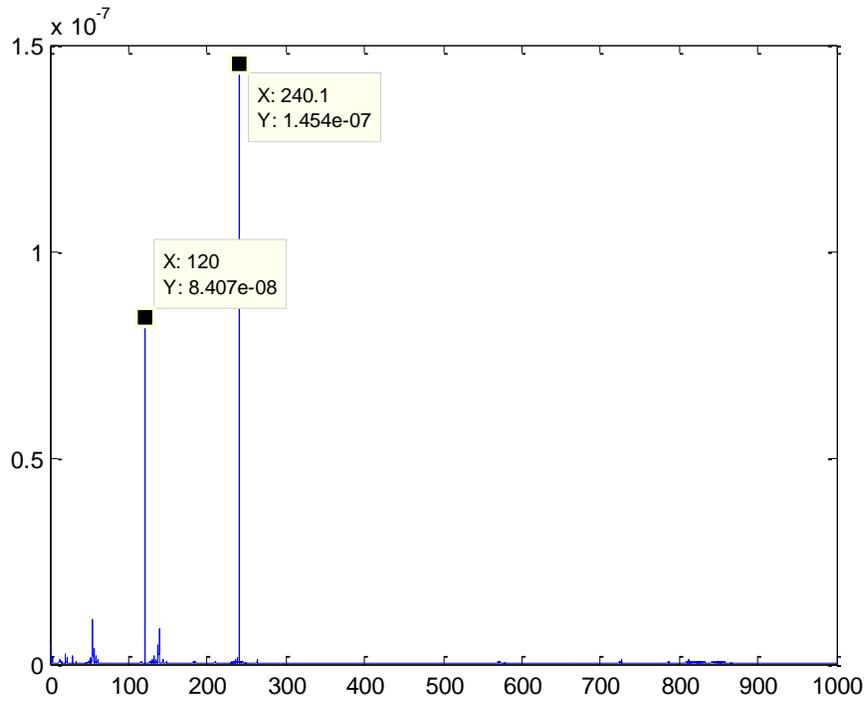


Ilustración 59 Captación de señal de frecuencia de la red eléctrica.

6.8.4. Análisis de las uniones de los módulos

Para analizar el tipo de conexión que se presentan entre los módulos, entre el Modulo B y el Modulo 93, el Modulo 93 y el Modulo A, se almacenaron registros de vibraciones ambientales a cada extremo de las uniones, una vez hecho esto se comparan estos registros, esta comparación es realizada dividiendo estas señales y observando el comportamiento de las mismas después de realizado este procedimiento, determinando como se muestra en la Ilustración 65 Relación entre las mediciones de la Conexión Módulos A y 93. Donde se muestra qué es un tipo de conexión rígida, al no verse atenuada la amplitud de las señales capturadas.

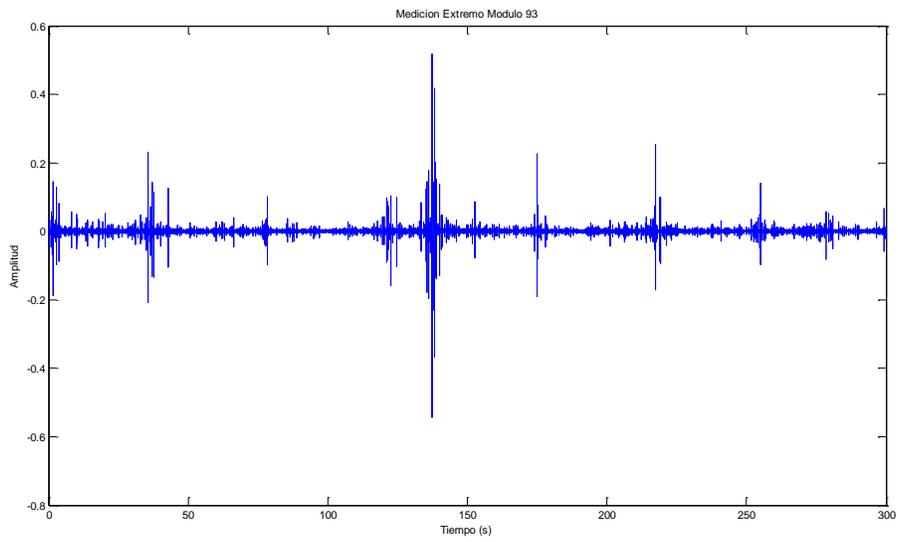


Ilustración 60 Medición en el extremo oriental de la unión módulo 93 y módulo localizada en el costado del Edificio 93

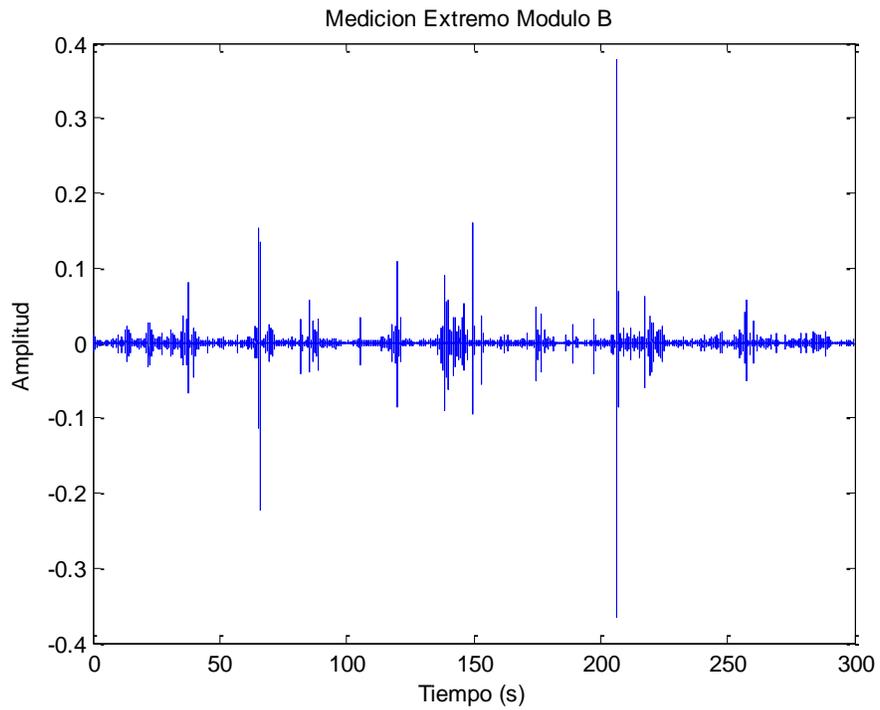


Ilustración 61 Medición en el extremo oriental de la unión módulo 93 y módulo localizada en el costado del Edificio B.

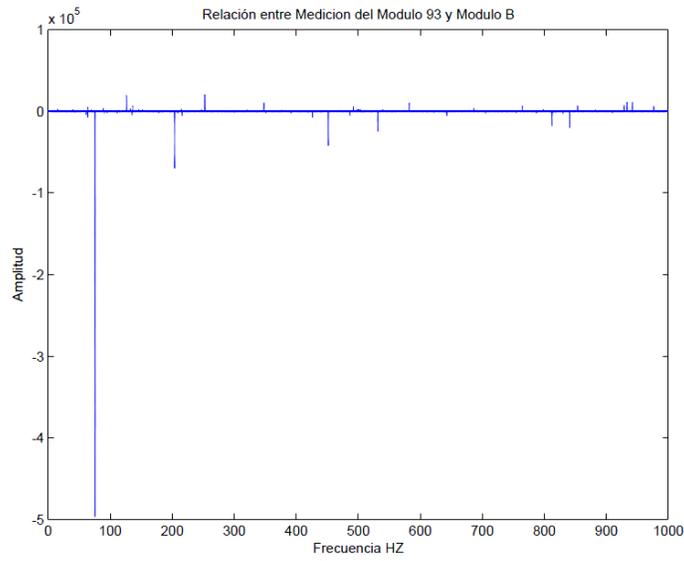


Ilustración 62 Relación entre las mediciones de la conexión módulos B y 93.

Ahora se muestra el mismo procedimiento, en este caso se ilustra la conexión entre el modulo A y el modulo del 93.

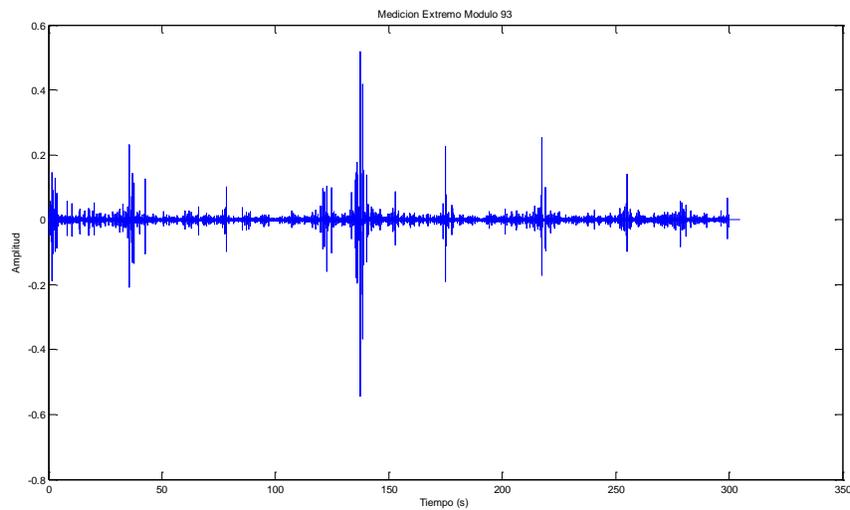


Ilustración 63 Medición en el extremo norte de la unión módulo 93 y modulo A, localizada en el costado del Edificio 93

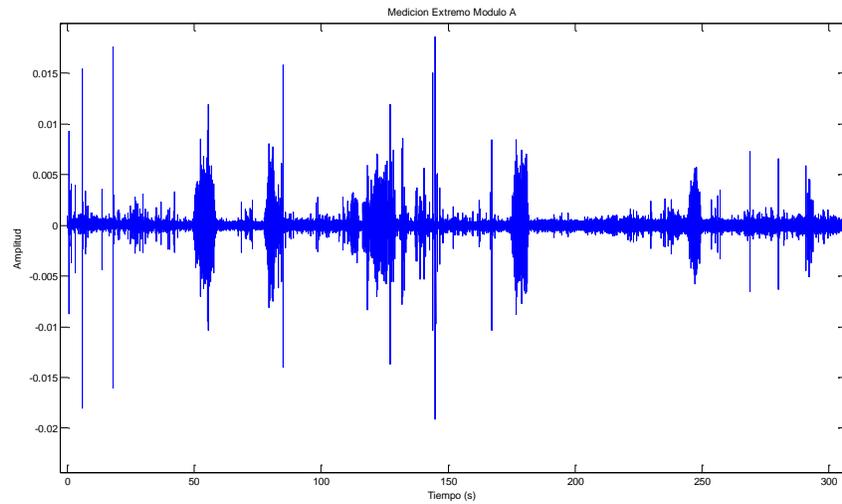


Ilustración 64 Medición en el extremo norte de la unión módulo 93 y modulo A. localizada en el costado del Edificio A.

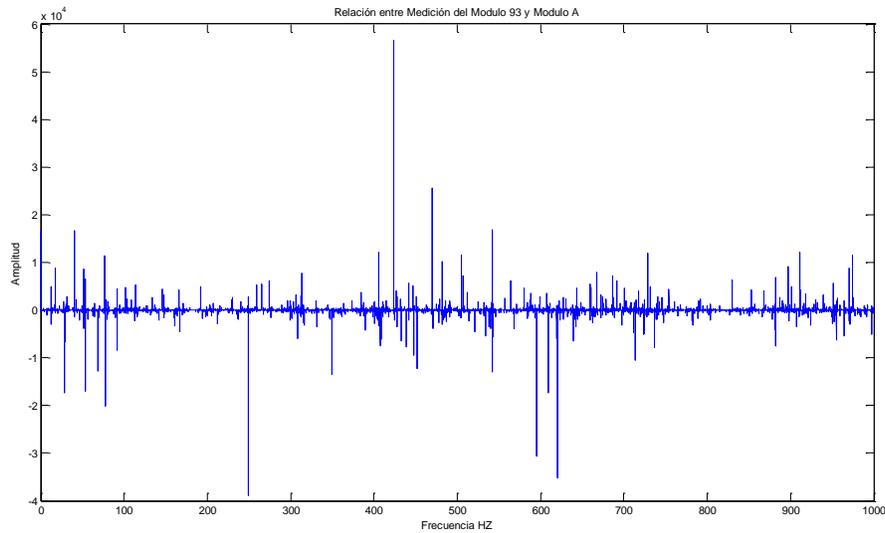


Ilustración 65 Relación entre las mediciones de la Conexión Módulos A y 93.

6.9 Curvas de fragilidad

Puesto que este estudio se centró en el análisis de una estructura ya existente, el primer paso para el desarrollo de estas curvas de fragilidad fue la implementación de un modelo estructural consistente con el comportamiento real de este sistema estructural llevando de la mano la simplicidad en el desarrollo y una respuesta adecuada de la estructura. La segunda tarea a realizar

es seleccionar los acelerogramas a utilizar los cuales deben ser compatibles con el espectro de diseño de la zona , para lo cual se ha utilizado el estudio de microzonificación sísmica desarrollado por (INSTITUTO GEOFÍSICO UNIVERSIDAD JAVERIANA, 2002), seleccionando la cantidad correcta de acelerogramas que conduzca a una respuesta consistente de las curvas .El análisis dinámico es llevado a cabo variando las características estructurales, con diferentes señales sísmicas, cada una escalada para lograr diferentes niveles de intensidad sísmica.

Para este análisis se desarrollaron acelerogramas sintéticos con diferentes intensidades sísmicas representadas por su PGA, con fin de lograr diferentes niveles de excitación a las estructuras estudiadas, la selección de estas fuentes de excitación fue estudiada a detalle en el capítulo Selección de acelerogramas sintéticos a utilizar.

Las curvas de fragilidad evaluadas en este trabajo de grado son representadas por una distribución Log normal con dos parámetros fundamentales, la aceleración pico del sismo (PGA) y la deriva relativa de piso .Dos aspectos muy importantes a tener en cuenta en la realización de estas curvas es seleccionar los acelerogramas indicados y la correcta identificación de los diferentes tipos de daños para el tipo de estructura estudiada.

Es importante enunciar en este punto, la duración de cada análisis de Time History Realizado, para la presente investigación se desarrollaron alrededor de 30 Puntos diferentes, con los computadores y duraciones detalladas en la siguiente tabla.

Tabla 21 Características de los equipos Empleados y Tiempo de Duración por Punto.

CARACTERÍSTICAS DE LOS EQUIPOS EMPLEADOS	DETALLES DEL ELEMENTO	DURACIÓN EN HORAS DE LAS MEDICIONES	PESO DE CADA MODELO
CPU	Core i7 – 1,7 GHz – 8 núcleos	56 a 70 Horas por Punto.	De 50 Gb a 110 Gb.
RAM	4 GB ddr3		
GRÁFICOS	NVIDIA 2GB		

6.9.1. Procesamiento estadístico

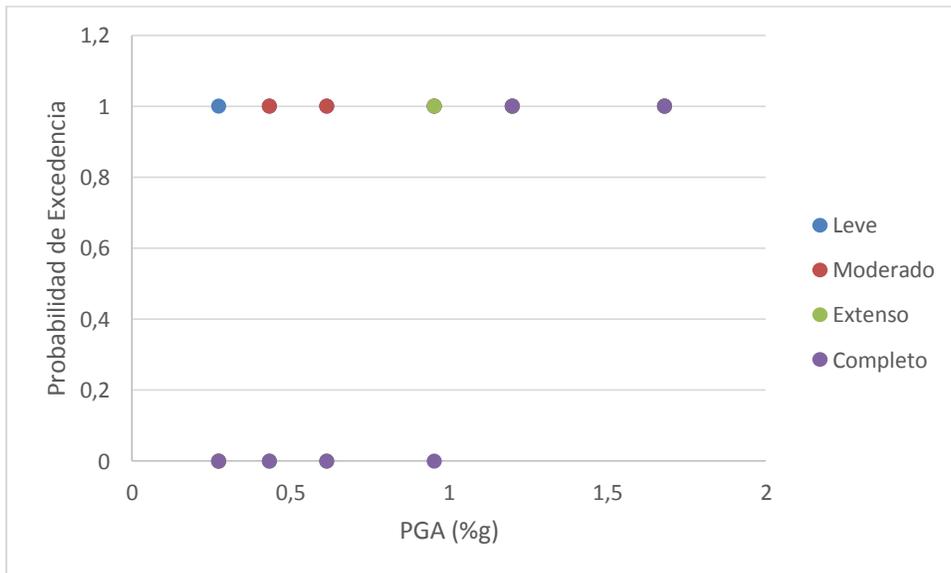
Una vez son obtenidos los resultados de los análisis no lineales realizados con ETABS, y por lo tanto obtenido cada uno de los niveles de daño, se realizan análisis probabilísticos denotados a continuación:

- Probabilidad discreta, denotada por una nube de puntos.
- Probabilidad con regresión, denotada por ser una curva suavizada.

6.9.1.1. Probabilidad discreta

Las curvas de fragilidad denotan la probabilidad de que un estado de daño sea excedido, en otras palabras que $P(ED \geq ED_i \cdot PIS)$, es por esto que es posible obtener la probabilidad de excedencia de determinado estado de daño predefinido.

Tabla 22 Representación gráfica de la Probabilidad discreta.



6.9.1.2. Probabilidad con regresión

Aunque en este punto ya se hayan determinado las probabilidades de Excedencia para cada una de las PGA utilizadas en el análisis, es de vital importancia conocer una gráfica que permita estimar la probabilidad para cada una de aceleraciones pico del terreno que no se han utilizado,

para poder hacer esto los datos que se están utilizando deben cumplir la siguiente premisa, las cuales son:

- El desplazamiento impuesta a las edificaciones, producido por los diferentes PGA del terreno debe cumplir con una distribución Log normal.

Esto lo podemos observar de dos maneras posibles, mediante una regresión del logaritmo natural del PGA y del desplazamiento del edificio, mediante el uso de histogramas, como se muestra a en la figura Ilustración 69 , así como en la regresión mostrada en la Ilustración siguiente:

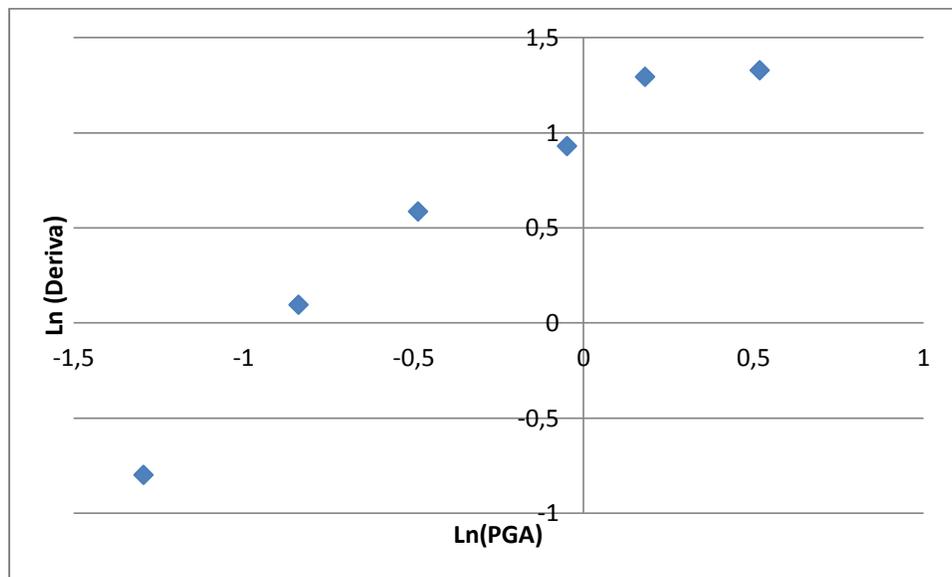


Ilustración 66 Regresión de datos Realizada para las Curvas del Modelo B.

Finalmente una vez se ha realizado la regresión de los datos de deriva contra PGA, para la construcción de las curvas de fragilidad Suavizadas, se remplazan los valores de la demanda de deriva corregida calculadas mediante la regresión lineal de la nube de puntos. (ESTUPIÑAN TERAN & TORRES GERALDO, 2013),

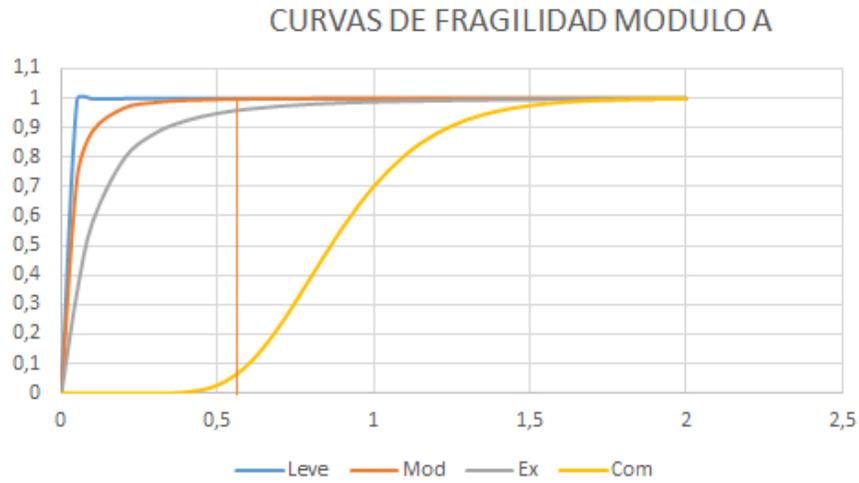


Ilustración 67 Curva de fragilidad del sistema sin rehabilitación –Módulo A

Tabla 23 Probabilidades de Excedencia para el Módulo A. Con Intensidad de Sismo Esperada.

Estado Limite de daño	Probabilidad de Falla
Leve	100%
Moderado	100 %
Extenso	97%
Completo	8%

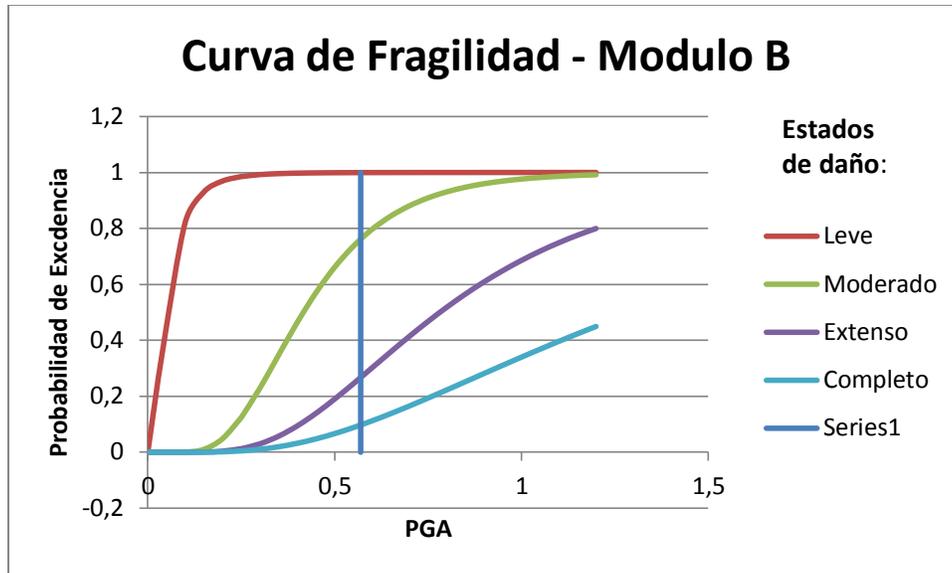


Ilustración 68 Curva de fragilidad - Modulo B.

Tabla 24 Probabilidades de excedencia. Módulo B. Para intensidad de Sismo más probable según espectro de Microzonificación Sísmica.

Estado Limite	Probabilidad de Falla
Leve	100%
Moderado	80 %
Extenso	35%
Completo	12%

Tabla 25 Curvas de fragilidad del sistema completo.

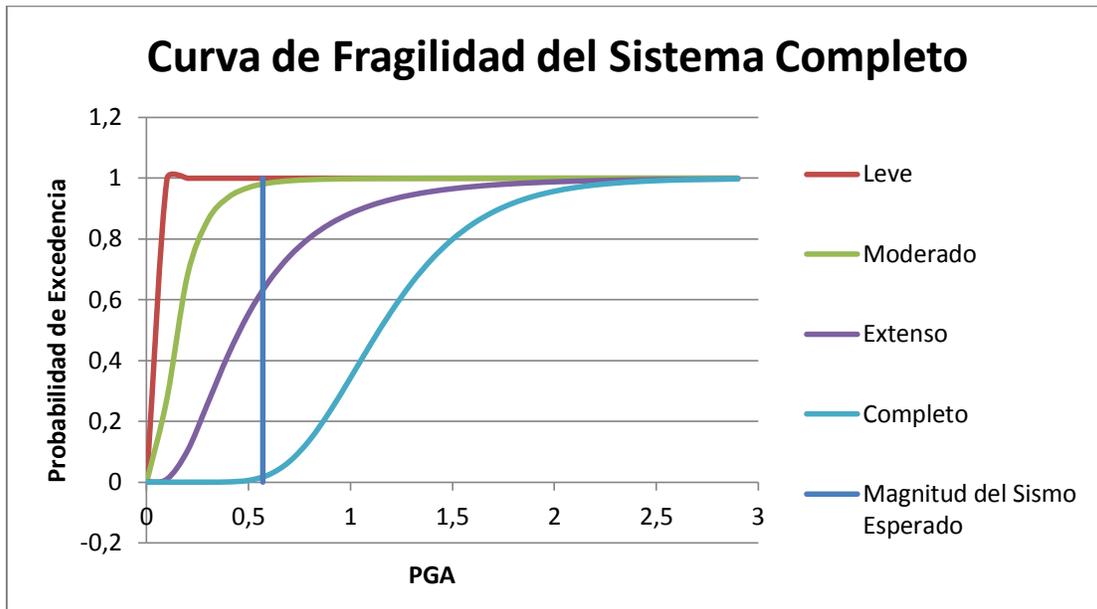


Tabla 26 Probabilidades de excedencia. Modulo A, B Y 93. Para intensidad de Sismo más probable Según Espectro de Microzonificación Sísmica

Estado Limite	Probabilidad de Falla
Leve	100%
Moderado	99%
Extenso	55%
Completo	12%

6.10 Curvas del sistema estructural rehabilitado

Para lograr reducir la vulnerabilidad sísmica, en la cual se encuentra el Hospital Universitario San Ignacio, se ha propuesto como solución un sistema de arriostramiento metálicos entre pórticos, de los cuales se habló en el MARCO TEÓRICO de la presente investigación.

Para el diseño de estos elementos, los cuales fueron ubicados estratégicamente dentro y fuera estructura, se aseguró de que cada uno de estos cumpliera con características básicas del diseño de estructuras metálicas como son, la resistencia a compresión y a tensión, acciones a las cuales se van a ver sometidas estos elementos, si el lector quiere profundizar acerca del diseño de estos elementos, se le recomienda siga los lineamientos estipulados en el Código de diseño Sismo resistente Colombiano – NSR 10, Capítulo F.

Para realizar la rehabilitación estructural del modelo se han seleccionado perfiles tubulares comerciales en el mercado Colombiano, se muestran a continuación los perfiles utilizados:

CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN							PROPIEDADES ESTÁTICAS					
DIAMETRO			Espesor pared e mm	PESO		ÁREA A cm ²	FLEXIÓN			TORSIÓN		
Nominal pulgadas	Exterior d cm	Interior d int. cm		Negro kg/m	Galvanizado kg/m		Momento Inercia I cm ⁴	Módulo Sección S cm ³	Radio de Giro r cm	Módulo Plástico Z cm ³	Momento Inercia J cm ⁴	Módulo Elástico B cm ³
8"	21.91	20.81	5.50	28.97		36.91	2,106.27	192.27	7.55	250.99	4,212.54	384.53
8"	21.91	20.27	8.20	42.55		54.33	3,025.24	276.15	7.46	364.91	6,050.48	552.30
10"	27.31	25.45	9.30	60.31		77.06	6,709.03	491.41	9.33	647.21	13,418.06	982.83
12"	32.39	30.33	10.30	79.65		101.46	12,482.05	770.85	11.09	1,012.99	24,964.10	1,541.71
16"	40.64	38.10	12.70	123.30		157.08	30,465.73	1,499.30	13.93	1,969.18	60,931.45	2,998.60
20"	50.80	48.26	12.70	155.12		197.62	60,639.28	2,387.37	17.52	3,116.27	121,278.56	4,774.75
24"	60.96	58.42	12.70	187.06		238.15	106,112.10	3,481.37	21.11	4,525.56	212,224.20	6,962.74

Ilustración 69 Perfiles Tubulares Seleccionados para la rehabilitación estructural.

6.10.1. Criterios básicos del diseño de los arriostramientos metálicos y propuesta seleccionada

Se darán a continuación las previsiones generales utilizadas para el diseño de los arriostramientos metálicos planteados como solución, desarrollando los conceptos necesarios de manera general, por lo tanto se recomienda al lector, si desea profundizar en estos temas consultar bibliografía especializada en donde se trate de manera detallada los temas que serán expuestos a continuación. Además se toma como método de diseño LRFD, estipulado en el capítulo 6.10.1 y las normativas estipuladas en la NSR – 10, Capítulo F.

El diseño de una alternativa de rehabilitación puede diseñarse con diferentes tipos de configuración, como las mostradas en la Ilustración 11, la disposición de dichos elementos no solo debe cumplir con requerimientos estructurales, también debe cumplir con requerimientos funcionales, económicos y estéticos, por esto es posible varia la disposición de los mismos con el fin de lograr no solo la mejor disposición, sino también la mejor funcionalidad en la estructura.

Tomando en cuenta lo citado anteriormente, se mostrará la disposición de los arriostramientos para el presente edificio:

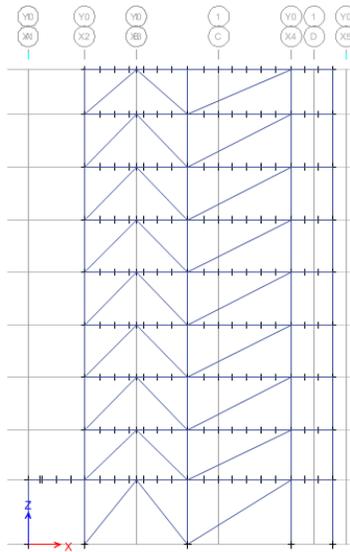


Ilustración 70 Localización vertical de los Arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.k. Fuente: Propia

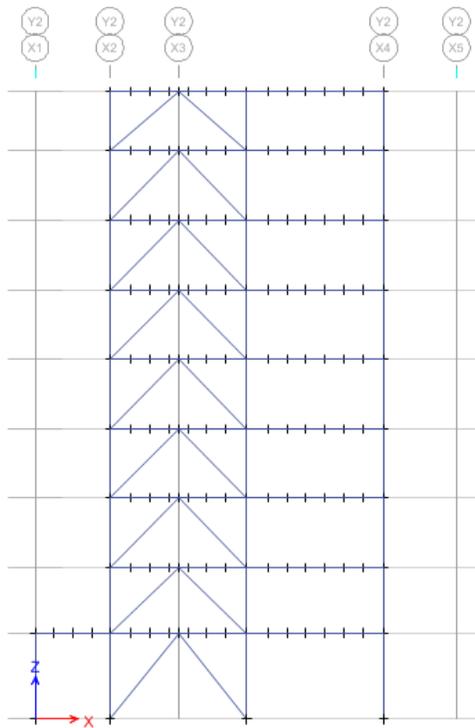


Ilustración 71 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Ejes 1.D, 1.G y 1.I. Fuente: Propia.

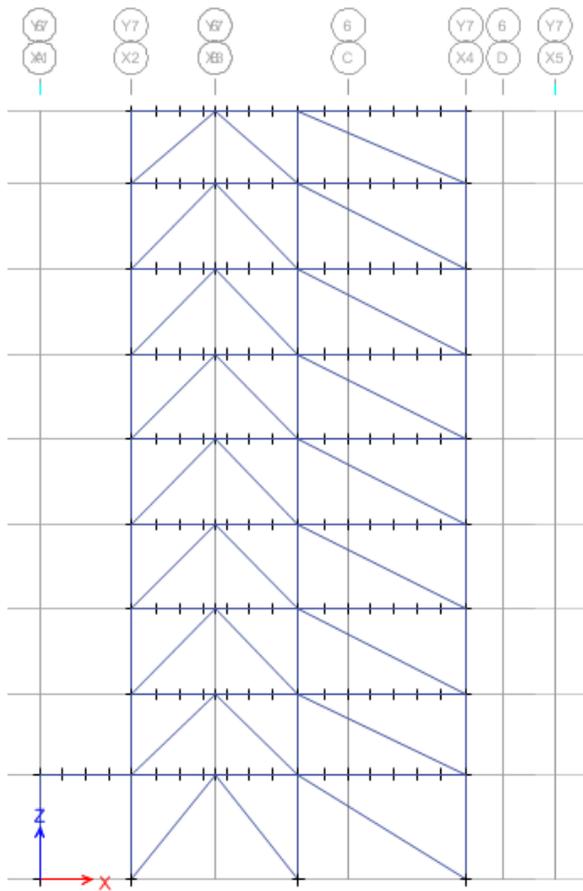


Ilustración 72 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.B. Fuente: Propia.

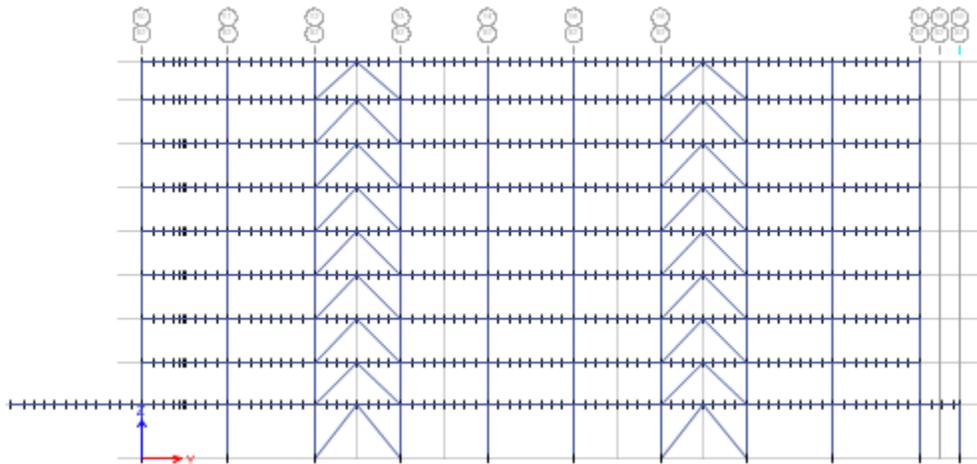


Ilustración 73 Localización vertical de los arriostramientos en el Modulo A. Eje 1.I. Fuente: Propia.

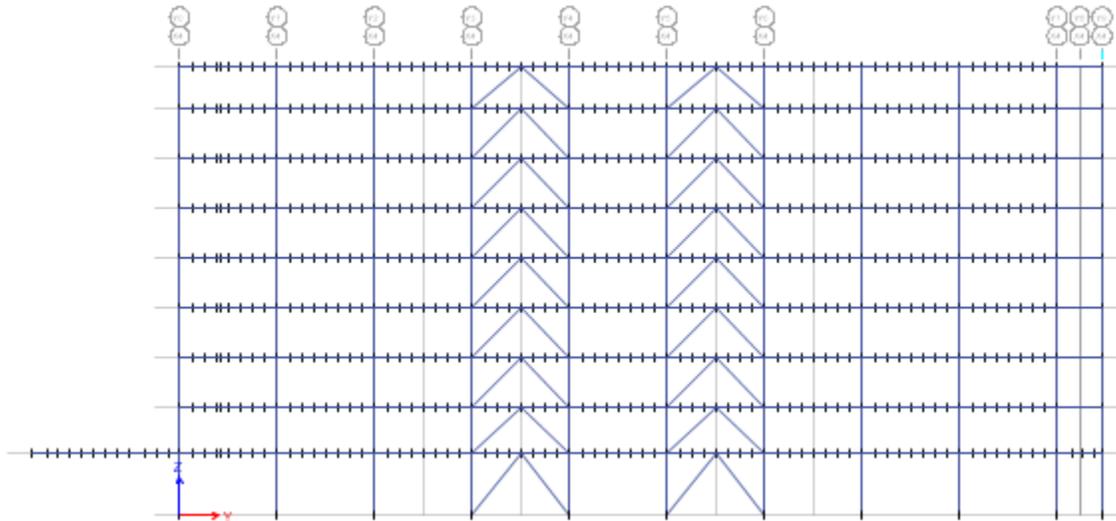


Ilustración 74 Localización vertical de los arriostramientos en el Módulo A. Eje 1.4. Fuente: Propia.

Según las disposiciones mostradas anteriormente y los resultados de los diseños elaborados para los arriostramientos se encontró que el perfil a implementar en los arriostramientos es el siguiente.

Diámetro Nominal (Pg)	Diámetro Exterior (mm)	Espesor de la Pared (mm)	Peso (kg/m)	Área (cm²)
8	21.91	5.50	28.97	36.91

Ilustración 75 Propiedades del perfil Seleccionado. Fuente: Propia.

Se presenta a continuación una tabla resumen donde se presentan las de la perfilaría seleccionada:

Tabla 27 Cantidad de perfiles Utilizados. Fuente: Propia

Perfil	Longitud(ml)
8"	885

6.10.2. Revisión a compresión y tensión de los elementos seleccionados

Los arriostramientos metálicos mostrados anteriormente fueron revisados a tensión y compresión según las previsiones propuestas por la NSR – 10, de igual manera se han revisado utilizando la

herramienta de diseño de estructuras metálicas del programa Etabs, tomando como código de referencia el AISC 360 – 05.

6.10.2.1. Límites Ancho Espesor de los Elementos Seleccionados

Según los reglamentos de la NSR – 10 , los elementos sometidos a compresión axial, para saber si se cuenta con elementos esbeltos se deben verificar las relaciones dadas en la tabla F.2.2.4-1a, en este caso en particular las pertinentes para secciones tubulares, la cual es mostrada a continuación:

Tabla 28 Relación ancho espesor para elementos sometidos a compresión axial. Fuente: Editado de NSR 10 Tabla F.2.2.4-1a

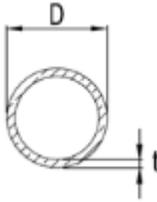
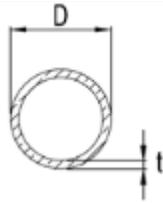
Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor λ_r (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
Perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular	D/t	$0,11 E/F_y$	

Tabla 29 Valores límite de la relación ancho a espesor para elementos a compresión en miembros a flexión. Fuente: Adaptada de la Tabla 2.2.4. B de la NSR- 10.

Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor		Ejemplos
		λ_p (compacto/no compacto)	λ_r (no compacto/esbelto)	

Perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular	D/t	$0,07 E/F_y$	$0,31 E/F_y$	
--	-------	--------------	--------------	---

Una vez realizada esta verificación, podemos comprobar que no se cuenta con elementos esbeltos, ya que la relación dispuesta en la Tabla 28 es menor al límite establecido, como se muestra a continuación:

Tabla 30 Verificación relación ancho espesor perfiles Seleccionados.

PERFIL	PERFIL	ESPESOR (mm)	DIÁMETRO (mm)	r (mm)	D/t	LIMITE
6	8"	8,18	219,1	74,6	26,78	70,6

Se comprueba que todas las secciones se comportan como secciones compactas, con esto se pretende aclarar que todas las secciones alcanzan a plastificarse antes de que se presente el pandeo, como se muestra a continuación, al tener una relación D/t menor a λ_p , Límite establecido en la Sección F.2.2.4 de la NSR -10 :

Tabla 31 Verificación relación ancho espesor para clasificar secciones compactas. Fuente: Propia

PERFIL	D/t	λ_p	λ_r
8"	26,78	44,9339207	198,993077

6.10.3. Diseño a tensión de los perfiles seleccionados

Para el diseño de los elementos a tensión, es necesario según la NSR – 10, Título F, verificar dos estados límites, con el fin de encontrar la resistencia de los elementos, estado límite de fluencia y estado límite de rotura, definidos como se muestra a continuación:

- Estado límite de fluencia:

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi = 0,9$$

- Estado límite de rotura:

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi = 0,75$$

Dónde:

- $A_e =$ Area neta efectiva, mm^2 .
- $A_g =$ Area gruesa del elemento, mm^2 .
- $F_y =$ Esfuerzo de fluencia mínimo, Mpa.
- $F_u =$ Resistencia a tensión mínima especificada para el tipo de acero usado, Mpa.

Tabla 32 Resistencia a tensión de los perfiles seleccionados. Fuente: Propia

PERFIL	ÁREA (mm ²)	Pn(Kn)
8"	5420,27023	1.550,31

6.10.4. Diseño a compresión de los elementos seleccionados

Para realizar el diseño a compresión de cualquier elemento metálico sometido a compresión, se deben verificar las relaciones ancho espesor de los elementos, con el fin de evitar fallas a nivel local, según el tipo de apoyo, la longitud libre del elemento analizado (Pardo Vargas, 2010)

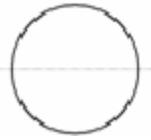
Los elementos Sometidos a este tipo de fuerza presentan tres tipos diferentes de fallas:

- Aplastamiento.
- Mixtas.
- Por Esbeltez.

Estas fallas están gobernadas por la longitud de pandeo o longitud no arriostrada del elemento. Cuando un elemento sometido a Compresión falla, puede generar inestabilidad local o global del sistema, dependiendo si el elemento hace o no parte del sistema principal de la estructura. La inestabilidad local de la estructura está asociada a las relaciones ancho espesor del elemento o pandeo local. La Inestabilidad general, se presenta cuando se hace referencia a los elementos como un todo (Pardo Vargas, 2010).

Teniendo en cuenta las provisiones de diseño a compresión establecidas en el numeral F.2.5 de la NSR – 10 , Diseño de Miembros a Compresión, y la clasificación de los mismos realizada en el capítulo rehabilitado. Se deben seguir las consideraciones mostradas a continuación, específicamente las dadas para secciones sin elementos esbeltos:

Tabla 33 Selección de los numerales aplicables para el diseño a Compresión. Fuente: Adaptada de: Tabla F.2.5.1-1 NSR-10

Sección Transversal	Sin Elementos Esbeltos		Con Elementos Esbeltos	
	Numeral Aplicable	Estados Limite	Numeral Aplicable	Estados Limite
	F.2.5.3	PF	F.2.5.7	PL,PF

Dónde:

- PF: Pandeo por Flexión.
- PL: Pandeo Local.

6.10.4.1. Pandeo por flexión

La resistencia Nominal a Compresión P_n , dada para perfiles sin elementos esbeltos está definida de la siguiente manera, según la NSR – 10, subcapítulo F:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde, F_{cr} está definido según la siguiente relación:

- Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[\begin{array}{c} F_y/F_e \\ 0,658 \end{array} \right] F_y$$

- Cuando $\frac{KL}{r} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

Para los dos casos F_e , es definido según el capítulo F.2.5.3, como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Estos resultados han sido comparados con los dados por Etabs, verificando los resultados encontrados manualmente, a manera de ejemplo se muestran los resultados para el diseño a tensión de diferentes elementos:

- Perfil 8":

Tabla 34 Resultados del diseño a tensión, Perfil 8", Fuente: Tomado de Programa Etabs.

$P_u(kN)$	$\Phi P_{nc}(kN)$	$\Phi P_{nt}(kN)$
128,6	849,8	1570,7

Con esto se logró verificar que ninguno de los elementos propuestos presentaría falla por Flexión o Compresión, al estar sometidos a un P_u inferior a la capacidad del elemento.

6.10.5. Conexiones

Aunque en la presente investigación no se toma en consideración el diseño de las conexiones del sistema propuesto, se propone una unión articulada con cierta semejanza a la mostrada en Ilustración 76, con ello se garantiza que no va a haber transferencia de momento a los elementos donde se conecta el arriostramientos.



Ilustración 76 Union Articulada metálica, Fuente: Tomada de: (alacero, 2013)

6.11 Resultados obtenidos

Una vez implementada la solución propuesta se llegaron a los siguientes resultados:

Tabla 35 Comparación de derivas del módulo A, antes y después de la rehabilitación.

SENTIDO	DERIVA DESPUÉS	DERIVA ANTES	DIFERENCIA
E-W	0,47 %	2,73 %	2,26 %
N-S	0,51 %	2,3 %	1,79 %

Tabla 36 Comparación entre los periodos de la estructura antes y después de ser rehabilitada.

Modo	Periodo Después de Rehabilitado el Modulo A	Periodo Antes de Rehabilitado el Modulo A
	Sec	Sec
1	1,41	2,315
2	1.25	2,183
3	0,97	1,999

En la tabla anterior se observa que se han reducido los periodos del módulo A, obteniendo periodos usuales en estructuras de este tipo.

Por último se muestra la participación modal de la estructura Rehabilitada, garantizando el mínimo necesario de 90% para realizar un análisis modal:

Tabla 37 Porcentaje de participación modal de la estructura rehabilitada.

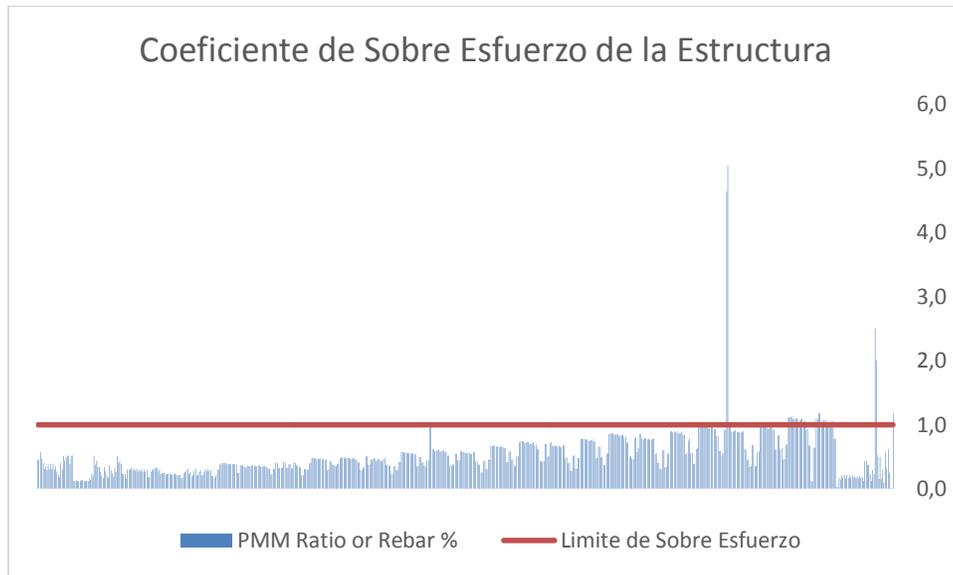
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	1.404	0.0081	0.82	0	0.0081	0.82	0	0.1777	0.0026	0.00001188	0.1777	0.0026	0.00001188
Modal	2	1.243	0.7927	0.0092	0	0.8008	0.8292	0	0.0013	0.1932	0.015	0.179	0.1958	0.015
Modal	3	0.972	0.0117	0.0002	0	0.8125	0.8293	0	0.00002597	0.0011	0.7717	0.179	0.1969	0.7867
Modal	4	0.474	0.0018	0.1305	0	0.8143	0.9598	0	0.6884	0.0047	0.00003399	0.8674	0.2016	0.7868
Modal	5	0.415	0.1382	0.0008	0	0.9525	0.9607	0	0.0066	0.6486	0.0004	0.874	0.8503	0.7871
Modal	6	0.339	0.0028	0.00004122	0	0.9553	0.9607	0	0.0002	0.0114	0.168	0.8743	0.8617	0.9552
Modal	7	0.26	0.0001	0.0288	0	0.9554	0.9895	0	0.0757	0.0005	0.000004366	0.95	0.8622	0.9552
Modal	8	0.227	0.032	0.00003633	0	0.9875	0.9895	0	0.0001	0.0833	7.965E-07	0.9501	0.9455	0.9552
Modal	9	0.196	0.0001	0.000007325	0	0.9876	0.9895	0	0.0001	0.0005	0.0362	0.9501	0.946	0.9914
Modal	10	0.173	0.00003226	0.0069	0	0.9876	0.9964	0	0.037	0.0001	0.0001	0.9871	0.9461	0.9915
Modal	11	0.152	0.0081	0.00000567	0	0.9957	0.9964	0	0.00004514	0.0388	0.0003	0.9871	0.985	0.9918
Modal	12	0.132	0.000001373	0.000007794	0	0.9957	0.9964	0	0.00001399	0.00001035	0.0057	0.9872	0.985	0.9974
Modal	13	0.124	0.000004153	0.0021	0	0.9957	0.9985	0	0.0059	0.00001979	0.0001	0.993	0.985	0.9975
Modal	14	0.109	0.0025	0.000001079	0	0.9982	0.9985	0	0.000001685	0.0072	0.0002	0.993	0.9922	0.9977
Modal	15	0.095	0	0.0008	0	0.9982	0.9993	0	0.0045	6.377E-07	0.00001643	0.9975	0.9922	0.9977
Modal	16	0.093	0	0.00004319	0	0.9982	0.9994	0	0.0002	0.000000652	0.001	0.9977	0.9922	0.9987
Modal	17	0.083	0.0011	0	0	0.9992	0.9994	0	0.000001941	0.0051	0.0001	0.9977	0.9973	0.9988
Modal	18	0.077	0	0.0004	0	0.9992	0.9998	0	0.0012	0	0.000001918	0.9989	0.9973	0.9988
Modal	19	0.067	0.0005	0	0	0.9997	0.9998	0	0	0.0014	0.0001	0.9989	0.9987	0.9989
Modal	20	0.065	0	0.0002	0	0.9997	1	0	0.0009	0.00000143	0	0.9998	0.9987	0.9989
Modal	21	0.059	0.00003341	0.0000163	0	0.9997	1	0	0.0001	0.0002	0.0002	0.9999	0.9988	0.999
Modal	22	0.058	0.00003038	0.00002898	0	0.9998	1	0	0.0001	0.0001	0.000002554	1	0.999	0.999
Modal	23	0.055	0.0002	0	0	1	1	0	0	0.0009	0.0001	1	0.9999	0.9992
Modal	24	0.05	0.00004309	0	0	1	1	0	6.272E-07	0.0001	0.000009526	1	1	0.9992

Alcanzando una Participación Modal del 100%.

6.12 Reforzamiento de elementos existentes

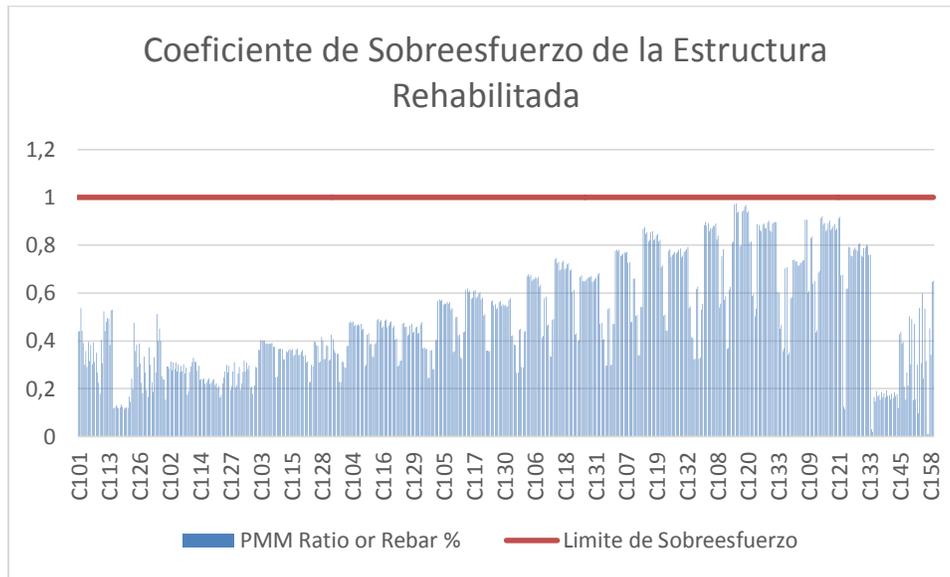
Una vez se diseñaron los elementos necesarios para la rehabilitación estructural, se procedió a verificar la integridad estructural de los componentes que integraban la estructura, esto se realizó verificando el coeficiente de sobre esfuerzos de cada uno de los elementos que integraban la estructura, con lo que se obtuvieron los resultados mostrados en la siguiente tabla

Tabla 38 Índice de Sobre esfuerzos.



Una vez se compararon los coeficientes obtenidos con lo permitido por la NSR -10 Capítulo A.10.9.2.4 ***Intervención de Edificaciones Diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984.*** “*Las estructuras según A.10.9.1, diseñadas y construidas antes del 1° de diciembre de 1984, fecha en que entró en vigencia el Decreto 1400 de 1984, deben obtener, como mínimo, al ser intervenidas, el nivel de seguridad limitada prescrito en A 10.4.2.2 y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada. Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en la Notaria*”, se llevó a cabo la rehabilitación estructural de todos los elementos que no cumplían con este requerimiento, obteniendo los resultados mostrados a continuación:

Tabla 39 Índice de sobre esfuerzos estructura rehabilitada.



Esta rehabilitación se realizó aumentando las secciones de concreto de los elementos que superaban la unidad en el dicho coeficiente, se lista a continuación los elementos que fueron rehabilitados detallando su ubicación, sección inicial y Sección Rehabilitada:

Tabla 40Aumento sección de las Columnas Modulo A.

PISO	EJE	CANTIDAD	DIMENSION ACTUAL	DIMENSION FINAL
1	1 L	6	Columna Diámetro 25 cm	Columna Diámetro 35 cm
1	1 M	5	Columna Diámetro 25 cm	Columna Diámetro 35 cm
1	Entre 1.J y 1.K con ejes 1.3.	1	Columna de 90 x 25 cm.	Columna de 95 x 30 cm.
1	Entre ejes 1.A y 1.K.	13	Columnas de 70 x 40 cm	Columnas de 80 x 50 cm.
1 y 2	Entre ejes 1.A y 1.K.	Dos (2) en Piso 2 ejes 1C y 1.2 y 1.F y 1.2,	Columnas de 70 x 70 cm.	Columnas de 80 x 80 cm

PISO	EJE	CANTIDAD	DIMENSION ACTUAL	DIMENSION FINAL
		Ocho (8) entre ejes 1.A y 1.k.		

6.12.1. Verificación del estado de la cimentación

Una vez se ha diseñado la rehabilitación a implementar se procede a verificar el estado actual de la cimentación, este proceso se realiza debido a que la imposición de nuevos elementos estructurales aumenta las acciones que debe soportar la cimentación. Para realizar este procedimiento debido a que no se contaba con información suficiente para determinar la capacidad portante del suelo, se realizó una prueba acida con las dimensiones de las zapatas existentes y las acciones producidas por cargas muertas y vivas en la estructura. Esta prueba consiste en determinar el mayor esfuerzo actuante bajo las zapatas considerando únicamente las acciones producidas por la carga muerta y viva de la estructura y el área de la zapata a analizar, una vez realizado este procedimiento para todas las zapatas se selecciona la mayor de estas como la capacidad portante del terreno.

Una vez que se tienen las nuevas acciones inducidas a la cimentación se procede con a simular el comportamiento del suelo bajo cada una de las zapatas, este procedimiento se realiza con ayuda del software SAFE, el cual permite encontrar el esfuerzo actuante en cada punto bajo la zapata, obtenido los siguientes resultados:

- Capacidad Portante del suelo: 6 kgf/cm².

Resumen del estado de las zapatas se presenta en Tabla 41.

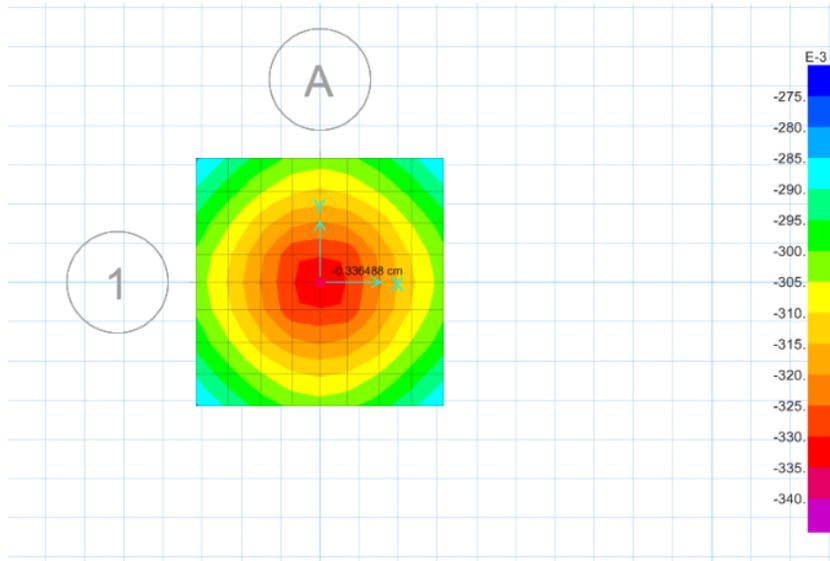


Ilustración 77 Desplazamiento máximo bajo la Zapata.

Desplazamiento Máximo bajo la zapata: 0.33 cm

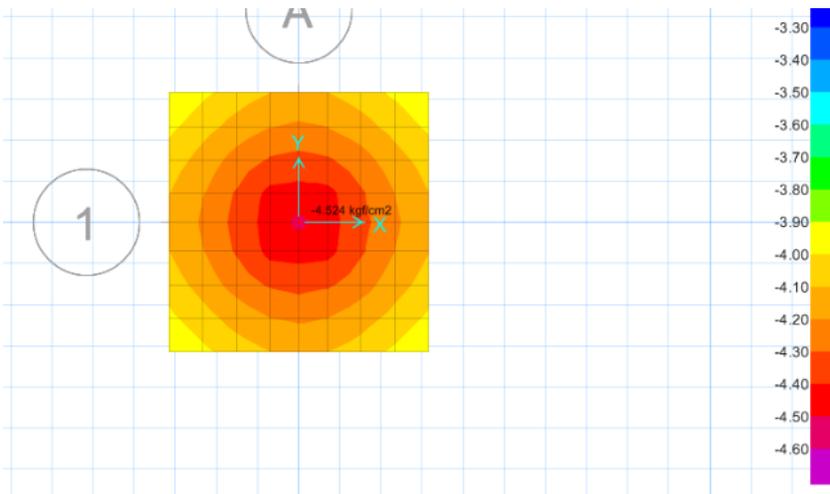


Ilustración 78 Esfuerzo máximo bajo la zapata.

Esfuerzo máximo bajo la zapata 4.55 kgf/cm²

Tabla 41 Revisión de las zapatas del Módulo A.

EJE CORTO	EJE LARGO	B	H	Profundidad de Desplante	Longitud Columna	PESO DEL SUELO	Presion Inicial	Estado de la Zapata	aumento sección	Esfuerzo presentado	Estado final de la Zapata	Revisión por Punzonamiento	Nuevo Peralte	Coefficiente de Punzonamiento	Estado Final de la Zapata
1.2	1.A	0.5	0.5	3.2	2.5	0.45	5.13	Ok	0	0	Ok	Ok		0	Ok
	1.B	2	2	3.2	2.5	0.45	5.74	Ok			Ok	Ok		0.4799	Ok
	1.C	2.5	2.5	3.15	2.45	0.441	6.4	Falla	2.7	5.5	Ok	Ok		0.8256	Ok
	1.D	2.5	2.5	2.7	2	0.36	5.92	Ok	0	0	Ok	Ok		0.742	Ok
	1.E	2.5	2.5	2.8	2.1	0.378	6.13	Falla	2.7	5.45	Ok	Ok		0.8255	Ok
	1.F	2.5	2.5	3.7	3	0.54	6.15	Falla	2.6	5.52	Ok	Ok		0.8117	Ok
	1.G	2.5	2.5	3.7	3	0.54	6.48	Falla	280	5.4	Ok	Ok		0.853	Ok
	1.H	2.5	2.5	4.5	3.8	0.684	6.2	Falla	270	5.52	Ok	Ok		0.7889	Ok
	1.I	2	2	4.5	3.8	0.684	11.5	Falla	300	6	Ok	Falla	0.85	0.8654	Ok
	1.J	2.5	2.5	4.5	3.8	0.684	7.42	Falla	310	5.7	Ok	Falla	0.85	0.8696	Ok
	1.K	2	2	4.5	3.8	0.684	6.3	Falla	210	5.53	Ok	Ok			Ok
1.3	1.A	1.5	1.5	1.6	0.9	0.162	2.21	Ok	0	0	Ok	Ok			Ok
	1.B	2.8	2.8	1.6	0.9	0.162	4.32	Ok	0	0	Ok	Ok			Ok
	1.C	3.15	3.15	1.9	1.2	0.216	7.32	Falla		5.85	Ok	Falla	0.87	0.9712	Ok
	1.D	3.15	3.15	2.15	1.45	0.261	7.83	Falla	3.71	5.8	Ok	Falla	0.93	0.9812	Ok
	1.E	3.15	3.15	2.15	1.45	0.261	6.9	Falla	3.65	5.7	Ok	Falla	0.91	0.9758	Ok
	1.F	3.15	3.15	3	2.3	0.414	7.8	Falla	3.83	5.7	Ok	Falla	0.91	0.8875	Ok
	1.G	3.15	3.15	4.1	3.4	0.612	7.6	Falla	3.69	5.9	Ok	Falla	0.92	0.9741	Ok
	1.H	3.15	3.15	4.1	3.4	0.612	7.8	Falla	4.15	5.8	Ok	Falla	0.94	0.837	Ok
	1.I	3.15	3.15	4.3	3.6	0.648	7.4	Falla	3.87	5.6	Ok	Falla	0.87	0.9173	Ok
	1.J	2.8	2.8	3.6	2.9	0.522	7.68	Falla	3.4	5.8	Ok	Falla	0.9	0.934	Ok
	1.J.1	2.8	2.8	3.4	2.7	0.486	3.4	Ok	0	0	Ok	Ok	0.75	0.5457	Ok
	1.K	2	2	3.4	2.7	0.486	4.59	Ok	0	0	Ok	Ok	0.75	0.3549	Ok
	1.A	1.5	1.5	1.5	0.8	0.144		Ok				Ok	Ok		
1.B	1.3	1.3	1.3	0.6	0.108	47.5	Falla	1.6	3.21	Ok	Ok				Ok
1.C	2.15	2.15	1.7	1	0.18	18	Falla	2.5	5.55	Ok	Ok				Ok
1.D	2.15	2.15	2	1.3	0.234	6.8	Falla	2.55	5.52	Ok	Ok				Ok
1.E	2.15	2.15	2	1.3	0.234	7.2	Falla	2.65	5.4	Ok	Ok				Ok
1.F	2.15	2.15	2.4	1.7	0.306	6.3	Falla	2.45	5.879	Ok	Ok				Ok
1.G	2.15	2.15	3	2.3	0.414	7.4	Falla	2.55	5.68	Ok	Ok				Ok
1.H	2.15	2.15	3.2	2.5	0.45	6.54	Falla	2.37	5.994	Ok	Ok				Ok
1.I	3.15	3.15	3.4	2.7	0.486	4.6	Ok	0	0	Ok	Ok				Ok
1.J	3.15	3.15	3	2.3	0.414	3.8	Ok	0	0	Ok	Ok				Ok
1.K	2	2	3.4	2.7	0.486	4.43	Ok	0	0	Ok	Ok				Ok

6.12.2. Curva de fragilidad

Siguiendo el procedimiento relatado en los capítulos MARCO TEÓRICO y Curvas de fragilidad de la estructura original, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla 42 Matrices de Probabilidad de daño del Sistema Rehabilitado

Pga	Derivas	Leve	Mod	Ex	Com
0.461	0.456	1	0	0	0
0.769	0.648	1	0	0	0
0.796	0.770	1	0	0	0
0.840	0.830	1	0	0	0
0.940	1.120	1	0	0	0
1.008	1.050	1	1	0	0

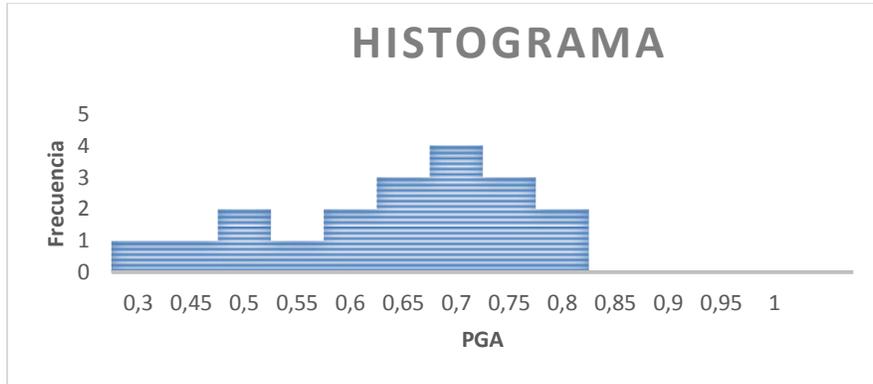


Ilustración 79 Histograma de los datos - Utilizados para las Cuervas de Fragilidad

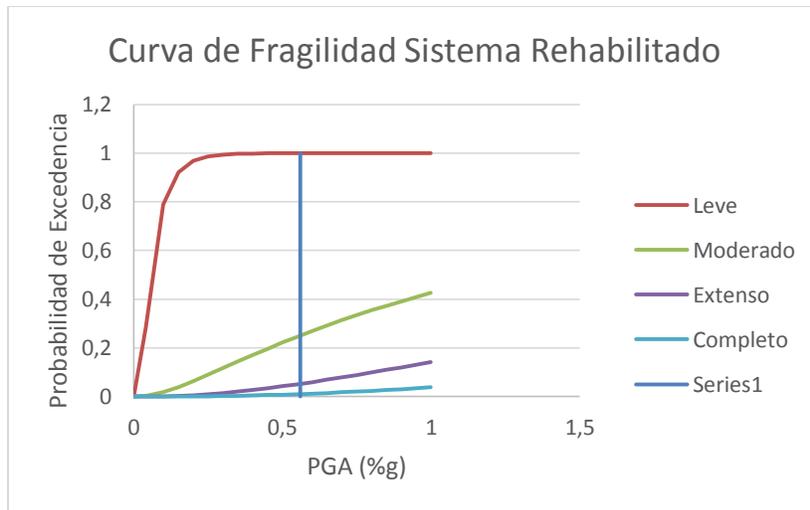


Ilustración 80 Curva de Fragilidad del Sistema Rehabilitado

Tabla 43 Probabilidades de Falla, en Magnitud Probable de Sismo Según Espectro de Diseño

Estado Limite	Probabilidad de Falla
Leve	100%
Moderado	24 %
Extenso	5%
Completo	1

Ahora se proceden a comparar las probabilidades de falla, tanto del Módulo A antes de ser rehabilitado, como del mismo modulo después de su rehabilitación sísmica.

Tabla 44 Diferencias de la Probabilidad de falla del Módulo A, antes y después de su rehabilitación.

Estado Limite	Probabilidad de Falla, Sistema sin Rehabilitar	Probabilidad de Falla del Sistema Rehabilitado	Diferencia
Leve	100%	100%	0%
Moderado	100%	24 %	76%
Extenso	97%	5%	92%
Completo	8%	1%	7%

7 RECOMENDACIONES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

7.1 Ampliación de las secciones de Concreto

Aumentar las secciones de elementos estructurales de concreto requiere la adición de adhesivos epóxicos para garantizar la adherencia del concreto existente con el concreto que se desea adicionar, este proceso se realiza de la siguiente manera, el procedimiento relatado a continuación ha sido adaptado del manual de construcción de Sika (SIKA, 2014):

- **Reducción de la superficie de concreto:** Se debe picar la superficie de concreto del elemento al cual se desea ampliar su sección, esto se realiza para generar una superficie rugosa que ayude a la adherencia del concreto a adicionar.
- **Preparación de la Superficie Existente:** La superficie existente debe estar limpia, libre de partes sueltas, contaminación de aceites, polvo, residuos de curadores, lechada de sementó u otras sustancias extrañas
- **Método de limpieza: Concreto:** Chorro de arena, Chorro de agua a presión, pulidora. Acero: La superficie debe estar seca y libre de contaminación de grasas y aceites, oxidación, cascarilla de laminación.
- **Aplicación del Epóxico:** Se debe aplicar por medio de broca o rodillo, seguidamente aplicar el concreto mientras que el epóxico se encuentra pegajoso.

Por último se agrega el refuerzo necesario a adicionar, se sitúan las formaletas y se funde el nuevo concreto.

7.2 Instalación de láminas de refuerzo de carbono

La información mostrada a continuación fue adaptada de (SIKA, 2014):

Se aplica con el sistema húmedo las fibras tejidas con un peso mayor de 300 g/m² y todas las fibras no tejidas. Estos se impregna con la resina Sikadur@c-300c bien con un saturado mecánico, o manualmente sobre una mesa de trabajo, y se aplica “húmedo” sobre el soporte.

El soporte debe estar limpio, libre de aceites, grasas, polvo, lechadas superficiales, pinturas antiguas, etc. Preparar el soporte mediante chorro de arena o lijado. Realiza una limpieza exhaustiva eliminando polvo, parte sueltas o mal adheridas. Inyectar fisuras. Las fisuras con anchura superior 0,25 mm se deben estabilizar usando métodos de inyección con resina epoxica.

El soporte debe estar nivelado (irregularidades menores a 15 mm en 1 mm de longitud). En caso de necesitar una regularización, el mortero o resinas usadas para la reparación deben haber curado completamente antes de la aplicación del tejido. Las fibras se instalaran en los lugares señalados en la Ilustración 81 Lugares de instalación de fibras de carbono..

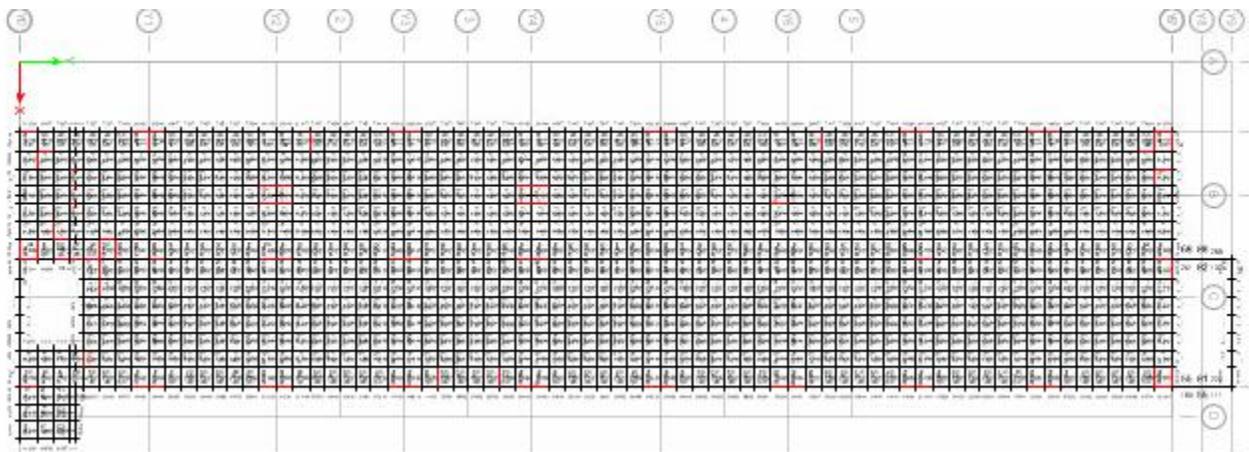


Ilustración 81 Lugares de instalación de fibras de carbono.

Fuente: Propia.

7.3 Costo de la rehabilitación

De acuerdo a las actividades planteadas se realizó un presupuesto general estimando un costo total de los materiales de obra requeridos para la rehabilitación:

COSTO APROXIMADO DE LA REHABILITACIÓN				
ÍTEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Concreto	m3	10.0054977	\$ 585,280.36	\$ 5,856,021.30
ACERO	KG	2,734.04	\$ 2,676.85	\$ 7,318,604.23
Demolición de Estructuras	m3	2.26556725	\$ 65,983.00	\$ 149,488.92
Epoxico Sika Dur 32	m2	102.475	\$ 29,798.91	\$ 3,053,643.33
Rehabilitación de Zapatas	m3	86.943827	\$ 312,904.26	\$ 27,205,094.06
Fundición nuevas zapatas		31.075	\$ 318,469.00	\$ 9,896,424.18
Arriostramiento	kg	48938.2868	\$ 4,048.28	\$ 198,115,887.69
				\$ 251,595,163.71
demolición enchapes, muros divisorios, tableta, pintura , pañete	m2	2592	\$ 18,173.12	\$ 47,104,727.04
Costo fibras	m2	162.6291	425000	\$ 69,117,367.50
				\$ 367,817,258.25
Pañete muros y acabados	m2	1738.8	\$ 30,821.00	\$ 53,591,554.80
Pisos y Acabados	m2	2592	\$ 48,607.00	\$ 125,989,344.00
			Total	\$ 547,398,157.05

8 CONCLUSIONES

- Se realizó la calibración dinámica de los modelos estructurales de los módulos A, B y edificio 24 (módulo correspondiente a la ampliación del año 93) . Este proceso de calibración se basó en el estudio de vibraciones ambientales, apoyado en la instrumentación y procesamiento de señales de las tres estructuras, modificando algunas de las variables importantes, tales como: propiedades mecánicas de los materiales de los elementos estructurales y dimensiones de las secciones principales de los elementos estructurales. Los resultados obtenidos de esta labor fueron los siguientes:
- Para el módulo A, se obtuvo un periodo experimental para el primer modo de vibración del orden de 2,38 segundos, que corresponde a un error del 1.22%, teniendo en cuenta que el periodo analítico es de 2,351 segundos.
- Para el módulo B, se obtuvo un periodo experimental para el primer modo de vibración del orden de 2.03 segundos, que corresponde a un error del 6.4%, teniendo en cuenta que el periodo analítico es de 2.16 segundos.
- Para el edificio 24 correspondiente al módulo ampliación del año 93, se obtuvo un periodo experimental para el segundo modo de vibración del orden de 2.20 segundos, que corresponde a un error de 8.33%, teniendo en cuenta el periodo determinado desde el punto de vista analítico es de 2.4 segundos en Etabs, si tomamos en cuenta el Periodo de Sap2000 tendríamos un error 0.49%.
- Se realizó la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los módulos A, B y edificio 24 del Hospital San Ignacio, apoyados en los resultados de las curvas de fragilidad del modelo estructural calibrado, obteniendo los siguientes resultados:
- Para el módulo A, posteriores al proceso de calibración, se encontró que la probabilidad de daño extenso en este módulo es del orden del 97 %, lo que indica que ante un evento sísmico con una aceleración pico del terreno (PGA) de 0,54g la estructura sufrirá daños graves alcanzando derivas del orden del 2 % al 3%. Este resultado se puede asociar a su grado de irregularidad en planta, al tener una relación de 5 a 1 entre el lado largo y el lado corto , como también a su sistema estructural, que no es de pórticos resistentes a momentos, sino de un sistema de reticular celular, que no proporciona ventajas desde el punto de vista de resistencia, ductilidad y rigidez

- Para el módulo B, posteriores al proceso de calibración de la estructura, se encontró que la probabilidad de que este módulo sufra un daño leve es del 100 %, daño moderado del 80%, daño extenso del 35% y daño completo del 12 % ante un evento sísmico de un PGA de 0,54 g. Este resultado se puede asociar a su sistema constructivo, al igual que el modulo A este módulo no cuenta con vigas entre columnas, además de esto hay que tener en cuenta el efecto de generado por el anclaje entre este módulo y el edificio 24.
- Para el módulo del edificio 24, correspondiente a la ampliación del año 93 del hospital, al estar unido con los otros dos módulos de reticular celulado, por medio de anclajes mecánicos debido a la falta de una de sus columnas en el costado Nor-Oriental, presenta la mayor probabilidad de falla con valores de: daño leve 100%, daño moderado 99%, daño extenso de 55% y daño completo de 12 %. Esto lo podemos asociar al comportamiento conjunto de los tres edificios, ya que al estar bajo la acción de un evento sísmico se puede presentar el fenómeno de golpeteo entre las estructuras al tener periodos de vibración diferentes, como también a la falta de una de sus columnas principales ubicada entre los ejes 4.3 y 4.A que no se construyó por temas arquitectónicos.
- Se realizó la estimación de una alternativa de rehabilitación para el módulo A, cumpliendo las recomendaciones del capítulo A.10 de la NSR-10, que integra los edificios de la presente investigación con su correspondiente curvas de fragilidad, garantizando un mejor comportamiento dinámico del edificio, acompañado con una evaluación económica aproximada, de lo cual se encontró:
 - Un aumento en la rigidez al implementar arriostramientos metálicos de 8 “ de diámetro en la configuración mostrada en la Ilustración 70, encontrando que el periodo de la estructura se redujo de 2,31 segundos a 1,41 segundos, obteniendo un índice de flexibilidad de 0.01, menor a la unidad como se estipula en el capítulo A.10.4.3.5 de la NSR -10.
 - Se encontró la necesidad de aumentar también la sección transversal de las columnas, debido al incremento producido por las fuerzas internas que se presentaron al implementar el sistema de arriostramiento lateral, como se detalla en la Tabla 32, garantizando así que el índice de sobre esfuerzo en estos elementos sea menor a la unidad como se muestra en Tabla 40.

- También fue necesario aumentar la capacidad a cortante de las viguetas, por las sollicitaciones que debe soportar, para lo cual se propuso un refuerzo con fibras de carbono, por su facilidad de instalación.
- Comparando la curva de fragilidad de la estructura original y rehabilitada, se pasó de tener una probabilidad de daño moderado del 100% al 24 %, de daño extenso del 97% al 5 %, con lo cual se evidencia el nivel de mejoramiento de su comportamiento sísmico.
- Fue necesario también mejorar la capacidad de la cimentación de la estructura, lo cual se realizó aumentando las dimensiones de las zapatas en planta de 10 cm a 50 cm en promedio como se explica en el numeral 6.12.1 de la presente investigación, garantizando así que el esfuerzo solicitado sea menor a la capacidad portante del suelo.

Finalmente, se estimó que la rehabilitación que se determinó en forma preliminar tiene un costo directo aproximado de COP 547 millones y un tiempo estimado de 5 meses.

9 RECOMENDACIONES

Se recomienda como investigación futura diseñar las conexiones de los arriostramientos propuestos en esta investigación. Así como proponer una rehabilitación Sísmica a todo el sistema Estructural.

10 Trabajos citados

- A.J, F. (1993). *Development of a hybrid bridge evaluation system, Phd thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia*. Vancouver: University of British Columbia.
- Abrahamson, N. A. (1992). Non Stationary Spectral Matching . *Seismological Research Letters*, Vol63 No1 p 30.
- Amezquita , A., Prieto, J. A., & Muñoz , E. E. (2002). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA HOSPITAL UNIVERSITARIO SAN IGNACIO*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeria.
- Bazurro, P., & Cornell, A. (1994). Seismic Hazard Analysis of Nonlinear Structures I : Metodolgy. *Journal of Structural Engineering, ASCE Vol 109 N 11*, 3320 - 3344.
- Bhosale, A. (2012). *SEISMIC EVALUATION OF R/C FRAMED BUILDING USING SHEAR FAILURE MODEL*. Orissa: National Institute of Technology Rourkela.
- Brincker R, A. P. (1999). Ambient response analysis modal for large structures. *Six International Congress on sound and vibration*, 2549-2558.
- Brown, D. (1999). *Modal Analysis: Theory and Applications*. USA: Kissimmee.
- Central de Noticias Digital. (01 de 01 de 2006). *Central de Noticias Digital*. Recuperado el 05 de 12 de 2013, de Central de Noticias Digital: [http://www.cndigital.com.ar/fotos/2010/03/10_Como_se_originan_los_terremotos\[0\].jpg](http://www.cndigital.com.ar/fotos/2010/03/10_Como_se_originan_los_terremotos[0].jpg)
- Comité ACI 318 . (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318*. USA: American Concrete Institute.
- Corporación Aceros Arequipa . (06 de 12 de 2013). *Corporación Aceros Arequipa* . Obtenido de Corporación Aceros Arequipa : <http://www.acerosarequipa.com/>
- Crawford, R. &. (1964). Determination of the natural period of Buildings. *Bulletin of te Seismological Society of America* , Vol 54, No 6, p , 1743-1756.

- ctualiza. (2002). *ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SISMICA ESTRUCTURAL DE LAS INSTALACIONES DEL HOSPITAL UNIVERSITARIO DE SAN IGNACIO ADSCRITO A LA PONTIFICIA*. Bogotá: Pontifica Universidad Javeriana.
- Cueva Jimenez, R. A., & Gonzalez Chalcualan, D. X. (2013). *Diseño por desempeño de edificaciones en Hórmigon armado con muros de corte mediante los codigos fema , Utilizando Etabs*. Sangolqui: Escuela Politécnica del Ejercito .
- DARÍO, G. A. (2010). *CARACTERIZACIÓN DINÁMICA EXPERIMENTAL DE PUENTES DE HORMIGÓN SIMPLEMENTE APOYADOS A PARTIR DE MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTL*. BUCARAMANGA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL SANTANDER.
- Doebbling, P. ., (1996). *Damage Identification and Health Monitoring of structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics*. Los Angeles: Los Alamos National Laboratory .
- Dymiotis, C., Kappos, A. J., & Chryssanthopoulos, M. K. (1999). Seismic Reliability of RC Frames with Uncertain Drift and Member Capacity. *Journal of Structural Engineering*, Vol.125, No.9, pp. 1038-1047.
- Dymiotis, C., Kappos, A., & Chryssanthopoulos, M. K. (1999). Seismic Reliability of RC frames with Uncertain Drift and Member Capacity. *Journal of Structural Engineering , ASCE , Vol 125 , pp.1038 - 1047*.
- ERBERIK, M. A., & ELNASHAI, A. S. (2003). *SEISMIC VULNERABILITY OF FLAT-SLAB STRUCTURES , CENTER, MID-AMERICA EARTHQUAKE DS-9 PROJECT (RISK ASSESSMENT MODELING*. Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign.
- ESTUPIÑAN TERAN, F. L., & TORRES GERALDO, F. (2013). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL VIADUCTO CURVO DE LA CALLE*. Bogotá D.C.: PONTIFICIA UNVERSIDA JAVERIANA .
- European Commission – Research General Directorate. (2004). *GUIDELINES FOR THE IMPLEMENTATION OF THE H/V SPECTRAL RATIO TECHNIQUE ON AMBIENT*

VIBRATIONS MEASUREMENTS, PROCESSING AND INTERPRETATION. European Commission: Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME.

Gates, E. W., Hart, G. C., & Crouse, C. B. (1990). Vibration Studies of an Existing Building for Base Isolation Retrofit. *Proc., 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, (págs. CA, 3, 559-568.). Palm Springs: Vibration Studies of an Existing Building for Base Isolation Retrofit.

GEOCITES. (20 de 11 de 2013). *GEOCITES*. Recuperado el 20 de 11 de 2013, de GEOCITES: http://www.geocities.ws/fg_audio/Archivos/Trabajo_Ventanas.pdf

Ghobarah,, A., Aly, N. M., & El-Attar, M. (1998). Seismic Reliability Assessment of Existing. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.2, No.4, pp.569-592.

Goel, S. C., & Masri,, A. C. (1996). Seismic Strengthening of an RC Slab-Column Frames with Ductile Steel Bracing. *Proc., 11th World Conference on Earthquake Engineering*, (págs. CD -ROOM). Acapulco: Propia.

Gomez Araujo, I. D. (2010). *Caracterizacion Dinamica experimental de puentes de Jormigon Simplemente Apoyados a partir de ,edocopmes de Vibracones*. Bucaramanda: Universidad Industrial de Santander.

Gomez Chavez, S. I. (2007). *Analisis Sismico ModernoAnalisis Sismico Moderno*. Mexico: Trillas.

Hancock , J., Watson-Lamprey , J., Abrahamson, N. A., & Bommer , J. J. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10 pp. 67–89.

Hueste, M. B., & Wight, J. K. (1997). *Evaluation of a Four Srory Reinforced Concrete Building Damaged Durinf the Northbride Earthquake*. USA: Earthquake Spectra.

INGEOMINAS. (11 de 10 de 2013). *INGEOMINAS*. Obtenido de INGEOMINAS: <http://seisan.ingeominas.gov.co/RSNC/index.php/material-educativo/conceptos-basicos>

INGEOMINAS. (s.f.). *INGEOMINAS*. Obtenido de
<http://seisan.ingeominas.gov.co/RNAC/MICRO.pdf>

INSTITUTO GEOFÍSICO UNIVERSIDAD JAVERIANA. (2002). *Microzonificación Sísmica del Campes de la Pontificia Universidad Javeriana - Sede Bogota*. BOGOTÁ: Pontificia Universidad Javeriana.

International Council of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC)*. Whittier, California: Uniform Building Code.

JFINTERNATIONAL. (17 de 11 de 2013). *JFINTERNATIONAL*. Obtenido de
JFINTERNATIONAL: <http://www.jfinternational.com/mf/probabilidades-definiciones.html>

Kawamura, S., Sugisaki, R., Ogura, K., Maezawa, S., Tanaka, S., & Yajima, A. (2000). Seismic Isolation Retrofit in Japan. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

Lilhanand, K., & Tseng, W. S. (1988). "Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol II, 819-824.

Ljung, L. (1999). *System Identification - Theory for the User, 2nd edition*. USA : Prentice Hall.

Melone, S. S. (2002). *TESIS DOCTORAL - VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES ESCENCIALES*. Barcelona: Universidad Politecnica de Cataluña.

Melone, S. S. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales, Analisis de su Contribución al Riesgo Sísmico*. Barcelona: Universidad Politecnica de Cataluña.

Pablo, C. J. (2007). *Transformada de Fourier*. California: Stanford University.

Paulay, T., & Park, R. (1974). Reinforced Concrete Structures. *Christ church*, pp. 270-343, .

Poluraju, P. V., & nAGESWARA, R. (2011). *Pushover analysis of reinforced concrete frame structure using SAP2000*. India: Universidad KL India .

Quintero, D., & Ussher, J. (06 de 12 de 2013). *Asistente para el Diseño de estructuras sismoresistente*. Obtenido de Asistente para el Diseño de estructuras sismoresistente: <http://www.civil.cicloides.com/cgenerales/1.5.5/>

SAEIOC , VISION 2000. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings* . San Francisco : VISION 2000.

Servicio Geologico Colombiano. (05 de 12 de 2013). *Servicio Geologico Colombiano*. Recuperado el 05 de 12 de 2013, de Servicio Geologico Colombiano: <http://seisan.ingominas.gov.co/RSNC/index.php/material-educativo/conceptos-basicos>

Sezen, H. (2002). *Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns*. Berkeley: University of California.

SOLIDWORKS. (20 de 11 de 2013). *SOLIDWORKS*. Recuperado el 20 de 11 de 2013, de SOLIDWORKS: http://help.solidworks.com/2011/spanish/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/NonlinearAnalysis/Nonlinear_Static_Analysis.htm

universidad Nacional. (17 de 11 de 2013). *Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de desastres*. Obtenido de Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de desastres: http://www.cismid-uni.org/labgeo/analisis_rs.php

Velásquez Vargas José Martín. (2006). *Tesis Magister en Ingeniería Civil - Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos* . Lima: Pontificia Universidad Católica de Peru.

Vibration & Noise. (07 de 12 de 2013). *Vibraciones y Ruido Soluciones de Ingeniería* . Obtenido de Vibraciones y Ruido Soluciones de Ingeniería : <http://www.tsisl.es/TSIWEB/instrumentacion.asp?apartado=2&modelo=29>

Welch, P. (1967). The use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra : A Method Based in Time Averaging over Short, Modified Periodograms. *IEEE Trans , Audio Electroacoustics, Vol AU-15, 70 - 73*.

Wenzel H, D. p. (2005). *Monitoring, Ambient Vibration*. Chichester - England: Wiley And Sons Ltda.

WHA, B. J. (2004). *SEISMIC FRAGILITY AND RETROFITTING FOR A REINFORCED CONCRETE FLAT-SLAB STRUCTURE*. TEXAS: Office of Graduate Studies of Texas A&M University.

White, R. N., & Kim, W. (1994). Shear strength of reinforced high strength concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, pp. 7–16.

Zsutty , T. (1968). Beam shear strength prediction by analysis of existing data. *ACI J*, pp.943–951, 1968.