

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66 CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.
Castillo Marcano, Miguel Angel
Villamizar Sosa, Jeniffer Andreina
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66 CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Gustavo Coronel D.

TUTOR INDUSTRIAL: Ing. Romme Rojas

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.
Castillo Marcano, Miguel Angel
Villamizar Sosa, Jeniffer Andreina
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2012

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66 CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS”**, desarrollado por los bachilleres: Miguel Castillo y Jeniffer Villamizar, para optar por el título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo que se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que se le sea designado.

En Caracas, a los (5) días del mes de **(Noviembre)** del año 2012.

Prof. Gustavo Coronel D.

ACTA

El día _____ Se reunió el jurado formado por los profesores:

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado **“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66 CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS”**, Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar por el Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACION	
	Números	Letras
Br. Miguel Ángel Castillo Marcano		
Br. Jeniffer Andreina Villamizar Sosa		

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, ____ de ____ de 20__

DEDICATORIA

A mi mami, porque mis metas y triunfos son para ella y por ella.

A mi Stephy, por ser mi guía y mi ángel.

A todas esas personas que no conocen la confianza en sí mismo

Jeniffer Villamizar

Le dedico este trabajo a la nueva generación de mujeres bellas que nacen de mi familia

Sairek, Shantal, Alessia y Giulia

A mi mamá y mi hermana quienes siempre me han acompañado

Las quiero.

Miguel Castillo

AGRADECIMIENTOS

Imagine este momento muy diferente en mi cabeza, suponía que a la hora de agradecer a la gente que ha estado ahí para mí, estaría relajado y por supuesto con un vaso en la mano. Había pensado comenzar hablando del camino recorrido y que se yo, pero capaz sonaba a politiquería. Si bien no estoy del mejor humor posible, no es excusa para no agradecer a todas esas personas que quiero y me importan.

En primer lugar le agradezco a mis padres por darme la vida, má aunque pocas veces lo diga te quiero y agradezco que siempre estés a mi lado. Kens gracias por ser mi segunda madre, hermana y amiga sin ti no sé qué haría. Jan, Lhin y Tía Morella más que ser mi familia y las personas con quien siempre puedo contar, son los que siempre me están cuidando en cada locura que hago y miren que para inventor Yo.

Abuelo no podrás verme graduado pero sé que siempre estuviste ahí para mí, Abu con tus bendiciones y buenos deseos, con todos los santos que me encomiendas, a pesar de no creer en ellos, ando protegido supongo.

Ahora si pues, la gente de la uni, gracias de verdad a todos con quien compartí, intentare nombrar a la mayoría, disculpen si se me escapa alguno. Gracias a los que comenzaron conmigo y aun estamos en contacto Vladi, Ángelo, Jeny, Manzo, Carlos A. Gracias a aquellos que fui conociendo y no podré olvidar, mi Yera, Axel, Gina, Andre, Frozon, Grillet, Enver, Ceci, Fathima, Leo, Diana, Francisco, Humberto, Gabo, Theo, Gaby.... A aquel grupo que asistía religiosamente a la clase de las 5 en el bodegón (no solo de letras se nutre la mente) aunque ya nombre a la mayoría se me escapaba Lourdes, Anna, Reinaldo....

Ahora bien gracias a mi psicóloga N° 1, Mile que me escucho todos estos días de estrés y de igual forma, aunque ya te agradecí, a mi psicóloga N° 2 Anna Rico, por oírme, acompañarme y siempre estar pendiente de mí, gracias boba.

Gracias a nuestros tutores Gustavo y Romme, buuueno Romme saliste raspao, cero uno, no vale gracias sinceramente por la ayuda que nos brindaron.

Gracias nuevamente, Vladi y Axel por acompañar y ayudar a Jeny cuando yo no pude, gracias por los trasnochos que se calaron. Gracias Mirna por aguantar los trasnochos que también te hicimos pasar.

Por último, no porque no sea importante, por el contrario una de las personas que siempre estuvo ahí, a pesar que estos días estuvimos a punto de matarnos, mi boba y compañera en esta pesadilla Jeny, realmente no ha sido fácil contigo, pero por lo visto lo logramos, gracias de verdad bella.

Bueno ya que el hielo se me comienza a derretir y espero no haberme olvidado de nadie, solo me queda repetir GRACIAS...

Miguel Castillo

En primer lugar quiero agradecerle a Dios, por permitirme alcanzar mis metas, por darme lo que tengo y librarme de lo que no tengo.

En segundo lugar a esas personas que de una forma u otra estuvieron conmigo:

A mi mami, por apoyarme incondicionalmente, por su esfuerzo, dedicación y paciencia. Porque simplemente es mi vida. TE AMO!

A mi papi por su apoyo y esfuerzo,

A mis hermanitos Johans y Johel, que son mi mayor tesoro y nunca me abandonan,

A mi familia, en especial a mi abuelita Sosa, a mi tía Bea y mis primas Wendy y Belkis,

A mi ángel Stephy, que más que un amigo fue mi guía, mi profesor y mi protector. Gracias por ser quien eres.

A mis niños: Angelito, Gabito y Frozy, que son lo más bonito que me regalo la UCV,

A Migue por la paciencia y el apoyo,

A Axel por el apoyo, la compañía, la ayuda y el cariño, porque no hay momento amargo que él no pueda hacerme sonreír,

A Gustavo Coronel **D.** por la ayuda, conocimientos y el tiempo brindado.

A FUNVISIS, en especial a Romme.

Y en tercer lugar a mi hogar durante estos años de carrera, la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA por darme la oportunidad de ser UCVISTA.

A todos ustedes: ¡MIL GRACIAS!, de corazón.

Jeniffer Villamiza

Br. Castillo M., Miguel A.
Br. Villamizar S., Jeniffer A.

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66 CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS

Tutor Académico: Prof. Gustavo Coronel D.
Tutor Industrial: Ing. Romme Rojas
Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.
Escuela de Ingeniería Civil. 2012. N° Pag. 115.

Palabras clave: Vulnerabilidad, Riesgo sísmico, Banco Obrero, Sismo Caracas, 6M8-66.

Resumen: Venezuela es un país con importante actividad sísmica debido a su cercanía con el sistema de fallas producto de la interacción entre la Placa Suramericana y la Placa del Caribe, lo que afecta principalmente a la zona nortecostera y andina del mismo; zonas donde se concentra la mayor parte de la población (INE, 2011). Es por ello que el presente Trabajo Especial de Grado, como parte del proyecto “SismoCaracas” llevado a cabo por FUNVISIS, evalúa la vulnerabilidad y riesgo sísmico que pueden presentar edificaciones antiguas de uso residencial ubicadas en el Municipio Libertador de Caracas; tomando como objeto de estudio las edificaciones del tipo 6M8-66 construidas por el Banco Obrero, actual Instituto Nacional de la Vivienda (INAVI), por ser una estructura diseñada bajo un sistema constructivo con aparentes debilidades estructurales y ser construida de forma masiva, es decir, de forma repetitiva a lo largo de esta zona y replicadas en otras regiones del país.

Partiendo de lo establecido en las normas venezolanas 1756 (COVENIN, 2001) y 1753 (FONDONORMA, 2006), se realizó una revisión de las características constructivas de la edificación, verificando dimensiones mínimas de los elementos,

observándose que algunas de ellas no se cumplían. Verificándose cuantías de acero mínima y máxima propuesta por las normas venezolanas.

Para ello se realizó un análisis sísmorresistente por medio de programas computacionales, del bloque 11 de la UD3 de la parroquia Caricuao, dicha edificación esta construida por tres módulos; el módulo A y C conforman el núcleo de apartamentos, mientras que el módulo B, con un tanque elevado en el nivel techo, representa el núcleo de escaleras.

Para evaluar la estructura se realizaron tres (3) modelos representativos del edificio, partiendo de la información encontrada en el INAVI; el primero de ellos se realizó considerando inercia gruesa de elementos, el segundo con inercia reducida con el fin de tomar en cuenta el agrietamiento que experimentan los elementos durante un sismo; por último se desarrolló un tercer modelo con inercia reducida incorporando la rigidez que aportan las paredes en la estructura.

Posteriormente se realizó una evaluación de la respuesta sísmica de la estructura. Se verificaron los periodos fundamentales de vibración y los posibles desplazamientos que experimenta la estructura, revisando la deriva máxima de la edificación y comparándola con el límite normalizado. Se consideró la cortante basal del edificio y se comparó con la capacidad de resistir fuerzas cortantes que lo afectan (Demanda/Capacidad). De igual forma se evaluó, para algunos elementos, las capacidades resistentes de estos frente a la demanda de momentos y fuerzas cortantes a la que son sometidos.

Según los resultados obtenidos del análisis se concluyó que la respuesta de la estructura ante la eventualidad sísmica es ineficiente. La edificación presenta deficiencia en cuanto a períodos y derivas, ya que se observan períodos altos y derivas que exceden límites normalizados resaltando la necesidad de rigidizar la estructura, a pesar que su respuesta en términos de demanda contra capacidad, arroja valores dentro de rangos aceptables. Por ello se propuso mejoras

estructurales que consisten en la colocación de vigas altas en la dirección más larga del edificio y muros en la dirección ortogonal, logrando mejorar la respuesta sísmica de la estructura en un 50% aproximadamente con relación a modelos realizados, donde no se consideraban los efectos que aportan las paredes a la estructura.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
I.1 El problema de la investigación:.....	3
I.2 Objetivos:	6
I.2.1 Objetivo general:	6
I.2.2 Objetivos específicos:	6
I.3 Justificación:	7
I.4 Alcances y limitaciones.	8
CAPÍTULO II.....	9
MARCO TEÓRICO	9
II.1 Causas de los sismos	9
II.1.1 Placas Tectónicas.....	9
II.1.2 Ondas Sísmicas.....	12
II.1.2.1 Ondas P	13
II.1.2.2 Ondas S	15
II.1.2.3 Ondas Superficiales.....	16
II.1.3 Foco y Epicentro	18
II.1.4 Magnitud e Intensidad.....	19
II.2 Eventos sísmicos ocurridos en venezuela.....	21
II.3 Evolución de las normas de construcción en venezuela.....	25
II.4 Amenaza sísmica.....	28
II.4.1 Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas.	29
II.5 Vulnerabilidad sísmica	31
II.5.1 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica	33
II.5.1.1 Métodos empíricos	33
II.5.1.2 Métodos analíticos.....	33
II.5.1.3 Métodos experimentales.....	33
II.6 Riesgo sísmico.....	33
II.7 Materiales constructivos.....	34
II.7.1 Concreto	34
II.7.1.1 Coeficiente de Poisson (μ).....	36
II.7.1.2 Relación Tensión - Deformación Unitaria ($f-\epsilon$).....	37
II.7.1.3 Módulo de rigidez.	37
II.7.1.4 Módulo de elasticidad (E_c).....	37
II.7.2 Concreto reforzado.	38
II.7.3 Acero	38
II.7.4 Mampostería.....	39
II.8 Sistema estructural y método de análisis	40
II.8.1 Sistema Estructural.....	40
II.8.2 Método de análisis	41
II.8.3 Efectos sísmicos en los edificios.....	42
II.9 Criterios del diseño sismorresistente.....	45
II.10 Estados límites.....	46
CAPÍTULO III.....	48
MARCO METODOLÓGICO	48

III.1	Recopilación de información	48
III.2	Estimación de niveles de vulnerabilidad	49
III.3	Desarrollo de planos en dos (2) y tres (3) dimensiones	50
III.4	Criterios para la elaboración de modelos matemáticos	51
III.5	Modelos del edificio	54
III.6	Método de análisis	55
III.7	Determinación de la respuesta sísmica	55
III.7.1	Comparación de derivas	55
III.7.2	Comparación Demanda-Capacidad de la estructura	57
III.7.3	Demanda/Capacidad en elementos críticos	58
III.7.3.1	Vigas	58
III.7.3.2	Columnas	59
III.8	Propuesta de mejoras estructurales	59
CAPITULO IV		60
RESULTADOS Y ANÁLISIS		60
IV.1	Recopilación de información	60
IV.2	Estimación de niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico	64
IV.3	Selección del edificio	65
IV.4	Descripción del edificio evaluado	65
IV.5	Digitalización de información	69
IV.5.1	Planos	69
IV.5.2	Desarrollo de videos	70
IV.6	Modelo estructural del edificio	70
IV.6.1	Secciones	70
IV.6.2	Análisis de carga	72
IV.6.3	Espectro	74
IV.6.4	Modelos de las estructuras	76
IV.7	Determinación de la respuesta sísmica	78
IV.7.1	Periodos y formas modales	78
IV.7.2	Análisis de las derivas	83
IV.7.3	Comparación Demanda-Capacidad del cortante basal	87
IV.7.4	Comparación Demanda-Capacidad de elementos críticos	89
IV.7.4.1	Vigas	89
IV.7.4.1.1	Flexión	89
IV.7.4.1.2	Corte	90
IV.7.4.2	Columna	91
IV.7.4.2.1	Flexión	94
IV.7.4.2.2	Corte	97
IV.8	Propuestas para mejoras estructurales	99
CAPITULO V		108
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		108
BIBLIOGRAFÍA		112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema representativo de falla geológica.	11
Figura 2.2 Ubicación de sistemas de fallas principales en Venezuela.	12
Figura 2.3 Onda compresional propagándose a lo largo de un resorte con velocidad v . C indica compresión y D indica dilatación.	14
Figura 2.4 Ondas P.	14
Figura 2.5 Onda de cizalla propagándose con velocidad v a lo largo de una cuerda. El desplazamiento de las partículas de la cuerda se da en las direcciones indicadas por d . 15	15
Figura 2.6 Ondas S.	16
Figura 2.7 Ondas R.	17
Figura 2.8 Ondas L.	18
Figura 2.9 Foco y Epicentro de un terremoto.	19
Figura 2.10 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela. <i>Norma COVENIN 1982</i>	27
Figura 2.11 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela. <i>Norma COVENIN 2001</i>	28
Figura 2.12 Micro-Zonas Sísmicas en el Área Metropolitana de Caracas. Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas.	31
Figura 2.13 Rangos aproximados de resistencia a compresión de diferentes tipos de concreto.	36
Figura 4. 1 Sistema Creamer y Denis.	62
Figura 4. 2 Sistema Vivienda Venezolana.	62
Figura 4. 3 Sistema 6M8.	63
Figura 4. 4 Sistema 20C.	63
Figura 4. 5 Sistema 20D.	64
Figura 4. 6 Sistema 6M8. Bloque 11 de la UD-3 de la Parroquia Caricuao.	65
Figura 4. 7 Plano de fachada del sistema 6M8.	66
Figura 4. 8 Detallado de sección transversal de columna del quinto piso ejes A y B.	68
Figura 4. 9 Modelo en 3D del sistema 6M8.	70

Figura 4. 10	Espectro elástico de respuesta y espectro reducido de diseño.	76
Figura 4. 11	Modelo 1 y 2 de módulo de apartamentos.....	77
Figura 4. 12	Modelo 3 para módulo de apartamentos.	77
Figura 4. 13	Módulo de escaleras; a) Modelo 1 y 2; b) Modelo 3	78
Figura 4. 14	Grafico comparativo de derivas inelásticas del módulo de apartamentos (DIRECCIÓN "X"), con representación de límites exigidos.....	84
Figura 4. 15	Tabla comparativa de derivas inelásticas del módulo de apartamentos (DIRECCIÓN "Y"), con representación de límites exigidos.....	85
Figura 4. 16	Tabla comparativa de derivas inelásticas del módulo de escaleras (DIRECCION "X"), con representación de limites exigidos.....	86
Figura 4. 17	Tabla comparativa de derivas inelásticas del módulo de escaleras (DIRECCION "Y"), con representación de limites exigidos.....	87
Figura 4. 18	Demanda-Capacidad de columnas del pórtico B, Modelo 1	92
Figura 4. 19	Demanda-Capacidad de columnas del pórtico B, Modelo 2	92
Figura 4. 20	Demanda-Capacidad de columnas del pórtico B, Modelo 3	93
Figura 4. 21	Diagrama de fuerza cortante en el pórtico B del Modelo 3. Evidencia del efecto columna corta.....	93
Figura 4. 22	Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "X", Modelo 1).	95
Figura 4. 23	Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "Y" Modelo 1).	95
Figura 4. 24	Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "X", Modelo 2).	96
Figura 4. 25	Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "Y" Modelo 2).	96
Figura 4. 26	Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "X", Modelo 3).	97
Figura 4. 27	Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "Y" Modelo 3).	97
Figura 4. 28	Modelo de mejora estructural para el módulo de escaleras.....	100
Figura 4. 29	Modelo de propuesta de mejora estructural.	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Propiedades de los materiales.....	51
Tabla 3.2 Factores de reducción de inercia.....	52
Tabla 3.3 Valores máximos de derivas normalizadas (‰).....	56
Tabla 3.4 Valores máximos de derivas normalizadas (‰).....	56
Tabla 4.1 Características de los sistemas constructivos.	61
Tabla 4.2 Índices de amenaza (I_A), vulnerabilidad (I_V), importancia (I_I), riesgo (I_R) y priorización (I_P) de edificaciones preseleccionadas.....	64
Tabla 4.3 Secciones de columnas (cm).....	67
Tabla 4.4 Lista de planos encontrados del sistema 6M8	69
Tabla 4.5 Secciones y distribución de columnas (cm).	71
Tabla 4.6 Secciones y distribución de vigas (cm).	71
Tabla 4.7 Análisis de carga para losa de entrepiso.	72
Tabla 4.8 Análisis de cargas para losas de escaleras.	73
Tabla 4.9 Carga distribuida de tabiquería por tramo.....	74
Tabla 4.10 Parámetros de espectro de diseño.	75
Tabla 4.11 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de apartamentos (MODO 1).	79
Tabla 4.12 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de apartamentos (MODO 2).	80
Tabla 4.13 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de apartamentos (MODO 3).	80
Tabla 4.14 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de escaleras (MODO1).....	81
Tabla 4.15 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de escaleras (MODO2).....	82
Tabla 4.16 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de escaleras (MODO3).....	82
Tabla 4.17 Máximas derivas inelásticas del módulo de apartamentos (‰).....	83
Tabla 4.18 Máximas derivas inelásticas del módulo de escaleras (‰).....	83
Tabla 4.19 Valores de cortantes basales (Ton).	88

Tabla 4.20 Tabla comparativa Demanda/Capacidad	88
Tabla 4.21 Momentos últimos.....	89
Tabla 4.22 Demanda/Capacidad de elemento crítico.	90
Tabla 4.23 Demanda a fuerzas cortantes	90
Tabla 4.24 Demanda-Capacidad (D/C) en la viga 3V-2	91
Tabla 4.25 Solicitaciones de Columna B8.	94
Tabla 4.26 Cortes máximos de combinaciones de cargas para columna B8.	98
Tabla 4.27 Demanda/Capacidad de columna B8.....	98
Tabla 4.28 Comparación de formas modales del módulo de escaleras vs propuestas de mejoras estructurales para el modelo 2 (MODO 1).....	101
Tabla 4.29 Comparación de formas modales del módulo de escaleras vs propuesta de mejora estructural (MODO 2).....	101
Tabla 4.30 Comparación de formas modales del módulo de escaleras vs propuesta de mejora estructural (MODO 3).....	102
Tabla 4.31 Derivas inelásticas en X y Y del modelo 2 y propuestas de mejora estructural.....	103
Tabla 4.32 Demanda vs capacidad por fuerzas cortantes de la propuesta de mejora estructural.....	103
Tabla 4.33 Comparación de formas modales del módulo de apartamentos vs propuesta de mejora estructural (MODO 1).	105
Tabla 4.34 Comparación de formas modales del módulo de apartamentos vs propuesta de mejora estructural (MODO 2).	105
Tabla 4.35 Comparación de formas modales del módulo de apartamentos vs propuesta de mejora estructural (MODO 3).	106
Tabla 4.36 Comparación de derivas entre módulo de apartamentos y propuesta de mejoras de la edificación.	106
Tabla 4.37 Evaluación Demanda-Capacidad por fuerzas cortantes (D/C).	107

GLOSARIO

- **Acción sísmica:** Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.
- **Análisis dinámico:** en sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.
- **Amenaza sísmica:** Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.
- **Cedencia:** Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.
- **Centro de cortante:** punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masas respectivos.
- **Deriva:** diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.
- **Diafragma:** parte de la estructura, generalmente horizontal con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.
- **Ductilidad:** Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.
- **Entrepiso:** Espacio entre dos pisos consecutivos.
- **Entrepiso blando:** Configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes.

- **Entrepiso débil:** Configuración caracterizada por una marcada diferencia de resistencias entre niveles adyacentes.
- **Factor de amplificación dinámico:** cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática.
- **Factor de reducción de respuesta:** factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.
- **Fuerzas sísmicas:** Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.
- **Muros estructurales:** Muros especialmente diseñados para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por los movimientos sísmicos y/o las acciones gravitacionales.
- **Pórticos diagonalizados:** Sistemas tipo celosía vertical o equivalentes, dispuestos para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.
- **Reforzamiento:** Acciones constructivas para mejorar la capacidad sismorresistente de la edificación mediante la modificación de su resistencia y rigidez.
- **Reparación:** Restitución de la capacidad sismorresistente de una edificación dañada por sismos, sin incrementar su capacidad sismorresistente más allá de su condición inicial. Este vocablo también incluye daños debidos a otras causas, tales como: deterioro, fuego, viento, etc., para restituir a la edificación su capacidad sismorresistente original.
- **Sistema resistente a sismos:** Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.
- **Vulnerabilidad:** Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso.

- **Zona sísmica:** Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

INTRODUCCIÓN

Venezuela se encuentra ubicada entre la placa de Suramérica y la del Caribe, lo que condiciona una latente amenaza sísmica. Por otro lado las ciudades principales presentan una gran cantidad de estructuras que por su antigüedad no se ajustan a los criterios presentes en la norma sismorresistente actual (COVENIN, 2001), lo cual puede hacer que sean vulnerables. Considerando la ciudad de Caracas como urbe principal del país, en el presente Trabajo Especial de Grado, como parte del proyecto “SismoCaracas” llevado a cabo por FUNVISIS, se evalúa la vulnerabilidad y el riesgo sísmico que pueden presentar edificaciones antiguas del tipo 6M8-66, construidas por el Banco Obrero; de uso residencial y ocho (8) pisos de altura, ubicadas en el Municipio Libertador de Caracas; tomando como objeto del estudio el bloque 11 de la UD3 de Caricuao, la cual es una estructura diseñada bajo este sistema constructivo con aparentes debilidades estructurales.

Se debe resaltar que el sistema denominado 6M8 fue construido de forma masiva, es decir, de forma repetitiva en Caracas y replicado en otras regiones del país, por ello que algunos de los resultados de este estudio pudieran ser extrapolados al resto de edificaciones pertenecientes a este tipo constructivo.

En este trabajo se realiza una evaluación estructural y sismorresistente mediante un análisis lineal de la estructura con el cual se calcula la respuesta sísmica en término de la deriva de entrepiso, cortante basal y demanda de fuerzas sobre los elementos. Por otra parte se determina la capacidad resistente de elementos críticos, lo cual permite realizar las comparaciones demanda-capacidad.

El trabajo se encuentra comprendido por 5 capítulos, en los cuales se describen los aspectos introductorios en la evaluación del problema, la presentación de las bases teóricas, la metodología empleada, los resultados obtenidos y una

propuesta conceptual de mejoras estructurales. De esta manera, el contenido de esta investigación se presenta de la siguiente forma:

Capítulo I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA: se presenta la situación actual que justifica la realización de este trabajo, adicionalmente se expone el objetivo general de la investigación así como los objetivos específicos planteados para el desarrollo de este trabajo.

Capítulo II. MARCO TEÓRICO: se exhibe el basamento teórico y referencial que enmarca el contenido de la investigación. Dentro del mismo se desarrollan varios escenarios de sismos ocurridos en Venezuela, una síntesis de la evolución de las normativas en el país, terminologías asociadas al riesgo sísmico y la descripción de los métodos de análisis empleados.

Capítulo III. MARCO METODOLÓGICO: se presentan los aspectos metodológicos llevados a cabo para la consecución y logro de los objetivos planteados en el capítulo I. En este capítulo se mencionan las herramientas empleadas en la obtención y representación de los resultados al igual que la formulación de los métodos empleados en la evaluación estructural realizada.

Capítulo IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS: presenta los resultados obtenidos al seguir la metodología planteada en el capítulo anterior. Para ello se hace uso de tablas, gráficos e imágenes, que exponen de manera sencilla dichos resultados. De igual forma se analizan los valores obtenidos, exponiendo de ser necesario, la razón de ser de dichos resultados.

Capítulo V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: presenta los aprendizajes y experiencias derivadas del análisis estructural así como posibles aspectos que deben ser implementados en la evaluación sismorresistente de edificaciones.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

I.1 El problema de la investigación:

Durante los últimos años han ocurrido varios eventos sísmicos de gran importancia alrededor del planeta, entre los cuales se pueden mencionar el terremoto de Haití (12/1/2010) que alcanzó una magnitud $M_w=7,0$; el de Chile (27/2/2010) de magnitud $M_w=8,8$; el terremoto de Japón (11/3/2011) de magnitud $M_w=9,0$; el terremoto de México (20/3/2012) de magnitud $M_w=7,9$; el de Costa Rica (5/9/2012) de magnitud $M_w=7,6$ y más recientemente el terremoto de Colombia (30/9/2012) con magnitud $M_w=7.1$. Así mismo se registran a diario otros de menor magnitud que provocan daños materiales y en ocasiones, pérdidas humanas.

Venezuela no escapa de la ocurrencia de estos fenómenos, por el contrario, es un país que presenta una importante actividad sísmica, debido a su ubicación cercana al límite entre la placa Suramericana y la placa del Caribe, lo que da origen a un sistema de fallas en la zona norte-costera y andina del país; zona en la que se concentra el 68% de la población (INE, 2011).

La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), cuenta con información de los eventos sísmicos ocurridos en Venezuela a partir de 1530 hasta la fecha. Entre los más importantes se encuentran los ocurridos en los años 1530, 1812, 1900, 1967, 1997 y 2009 (FUNVISIS), siendo el más destructivo, el ocurrido el 26 de marzo de 1812 que causó más de 20.000 víctimas, aproximadamente un 5% de la población estimada para la época (Grases, 1994). Posteriormente el terremoto de Caracas (1967), marca un hito en el país, debido al

colapso de algunas edificaciones en el sector de los Palos Grandes de entre 8 y 12 pisos de altura, constituyendo experiencias singulares en el campo de la ingeniería sismorresistente e impulsando la creación de FUNVISIS, y dejando en evidencia la necesidad de desarrollar un articulado normativo dedicado especialmente al diseño y evaluación de estructuras sismorresistentes.

Teniendo en cuenta la constante evaluación de la actividad sísmica, las experiencias dejadas por los terremotos ocurridos, los avances en materia de sismología, ciencias geológicas y en el campo de la ingeniería estructural y sismorresistente, han evolucionado las normas usadas en Venezuela a través de los años, tales como las normas del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de los años 1939, 1947, 1955 y 1967; surgiendo posteriormente las Normas COVENIN 1756-1982, COVENIN 1756-1998 y la norma hoy en día vigente COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”.

Considerando que Venezuela presenta gran cantidad de estructuras que por su antigüedad no se ajustan a los actuales estándares presentes en la norma sismorresistente y teniendo en cuenta que la ciudad de Caracas, como urbe principal del País, posee estructuras predominantemente de uso residencial construidas antes del año 1982, aproximadamente un 38,1% (INE,2011), se observa un riesgo latente ante la ocurrencia de un sismo. Adicional a ello la predominancia de suelos aluvionales en la región, contribuye a elevar el riesgo latente ante cualquier evento sísmico. Es por ello que el presente Trabajo Especial de Grado, enmarcado en el proyecto “SismoCaracas” llevado a cabo por FUNVISIS, evalúa la vulnerabilidad y riesgo sísmico que presentan edificaciones de uso residencial construidas por el Banco Obrero, actual Instituto Nacional de la Vivienda (INAVI); estructuras seleccionadas por ser diseñadas bajo normas menos exigentes que las actuales, lo que condujo a concentrar el estudio en el edificio residencial antiguo tipo 6M8-66, de ocho (8) pisos de altura, diseñado en el año 1966 con la norma del MOP (1955), ubicado en el Municipio Libertador de Caracas

y cuyo sistema constructivo fue ejecutado de forma masiva, es decir, de forma repetitiva a lo largo de esta zona y replicadas en otras regiones del país.

A partir de los estudios desarrollados y considerando los niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico, se proponen medidas para mejorar la capacidad de respuesta de la estructura, implementando mejoras estructurales que minimicen posibles fallas y ayuden a evitar pérdidas de vidas humanas ante la ocurrencia de futuros eventos sísmicos en la ciudad de Caracas.

I.2 Objetivos:

I.2.1 Objetivo general:

Evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico que presenta una edificación antigua de uso residencial del tipo 6M8-66, de ocho pisos de altura, diseñada en 1966 y construida de forma masiva a través del Banco Obrero, la cual se encuentra ubicada en el Municipio Libertador de Caracas.

I.2.2 Objetivos específicos:

1. Recopilar información sobre edificaciones desarrolladas por el Banco Obrero, mayores o iguales a 8 pisos, basadas en sistemas constructivos masivos, en el Área Metropolitana de Caracas.
2. Estimar los niveles de vulnerabilidad sísmica en los distintos tipos de edificaciones inspeccionadas, mediante la metodología simplificada propuesta por FUNVISIS.
3. Desarrollar planos arquitectónicos y estructurales, así como videos animados en 3D de un edificio del tipo 6M8-66, evidenciando la geometría y los materiales constructivos.
4. Determinar la respuesta sísmica de la edificación estudiada, siguiendo los lineamientos presentes en la norma actual de diseño sismorresistente (COVENIN, 2001) a través de un programa computarizado de análisis estructural.
5. Proponer mejoras estructurales que se ajusten a los estándares presentes en la norma sismorresistente vigente.

I.3 Justificación:

El presente trabajo especial de grado evaluará el nivel de vulnerabilidad y riesgo sísmico que tienen las edificaciones de uso residencial de ocho (8) pisos del tipo 6M8-66, diseñadas en el año 1966 de forma masiva, con la finalidad de generar propuestas de mejoramiento estructural y sismorresistente, que puedan ser replicadas a nivel nacional. Se estudiarán estas edificaciones residenciales construidas por el desaparecido Banco Obrero, actual Instituto Nacional de la Vivienda (INAVI), por ser el organismo que urbanizó gran parte del Área Metropolitana de Caracas durante el siglo XX.

Como resultado de la investigación se genera una base de datos con planos e información relevante sobre edificaciones inspeccionadas; la cual puede ser utilizada para investigaciones a futuro realizadas por FUNVISIS a través del proyecto SismoCaracas y/o en otros proyectos u organismos. Vale la pena mencionar que el proyecto SismoCaracas, es un proyecto piloto que tiene como objetivo principal evaluar el riesgo sísmico y proponer soluciones para su reducción en la ciudad, específicamente en instalaciones de salud, edificaciones gubernamentales y de primera asistencia, edificios de viviendas y oficinas, viviendas populares, edificaciones patrimoniales, viaductos y puentes existentes en el Área Metropolitana de Caracas, a través del estudio a detalle de edificaciones típicas de cada clase antes mencionada. Así mismo se busca beneficiar a los miembros de la comunidad evaluando las edificaciones, con el fin de disminuir los efectos negativos que pueden causar estos fenómenos naturales a las viviendas.

I.4 Alcances y Limitaciones.

Para lograr el objetivo del presente Trabajo Especial de Grado es necesario la recopilación de una extensa información de la edificación estudiada, la cual se ve limitada por varios factores:

- La ausencia de planos de infraestructura, los cuales no fueron suministrados para la realización de la presente investigación y aunado a la imposibilidad de realizar excavaciones en sitio debido a la habitabilidad de este, limitaron los alcances de este trabajo a la evaluación sísmica de solo la superestructura.
- No se contó con ensayos que permitieran evaluar la resistencia de los materiales constructivos, por ello se utilizaron factores de sobrerresistencia aplicados a los valores nominales de resistencia del concreto y acero observados en los planos estructurales encontrados.
- En los análisis realizados no se consideró el golpeteo que puedan experimentar las estructuras, debido a su cercanía (Separación de 2,5 cm. entre módulos).
- Para el modelo número tres (3) de inercia reducida e incorporación de la resistencia que aportan las paredes, no se comparó la demanda-capacidad por efecto de cortantes en la base de la estructura, ya que este modelo fue de utilidad para realizar otras comparaciones.

Para el presente trabajo se proponen mejoras estructurales que se ajusten a los criterios presentes en las normas venezolanas, solo a nivel de ingeniería conceptual, ya que no se contempla la realización del diseño, ni el detallado que amerita un proyecto de refuerzo y mucho menos la evaluación de factibilidad técnica, constructiva o económica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se expone el soporte y basamento teórico necesario para el inicio del estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico de una edificación. Así como también se muestra una breve cronología de los eventos sísmicos más importantes ocurridos en el país y algunas de las enseñanzas que aportaron sus posteriores estudios. Es por ello que parece conveniente comenzar con una breve definición de algunos términos que más adelante irán apareciendo, con el objetivo de lograr un mejor entendimiento por parte del lector. Además es importante hacer una pequeña exposición sobre el origen y características de los eventos sísmicos para aclarar la razón de ser de los procedimientos de evaluación del riesgo que se implementarán a lo largo de este trabajo.

II.1 Causas de los sismos

Los sismos, terremotos o temblores son vibraciones o movimientos bruscos de la corteza terrestre, generados por distintos fenómenos como consecuencia de la liberación repentina de energía acumulada en el interior de la Tierra. Es por ello, que los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza (Bazán y Meli, 2011).

II.1.1 Placas Tectónicas

En términos geológicos, una placa es una plancha rígida de roca sólida que conforma la superficie de la Tierra (litósfera), flotando sobre la roca ígnea y fundida que conforma el centro del planeta (astenósfera).

Esta teoría explica los procesos de formación, destrucción y movimiento lateral de la Litosfera, la capa más externa del planeta, conformada por la corteza terrestre y parte del manto superior. La Litosfera, a su vez, está dividida por placas rígidas, juntas como piezas de un rompecabezas, que se mueven independientemente y que descansan sobre una capa de roca caliente y flexible. Como consecuencia del calor interno de la Tierra, la roca fundida (magma) de la astenósfera tiene la capacidad de desplazarse o fluir lentamente desde la parte más interna y caliente del interior de la Tierra hacia las zonas externas más frías, generando un movimiento continuo y en forma circular denominado corrientes de convección, que empujan y quiebran las placas formando nueva corteza.

Dependiendo del esfuerzo que actúe sobre un cuerpo, éste puede fallar, es decir, quebrarse o romperse (Figura 2.1). Como ya se ha dicho, la corteza terrestre está dividida en grandes bloques rocosos que se mueven por la acción de diferentes fuerzas. Las superficies de contacto entre ellos se denominan fallas geológicas. Los bloques pueden ser enormes como es el caso de las placas tectónicas, cuyos contactos definen grandes fallas como la de Boconó-San Sebastián-El Pilar en Venezuela.

Las fallas geológicas pueden ser de tres tipos:

- **Falla Inversa o de Desplazamiento** si dos bloques rocosos separados por una falla se desplazan en sentido opuesto, de manera tal que el bloque superior deslizará sobre el inferior debido a las fuerzas de compresión que actúan sobre ellos.
- **Falla Reversa** es una falla inversa cuyo ángulo de buzamiento (ángulo que forma el plano de la falla con la superficie horizontal) es menor de 45 grados.

- **Falla Transcurrente** cuando dos bloques rocosos separados por una falla se desplazan horizontalmente siguiendo direcciones casi paralelas, deslizándose una al lado del otro, sin chocar, apenas rozándose.

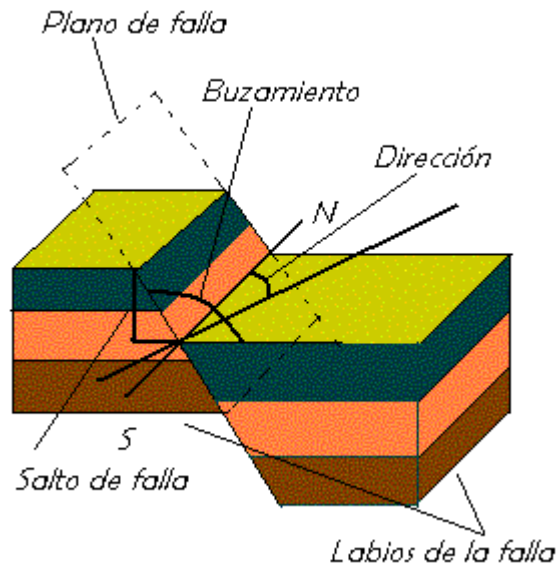


Figura 2. 1 Esquema representativo de falla geológica.
Fuente: Acosta et al s/f.

Venezuela se encuentra ligada a un contexto geodinámico complejo producto de la interacción entre la placa Caribe y Suramericana, el movimiento de la placa Caribe hacia el este con respecto a la Suramericana produce una actividad sísmica significativa.

La zona de contacto entre la placa del Caribe y la placa Suramericana está conformada por tres sistemas de fallas, cuyo ancho promedio oscila alrededor de los 100 km. Estas fallas son la de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior), y son las causantes de los eventos más severos que han ocurrido en el territorio nacional. Además, existen otros accidentes activos menores (Oca-Ancón, Valera, La Victoria, entre otros), capaces de producir sismos importantes como los ocurridos en Churuguara, estado Falcón, durante los años 1964, 1966, 1970, 1976, 1980, 1986 y 1990 (FUNVISIS, 2002).

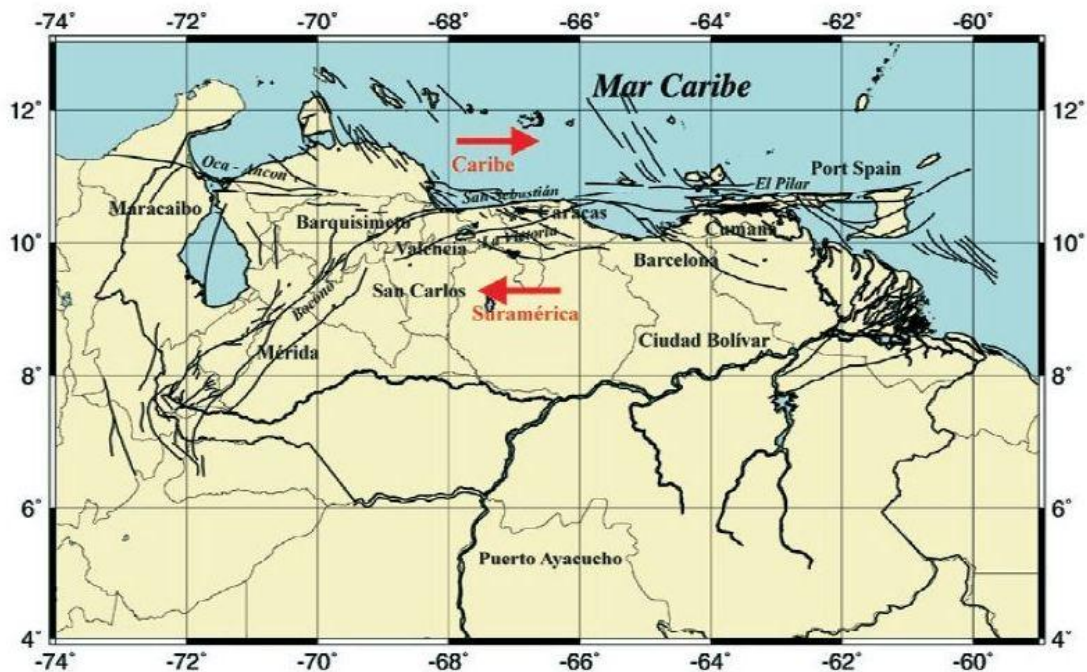


Figura 2. 2 Ubicación de sistemas de fallas principales en Venezuela.
Fuente: Beltrán, 1994.

II.1.2 Ondas Sísmicas

Las presiones que se generan en la corteza por el flujo de magma desde el interior de la tierra, llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en las rocas (Bazán y Meli 2011). La energía liberada es propagada, a través de la roca de la corteza, en forma de ondas vibratorias, logrando alcanzar grandes distancias.

Son estas vibraciones de la corteza terrestre las que ponen en peligro las edificaciones que sobre ella se encuentran, debido a la vibración y desplazamiento de sus bases, causado por el movimiento terrestre, lo que genera, a lo largo de la estructura fuerzas inerciales atribuidas a la masa de la misma.

En un sismo se transmiten ondas que viajan por el interior de la tierra siguiendo caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la ésta. Tal efecto es similar al de la refracción de ondas de luz. A este tipo de ondas se le llaman ondas internas, centrales o de cuerpo y transmiten los temblores preliminares de un terremoto pero poseen poco poder destructivo. De igual forma se propagan ondas por la superficie. Son las que más tardan en llegar. Debido a su baja frecuencia provocan resonancia en edificios con mayor facilidad que las ondas de cuerpo causando los efectos más devastadores.

Las ondas de cuerpo son divididas en dos grupos: ondas primarias (P) y secundarias (S).

II.1.2.1 Ondas P

Las ondas P (**PRIMARIAS**) son ondas longitudinales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Esto es fácil de visualizar si pensamos en un resorte como el mostrado en la Figura 2.3. Si comprimimos un extremo del resorte (a) y luego lo soltamos, el material comprimido se extiende en la dirección indicada por la flecha pequeña, comprimiendo al material que está junto a él (b). Esa compresión y la dilatación (extensión) correspondiente viajan en la dirección indicada por las flechas gruesas, que es la misma (aunque puede variar el sentido) del desplazamiento de las partículas.

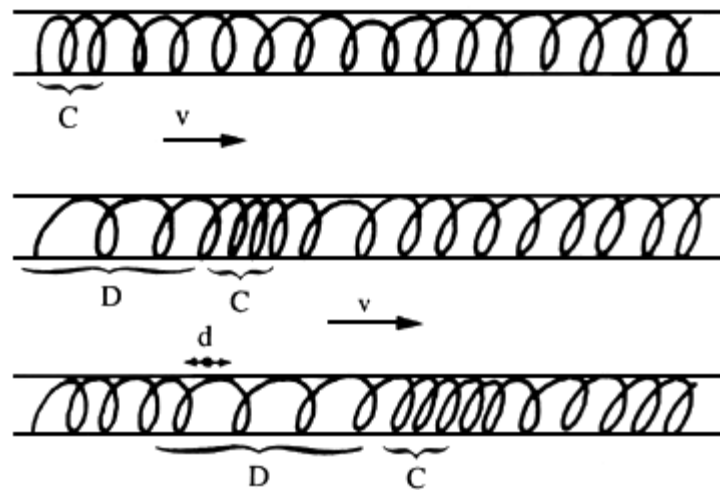


Figura 2. 3 Onda compresional propagándose a lo largo de un resorte con velocidad v . C indica compresión y D indica dilatación.
Fuente: Nava, 1998.

Ésta es la más veloz de todas las ondas sísmicas (más de 5 km/s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11 km/s en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto, en ser sentida y en ser registrada en los sismogramas, por lo que se llamó onda *Primera* o *Primaria* y de allí el nombre de P (en inglés se asocia también con *push* que significa empujón o empujar)(Nava, 1998).

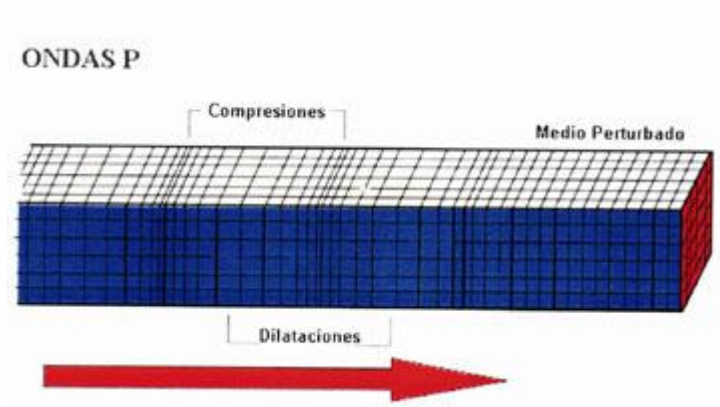


Figura 2. 4 Ondas P.
Fuente: www.funvisis.gob.ve.

II.1.2.2 Ondas S

Las ondas de *corte* o de *cizalla*, llamadas *ondas S*, son aquéllas en las cuales las partículas del medio se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que están asociadas con deformaciones del terreno de tipo de cizalla (Nava 1998). Podemos visualizarlas si pensamos en las ondas que viajan por una cuerda tensa (Figura 2.5) y movemos uno de sus extremos perpendicularmente a ella. Cada partícula de la cuerda se mueve, hacia arriba o hacia abajo en la dirección indicada por las flechas pequeñas, halando a sus vecinas; de manera que la onda viaja en la dirección de la cuerda (indicada por la flecha grande) perpendicularmente a la dirección del desplazamiento de cada pedazo de cuerda.

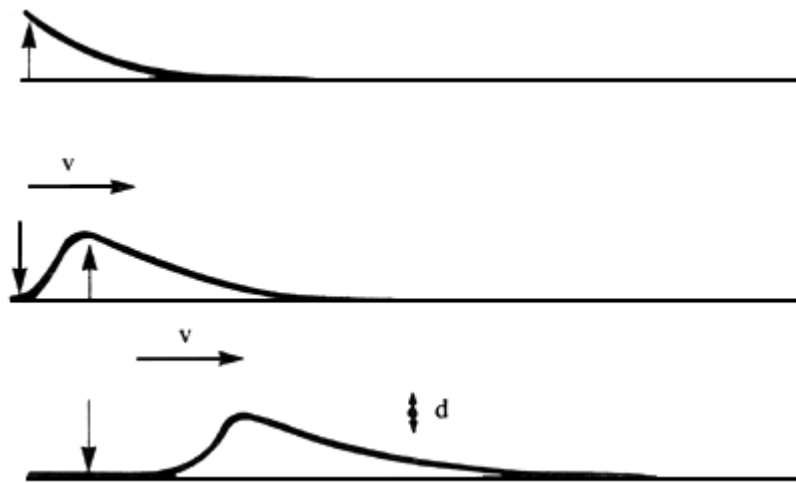


Figura 2. 5 Onda de cizalla propagándose con velocidad v a lo largo de una cuerda. El desplazamiento de las partículas de la cuerda se da en las direcciones indicadas por d .
Fuente: Nava, 1998.

La onda S es más lenta que la onda P. En una amplia gama de rocas su velocidad, V_s , es aproximadamente igual a la velocidad de la onda P, V_p , dividida entre $\sqrt{3}$ (esto es conocido como *condición de Poisson*). Como la onda S es la segunda en llegar se le llamó *Secundaria*, y de allí su nombre (en inglés se asocia con *shake*, que significa sacudir).

Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos.

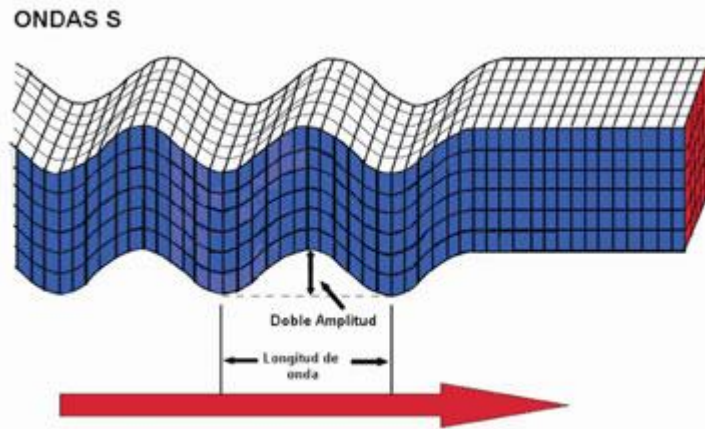


Figura 2. 6 Ondas S.
Fuente: www.funvisis.gob.ve.

II.1.2.3 Ondas Superficiales

La existencia de una superficie libre y otras discontinuidades en el interior de la Tierra producen un acoplamiento de energía que da origen a otro tipo de ondas llamadas ondas superficiales. Estas ondas viajan guiadas por la superficie y las capas cercanas a la superficie, no penetran en el interior de la Tierra y son generadas por sismos de pequeñas profundidades. Llegan a ser registradas por los sismómetros después de las ondas P y S, ya que las velocidades de propagación son inferiores a las de las ondas de cuerpo.

Existen 2 tipos de ondas de superficie:

- Las ondas Rayleigh (o "LR", L: long, R: Rayleigh), descritas por Lord Rayleigh en 1887, se desarrollan cerca de la superficie libre de un medio semi-infinito. El movimiento de las partículas para estas ondas se encuentra confinado dentro de un plano vertical que contiene la dirección de

propagación de la onda. Cerca de la superficie el movimiento esta en forma de elipse vertical retrograde (sentido contrario de las agujas de un reloj para una onda viajando hacia la derecha) (Klarica, sin fecha).

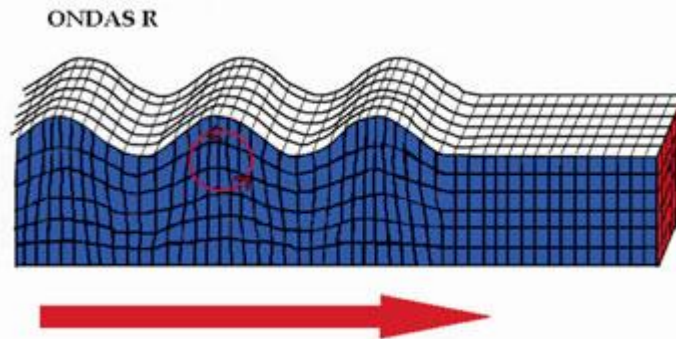


Figura 2. 7 Ondas R.
Fuente: www.funvisis.gob.ve.

- Las ondas Love (o "LQ", L: long, Q: Querwellen, ondas transversales en alemán), descritas por A. Love en 1911, se desarrollan cuando existe un incremento importante de la velocidad de las ondas S con la profundidad. Se propagan por reflexiones internas múltiples de las ondas S polarizadas horizontalmente (ondas SH) dentro del medio cercano a la superficie libre. Se habla de propagación de ondas guiadas. El movimiento de las partículas de las ondas de Love es transversal y horizontal. Solo los sismómetros horizontales registran su información (Klarica, sin fecha).

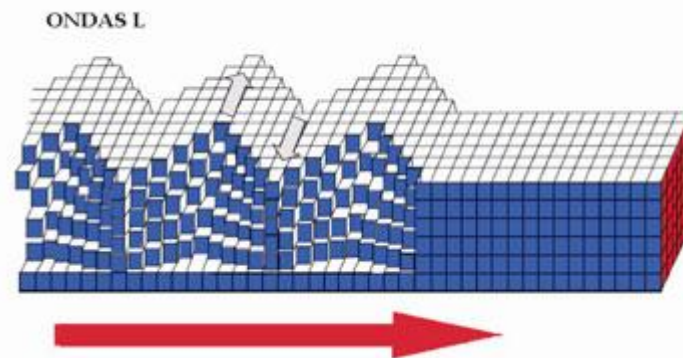


Figura 2. 8 Ondas L.
Fuente: www.funvisis.gob.ve

Las ondas superficiales no solo tienen amplitudes mayores a las ondas de cuerpo, sino que además tienen períodos más largos y debido a su movimiento, en especial el de las ondas L, son particularmente peligrosas para las fundaciones de las estructuras. Las ondas L y R solo se propagan en discontinuidades del medio o en interfaces de un medio a otro. La velocidad de las ondas superficiales es aproximadamente 0,9 veces la de las ondas transversales (Santibañez, 2006).

II.1.3 Foco y Epicentro

Para el estudio y análisis de un sismo se debe conocer, entre otras cosas, su ubicación geográfica y la profundidad a la cual se produjo. Los sismos se localizan a partir del tiempo que tardan las ondas en viajar desde el foco hasta el sismógrafo. El lugar donde se produce un sismo se llama foco o hipocentro, siendo su proyección sobre la superficie terrestre el epicentro y la distancia entre el epicentro y la estación sismológica es la distancia epicentral.

La ubicación del epicentro de un sismo se realiza analizando, al menos, los sismogramas de 4 estaciones e identificando los diferentes tiempos de llegada de las ondas a cada estación sismológica. Como la velocidad de las ondas P es mayor que la de las ondas S y ambas se generan en el mismo punto (foco), el

tiempo de arribo de cada onda a las estaciones sismológicas sirve para calcular el lugar de origen del sismo.

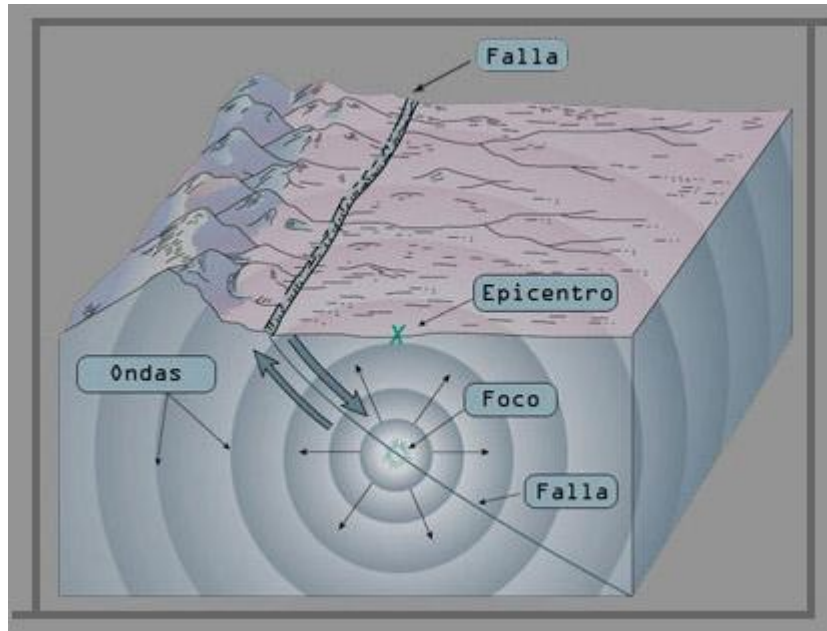


Figura 2. 9 Foco y Epicentro de un terremoto.
Fuente: <http://redescolar.ilce.edu.mx>

II.1.4 Magnitud e Intensidad

En el campo de la ingeniería sismorresistente resulta importante entender lo que es la Magnitud y lo que es la Intensidad de un sismo, siendo el primero una medida cualitativa de la liberación de energía producto del movimiento; y la segunda una medida cualitativa de los daños y pérdidas sufridas por la zona afectada, producto del sismo.

A pesar que la magnitud y la intensidad son dos medidas distintas de un terremoto son frecuentemente confundidas por el público. La magnitud se calcula directamente a partir del registro obtenido en un sismómetro torsional calibrado, mientras la intensidad se determina a partir de observaciones personales, de los daños causados a personas, construcciones y al terreno (Alonso 2012).

Para un terremoto, su magnitud se determina midiendo la amplitud máxima que alcanzan ciertas ondas sísmicas en sismómetros torsionales igualmente calibrados, y refiriendo estas amplitudes a un nivel de referencia o línea cero (Alonso, 2012).

El proceso de medición de la magnitud de un sismo ha pasado por diferentes etapas. En un primer momento la escala (ML) fue propuesta por el sismólogo Charles Richter, basándose en la amplitud de un registro de condiciones estándar de la zona de California, siendo esto una limitante para otras zonas del mundo.

Posteriormente, se extendió el concepto de magnitud y se crearon otros métodos para su estudio, tales como el de Magnitud por Ondas Superficiales (M_s), Magnitud por Ondas de Cuerpo (M_b), Magnitud por Momento Sísmico (M_w) y Magnitud por Coda o duración (M_c). Los últimos dos sistemas son los más utilizados actualmente.

Del punto de vista de la ingeniería, no interesa tanto conocer la magnitud del sismo, si no, sus efectos en el sitio donde existen o van a existir edificaciones. Claro está que a pesar de que el sismo tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral.

Tampoco existe, para la intensidad, una escala universalmente aceptada. Sin embargo la escala mas usada es la de Mercalli Modificada, la cual asigna intensidades entre I y XII. Considerando que intensidades de IV o menores, no corresponden a daños estructurales y una intensidad de X corresponde a una destrucción generalizada.

La mayor debilidad de la escala de Mercalli es que toma en cuenta, solo marginalmente la calidad sismorresistente de los edificios que se encuentren en la zona (Bazán y Meli, 2011).

II.2 Eventos sísmicos ocurridos en Venezuela

A partir del año 1967 se impulsa las investigaciones sismológicas en Venezuela, debido a la ocurrencia del Terremoto de Caracas, evento ocurrido el 29 de julio del mismo año, el cual ocasionó alrededor de 300 muertos y pérdidas materiales que superaban los 100 millones de dólares (FUNVISIS). De esta forma en el año 1972 se establece la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), con el objetivo principal de ejecutar y promover, investigaciones y estudios sismológicos para garantizar la seguridad de la población ante la amenaza sísmica en el territorio nacional.

Desde entonces la fundación se ha dedicado a investigar y registrar todos los movimientos telúricos que ocurren en el país. A continuación se señalan los eventos más relevantes ocurridos hasta la fecha y de los cuales se tiene registro:

- 01-09-1530: en la población de Cumaná, Estado Sucre, tanto las fortalezas allí construidas como las viviendas hechas de paja y madera, fueron destruidas por el sismo. Además, se registró la muerte de personas ahogadas debido a que el mar se alzó súbitamente, sobrepujando los límites ordinarios aproximadamente de 30 a 40 km., llegando a las serranías cercanas a 3 km de distancia.
- 26-03-1812: con un registro de 5.000 víctimas en el área de Mérida, y otras ciudades como San Felipe con 3.000 muertos y de 4.000 a 5.000 muertos en Barquisimeto. En Caracas se estimó una pérdida de 10.000 personas, siendo los barrios al norte de la ciudad los más afectados, ya que

prácticamente fueron destruidos por completo, al sur y al oeste los daños fueron menores. Asimismo, se sintió en otras localidades del país, por lo que se pensó que se produjeron tres focos diferentes, distanciados uno de otro.

- 15-07-1853: se sintió un terremoto en la Ciudad de Cumaná, el cual vino acompañado de un maremoto donde se produjeron olas de cinco (5) a seis (6) metros de altura, además se registraron hundimientos en los arenales de Caigüire y Sabana del Peñón. Por otro lado, cayeron edificaciones importantes como templos religiosos, la Aduana, el colegio, la casa de gobierno, el cuartel de infantería y el puente que se hallaba construido “sobre estacadas”. En ésta oportunidad el número de víctimas pudo llegar a 4.000.
- 12-04-1878: a pesar de que el sismo se sintió en La Guaira, Puerto Cabello, Valencia, Maracay y La Victoria, fue al sur de Caracas en la localidad de Cúa donde hubo mayor destrucción, entre 300 y 400 personas perecieron bajo los escombros. Además, las casas en la parte baja de los llanos aluvionales sufrieron relativamente poco, a diferencia de la parte alta de la ciudad que fue devastada. En Caracas se agrietaron edificios. En Charallave, al igual que en otras partes de los Valles del Tuy se observaron daños.
- 28-04-1894: sismo registrado en buena parte de los andes venezolanos. El total de víctimas fue de 319 y numerosos heridos. La onda sísmica abarcó parte del occidente, centro y región capital del país. Las pérdidas fueron inmensas (FUNVISIS, 2002).
- 03-08-1950: este sismo fue asociado a la falla de Boconó, las partes más afectadas fueron El Tocuyo y numerosas localidades del estado Lara.

Resultaron varias víctimas fatales y aproximadamente 70 heridos, además de 250 casas destruidas y 700 dañadas. También se registró daño en el pueblo de Guaitó, donde hubo una víctima fatal y 17 heridos. Se sintió en la región norte-occidental. Hubo deslizamientos en el valle del río Tocuyo y varias vías de comunicación quedaron tapiadas por deslizamientos de tierra.

- 29-07-1967: considerado un sismo múltiple, asociado al sistema de falla de San Sebastián, es hoy en día uno de los sismos trascendentales en la historia de la ingeniería estructural venezolana, debido al colapso de 4 edificios de 10-12 niveles, construidos entre 1962-1966, así como la ruina parcial de otros edificios de altura semejante, lo cual constituyeron experiencias singulares en el campo de la ingeniería sismorresistente, las cuales se han ido incorporando en las normativas de diseño sismorresistente de todo el mundo . Se estimó que los daños más importantes fueron en Caraballeda, Caracas y el litoral central, también se sintió en la parte norte-central del país, registrándose efectos locales al sur del Lago de Valencia (Güigüe) y deslizamientos en la Cordillera de la Costa. Según datos proporcionados por instituciones del país hubo 274 muertos, 2000 heridos y las pérdidas alcanzaron los 100 millones de dólares.
- 09/07/1997: las mayores destrucciones fueron en los estados Sucre, Anzoátegui y Monagas, así como en las islas de Trinidad y Tobago. Sobrevolando la zona se pudo reconocer la existencia de deformación superficial directamente producida por la falla de El Pilar, entre Cariaco y Casanay. El resto de la ruptura superficial entre Cariaco y Muelle de Cariaco, totalizó una longitud mínima de ruptura sísmica de unos 30 km entre Muelle de Cariaco, al oeste y el caserío Las Varas al suroeste de Casanay. Los investigadores consideraron que la longitud total de la ruptura fue superior a los 30 km evaluados y cercana a los 50 km de longitud, tal y

como lo evidenció el estudio sismológico realizado. El desplazamiento durante el sismo se manifestó en calles, brocales, aceras, casas, tuberías, canales de riego, entre otros. Observándose daños en el Muelle de Cariaco, Terranova, canal de riego de Cariaco, en Las Manoas, Carrizal de la Cruz, balneario La Piragua, al noroeste de Pantoño, carretera Cariaco - Aguas Calientes –Casanay - Carúpano, carretera asfaltada Casanay - Las Varas. En Cariaco se presenciaron gran cantidad de viviendas colapsadas así como la Escuela Valentín Valiente y el Liceo Raimundo Martínez Centeno. Un porcentaje importante de estructuras presentó daños severos, incapaces de resistir un movimiento de baja o mediana intensidad; en el Muelle de Cariaco, daños graves en viviendas, recomendándose la demolición de algunas de ellas; en San Antonio del Golfo, daños considerables en viviendas, fue afectada la vialidad por separación de brocales y bloques prefabricados de concreto, hubo deformaciones y rupturas parciales de los elementos mismos de la vialidad; Otros efectos: licuación de suelos, deslizamientos y derrumbes.

- 12/09/2009: aproximadamente a las 15:36:26 (HLV), ocurre un temblor con epicentro a 28 km del noreste de la ciudad de Morón y a 15,9 km de profundidad en el estado Carabobo con duración de 20 a 30 s de magnitud $M_w = 6,4$. El temblor afecta diferentes ciudades del centro-occidente del país, Puerto Cabello, Valencia, Maracay, Caracas, Barquisimeto, San Felipe, Maracaibo, Coro, Estado Vargas y Punto Fijo, reportándose 16 heridos y varios daños materiales en las poblaciones costeras de Tucacas y Chichiriviche, entre ellos algunas instalaciones hoteleras. Se reportaron elevaciones de mareas en el Parque Nacional Morrocoy. Algunos muelles rudimentarios existentes en las pequeñas islas se soltaron de sus amarres mientras otros fueron tapados por el agua. Se considera como el movimiento telúrico más fuerte del 2009 y el evento sísmico más importante desde el terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997.

II.3 Evolución de las normas de construcción en Venezuela

Luego del terremoto del 29 de julio de 1967 el Ministerio de Obras Públicas (MOP) encargado de regular las normas sísmicas de la época, junto con otros organismos de cada entidad, continuaban con la carencia de conocimientos en el área de sismología, por lo que continuaron numerosos trabajos, que concluyeron con la creación de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS). Es así como se comienza con el estudio de la creación de una norma de sismorresistencia.

En la siguiente cronología se muestran los reglamentos y previsiones existentes para la época en las normas de construcción del MOP:

- Año 1939: Para esta fecha la Norma vigente del MOP establece: "Que es necesario estudiar la estabilidad de las edificaciones contra los movimientos sísmicos, debiéndose comprobar dicha estabilidad en aquellos edificios de más de tres pisos en todo el país, y en particular para las regiones montañosas de los Andes y la Costa se hará en todos los casos".
- Año 1947: se establecen los tipos de edificaciones a los cuales se les deben aplicar cálculos antisísmicos, considerando que era imprescindible en los edificios destinados a reuniones públicas, en edificaciones de más de cuatro plantas y en aquellas con una altura menor de 13 m, cuando la relación de altura respecto a su ancho fuera mayor que 4.
- Año 1949: La Gobernación del Distrito Federal en Aviso Oficial del 24 de agosto de 1949, pide por primera vez el estudio detallado de las características y condiciones de resistencia del terreno sobre el cual se proyecta edificar.

- Año 1952: la Dirección de Obras Municipales (DOM) prepara un proyecto de Normas para el uso del concreto armado, el cual contiene también disposiciones antisísmicas basadas en consideraciones distintas a la anterior.
- Año 1953: La DOM propone una reglamentación para la elaboración de los planos y cálculos, adaptándose a las Normas para Cálculo de Edificios del MOP.
- Año 1959: En este año entra en vigencia la Norma MOP 1955. A su vez, la distribución de las zonas sísmicas en el país comienzan a cambiar, siendo una de ellas, que el estado Sucre toma una mayor área y se incluyen otros estados con sismicidad alta.
- Año 1967: A raíz del terremoto de Caracas de Julio de 1967, el Ministerio de Obras Públicas, por intermedio de su Comisión de Normas, elaboró la "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas 1967". A esta Norma se le otorgó carácter obligatorio para los Proyectos y Construcciones de dicho Despacho sin que su aplicación eximiera de responsabilidad profesional.

En resumen puede decirse, que la incorporación de las reglamentaciones y previsiones antisísmicas para las estructuras ha sido gradual. La información básica se tomaba de las normas vigentes y de los resultados de estudios realizados por otros países.

En 1982 se creó la primera norma sísmica de Venezuela (COVENIN 1756- 1982) conocida como Edificaciones Antisísmicas, la cual en su siguiente versión en el 2001, cambió su nombre a Edificaciones Sismorresistentes (COVENIN 1756-2001).

A través de la trayectoria y avances en el área de la sismorresistencia, uno de los tópicos que tuvo una mejora sustancial fue el mapa de zonificación sísmica, el cual el último publicado se observa que de cinco (5) zonas que se tenían para el del año 1982 (Figura 2.10) se llegaron a establecer ocho (8) zonas con diferentes sismicidad (Figura 2.11).

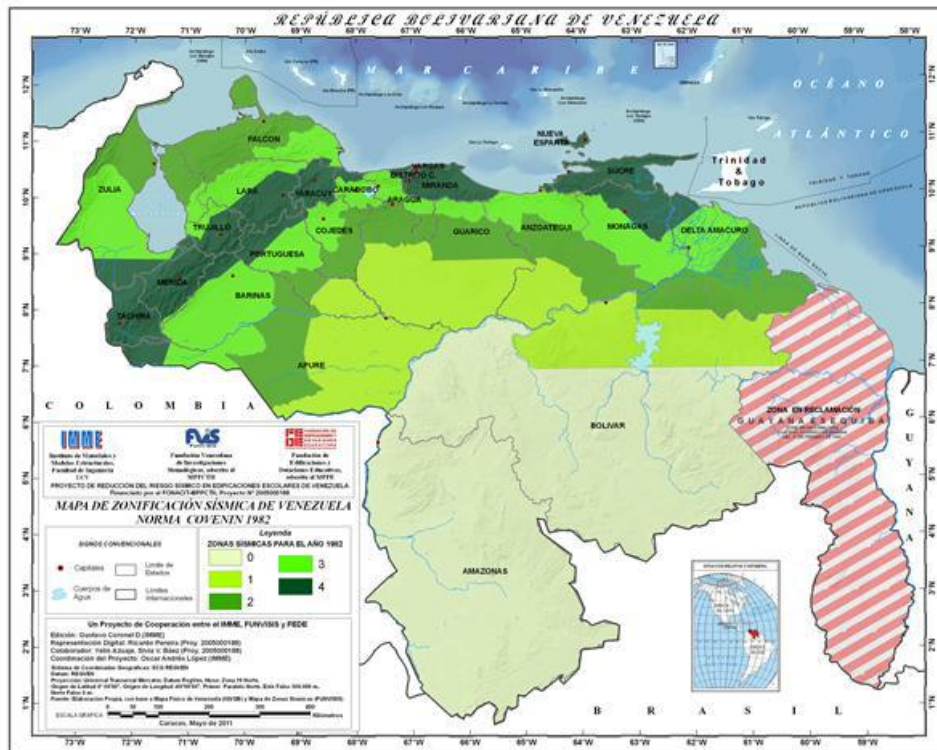


Figura 2. 10 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela. Norma COVENIN 1982.
Fuente: IMME, FUNVISIS Y FEDE (2011).

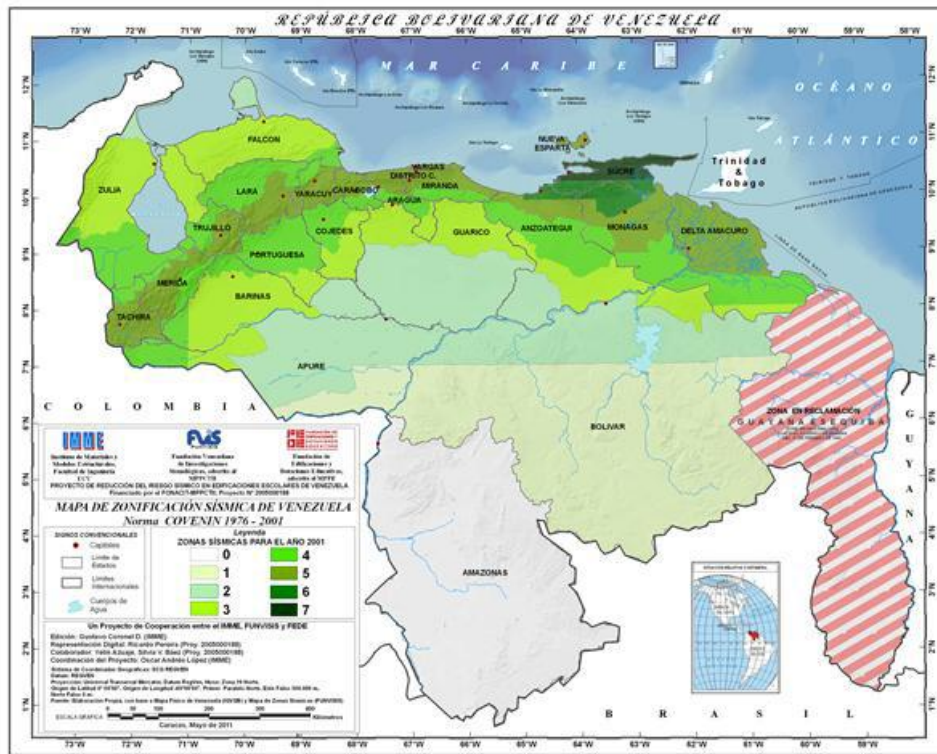


Figura 2. 11 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela. *Norma COVENIN 2001.*
 Fuente: IMME, FUNVISIS Y FEDE (2011).

II.4 Amenaza Sísmica

La Amenaza Sísmica es un término que define la condición latente derivada de la posible ocurrencia de un sismo de cierta magnitud, distancia y profundidad, que puede causar daño a la población y sus bienes, modificando la infraestructura, el ambiente y la economía del país. Para conocer la posible intensidad de la amenaza es necesario estudiar a nivel regional las fuentes sísmicas para determinar el potencial de ocurrencia de sismos fuertes, y a nivel local la respuesta sísmica de los suelos y rocas ante las ondas sísmicas.

Generalmente, en su evaluación se utilizan métodos o modelos probabilísticos simplificados de cálculo para definir el comportamiento sísmico de una zona, las fuentes sísmicas y la atenuación del movimiento del suelo, expresando los

resultados en forma de probabilidad de ocurrencia de distintas magnitudes, probabilidad de excedencia de distintos niveles de intensidad del movimiento o a los valores máximos de aceleración esperados en un lugar y en un intervalo de tiempo determinado. Sin embargo, estos modelos involucran una gran cantidad de incertidumbres lo que lleva, inevitablemente, a ser calculados a partir de la extrapolación de datos y a la adaptación de estudios de otras regiones para que estos modelos sean completamente funcionales y en muchos casos a la simplificación de los mismos (Hérrandez, 2002).

Para representar la amenaza sísmica a la que se ve expuesto un país, se utilizan mapas de zonificación. En Venezuela, el Mapa de Amenaza Sísmica que se toma como referencia para el diseño de edificaciones, es el que aparece en la norma sismorresistente (COVENIN, 2001) en la que se establece una aceleración horizontal pico en roca para cada zona (Figura 2.11). Actualmente, este mapa está conformado por 8 zonas, que abarca desde la Zona 0 donde no se requiere la consideración de las acciones sísmicas, hasta la Zona 7 donde el coeficiente de aceleración horizontal A_0 es igual a 0,40. Como parte de esta investigación, es importante mencionar que Caracas se encuentran en la zona 5, asociada a un coeficiente de aceleración horizontal del terreno $A_0 = 0,30g$.

II.4.1 Proyecto de Microzonificación Sísmica de Caracas.

Producto del evento sísmico ocurrido en Caracas en el año 1967 se llevaron a cabo diversas investigaciones sobre los daños que sufrieron edificaciones afectadas. La Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA), en cooperación con las contrapartes nacionales, participó en dichos estudios entre los años 2002 y 2004, donde se analizaron varios escenarios para desastres asociados con terremotos (JICA, 2004). Sin embargo, se presentó la necesidad de profundizar los estudios en el área, lo que llevo al desarrollo del “Proyecto de Microzonificación Sísmica de las ciudades de Caracas y Barquisimeto” entre los

años 2005 y 2009, en el cual se realizaron investigaciones geológicas, geomorfológicas, geotécnicas y geofísicas que determinaron la distribución de las diferentes unidades geológicas del valle.

Mediante estudios multidisciplinarios se constataron que los grandes espesores de sedimentos existentes en el valle de Caracas son los principales responsables de los daños ocurridos en edificaciones por eventos sísmicos (FUNVISIS, 2009b).

Como resultado de estos estudios se logró establecer zonas con igual respuesta a movimientos sísmicos, permitiendo ser más específicos al momento de diseñar las edificaciones en las diferentes zonas de Caracas y así poder contribuir a la mitigación del riesgo sísmico en la capital venezolana.

La siguiente figura representa la distribución de las diferentes micro-zonas a lo largo y ancho del Área Metropolitana de Caracas, observándose que las de mayor depósito de sedimentos se encuentran en la parroquia San Bernardino y la urbanización Los Palos Grandes (color morado), y en siguiente escala, las parroquias Altigracia, San José y Chacao (color rojo) (FUNVISIS, 2009b):

dicho diseño con razonable seguridad para la vida. Más aun, en el diseño se admiten sistemas estructurales que sufran daños controlados y que disipen una parte importante de la energía absorbida. Obviamente, durante la vibración de estas estructuras en el rango plástico durante sismos fuertes se producen daños estructurales y no estructurales. Es decir, los propios criterios de diseño utilizados en las normas admiten la vulnerabilidad de la estructura y un cierto nivel de riesgo aceptable.

La vulnerabilidad sísmica puede evaluarse mediante observación y levantamiento de planos del estado de fisuración real producido por terremotos y su posterior estudio estadístico, denominándose en este caso vulnerabilidad observada. La vulnerabilidad también puede cuantificarse mediante el cálculo de la respuesta sísmica no lineal de las estructuras, caso en que se denomina vulnerabilidad calculada o simulada. El resultado más importante de un cálculo de este tipo es un índice de daño que caracteriza globalmente la degradación de una estructura sometida a terremotos.

El método del índice de vulnerabilidad utiliza los datos obtenidos mediante inspección para realizar una calificación de la calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios mediante un coeficiente denominado índice de vulnerabilidad, I_v . El método hace una calificación numérica de parámetros estructurales prestablecidos por expertos y calcula, a partir de estos valores, el índice de vulnerabilidad. El método relaciona luego el índice de vulnerabilidad obtenido, I_v , con el grado de daño global, D , que sufre la estructura, a través de funciones de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto o para diferentes niveles de aceleración máxima. Una de las ventajas del método es que es aplicable no sólo a diferentes subtipologías de edificios sino también a diferentes calidades de estructuras dentro de la misma subtipología, diferenciadas por rangos de índices de vulnerabilidad.

II.5.1 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica

II.5.1.1 Métodos empíricos

Son los métodos basados en la experiencia previa y la inspección visual, sobre eventos sísmicos ocurridos en la zona de estudio.

II.5.1.2 Métodos analíticos

Métodos para estimar las respuestas de la estructura cuando es sometida a un evento sísmico, utilizando modelos matemáticos.

- Métodos basados en análisis estructural aproximado.
- Métodos basados en análisis estático lineal.
- Métodos basados en análisis estático no lineal.
- Métodos basados en análisis dinámico lineal.
- Métodos basados en análisis dinámico no lineal.

II.5.1.3 Métodos experimentales

Métodos donde se utilizan ensayos para el cálculo de las propiedades y componentes de una estructura.

II.6 Riesgo Sísmico

Es el grado de daño o pérdidas esperado ante la ocurrencia de un evento sísmico. (COVENIN, 2001). También puede definirse como la probabilidad de que en un determinado sitio y durante la acción de alguna amenaza natural se produzcan

pérdidas de vidas, económicas y sociales que excedan ciertos niveles de daño preestablecidos (Alonso, 2012).

La evaluación del riesgo sísmico de una edificación, se puede realizar en función de la amenaza sísmica, su vulnerabilidad estructural y del costo o importancia de la misma. Al reducir alguna de las variables antes mencionadas, reduce el riesgo sísmico de la edificación, donde la reducción de la vulnerabilidad estructural es en la que se enfocan los ingenieros estructurales y arquitectos para lograr este objetivo.

$$R = A_x V \quad (\text{Ec. 2.1})$$

II.7 Materiales constructivos

La respuesta sísmica de una estructura es influida en forma determinante por las características del material que la compone. Entre estas características las principales son el peso volumétrico del material, este define la masa de la estructura y por ende interviene en la generación de las fuerzas inerciales y en los periodos de vibración. El módulo de elasticidad del material, que es determinante en la rigidez lateral de la estructura y en su periodo. La ductilidad de los elementos, que define en cierta medida el amortiguamiento inelástico con que puede contarse.

Entre los materiales mas utilizados en la construcción de edificaciones se destacan:

II.7.1 Concreto

El concreto u hormigón, como es conocido en muchos países, es un material que se puede considerar constituido por dos partes: una es un producto pastoso y

moldeable, que tiene la propiedad de endurecer con el tiempo. La otra constituye trozos pétreos que quedan recubiertos por esa pasta. A su vez la pasta está constituida por agua y un producto aglomerante, que es el cemento. El agua cumple la doble misión de dar fluidez a la mezcla y de reaccionar químicamente con el cemento dando lugar a su endurecimiento.

Aproximadamente un 80% del peso del concreto está compuesto por partículas de origen pétreo, de diferentes tamaños, material denominado usualmente como agregados, áridos o inertes. Por esta razón las características de esos materiales son decisivas para la calidad de la mezcla de concreto.

Además de los agregados (piedra y arena), del cemento y del agua, es cada vez más común añadir a la mezcla ciertos productos químicos, que en muy pequeña cantidad, son capaces de modificar de manera muy importante algunas propiedades del concreto; se les suele llamar aditivos.

El concreto se utiliza en elementos estructurales de edificaciones como muros, vigas, columnas, losas y también para la construcción de puentes, autopistas y túneles. Dependiendo de la obra y la combinación de los materiales, se pueden obtener diferentes tipos de concreto y por ende diferentes valores de resistencia a la compresión ($f'c$).

La Figura 2.13 muestra los rangos aproximados de resistencia a compresión de diferentes tipos de concreto.

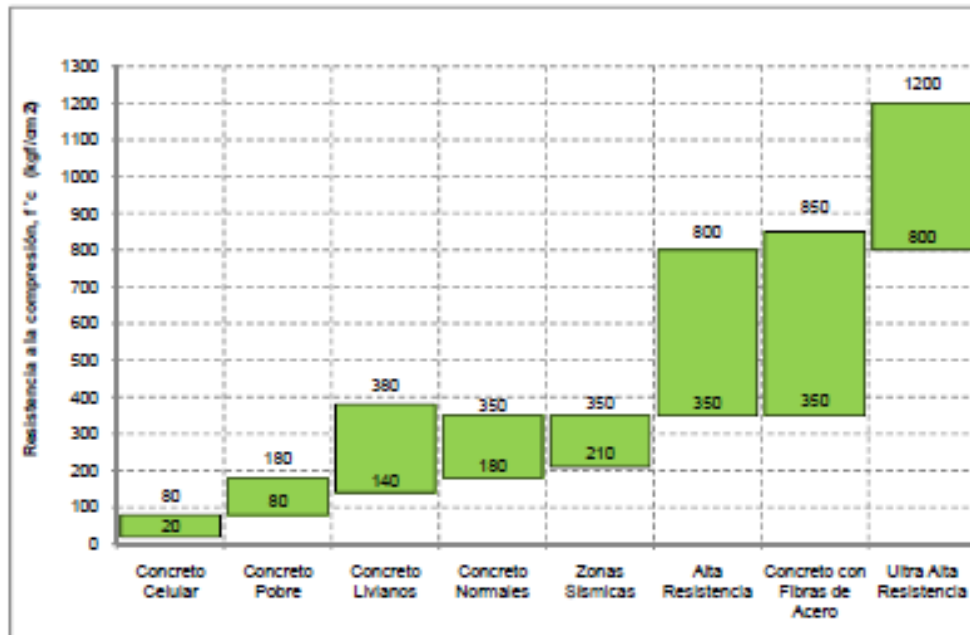


Figura 2. 13 Rangos aproximados de resistencia a compresión de diferentes tipos de concreto.
(Fuente: Porrero et al. 2004).

Para entender un poco el comportamiento del concreto ante un evento sísmico se deben conocer algunas de las características que permiten que este material se deforme sin que incurra en la fractura del mismo. Es por ello que a continuación se mencionan alguna de estas características.

II.7.1.1 Coeficiente de Poisson (μ).

La relación entre la deformación por acortamiento en la dirección de la carga y la expansión en la dirección transversal, es lo que se denomina coeficiente de Poisson (Porrero et al, 2004), este coeficiente se mantiene generalmente constante para cada material, para el concreto es de 0,20 (Porrero et al, 2004) a menos que se determine experimentalmente.

II.7.1.2 Relación Tensión - Deformación Unitaria ($f-\epsilon$).

Esta relación se determina mediante ensayos a la compresión, donde a medida que se aumenta la tensión de compresión se lleva control del cambio de longitud ΔL en función de la longitud inicial L_0 . El cociente entre la deformación y la longitud inicial $\Delta L/L_0$, se define como deformación unitaria de compresión (ϵ_c). El concreto alcanza deformación unitarias de 0,2% a 0,3%. (Porrero et al, 2004).

II.7.1.3 Módulo de rigidez.

Los ensayos para determinar el módulo de rigidez del concreto se hacen con fines investigativos. El módulo de rigidez, es la resistencia de los planos adyacentes de una pieza a ser desplazados por sollicitaciones de sentido contrario, paralelas a dichos planos o resistencia que oponen los materiales a ser deformados por corte puro (Rojas, 2010).

II.7.1.4 Módulo de elasticidad (E_c).

Es la relación entre la tensión aplicada (Δf) y la deformación unitaria resultante (ϵ). Esta posee las mismas unidades de la tensión aplicada (kgf/cm^2), ya que la deformación unitaria es adimensional (mm/mm).

El parámetro que se utiliza generalmente para determinar la deformación del concreto es el módulo de elasticidad (Porrero et al, 2004).

En la práctica, para el concreto se usa fundamentalmente el módulo de elasticidad a compresión, el cual se puede determinar en laboratorio. El ensayo no es rutinario y se suele hacer, solo para trabajos de investigación.

II.7.2 Concreto reforzado.

Es el material de construcción que más se utiliza en las obras en todo el mundo, debido a su moldeabilidad y durabilidad. Este se ha reforzado con diferentes materiales a lo largo de la historia, con materiales como fibras vegetales, metálicas y plásticas, pero varias de ellas no han dado buenos resultados debido a la durabilidad (Porrero et al, 2004).

Actualmente, cuando se habla de concreto reforzado se refiere al que está formado por concreto y el acero, donde el concreto aporta la resistencia a compresión y el acero por su elevada ductilidad, aporta la resistencia a la tracción, además de confinar el concreto en su interior para lograr un comportamiento más adecuado. Las formas más comunes del acero para servir de refuerzo al concreto son: la barra con resaltes o corrugada y la malla electrosoldada.

II.7.3 Acero

Se entiende por acero toda aleación de hierro y carbono, capaz de ser deformada plásticamente y que puede o no, contener otros elementos de aleación, así como también impurezas inherentes al proceso de fabricación.

Tanto el acero de refuerzo como el estructural tienen curvas de esfuerzo-deformación que se caracterizan por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo de fluencia (real o aparente, F_y) y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero y del tratamiento a que éste haya sido sometido. El esfuerzo de fluencia aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por un tratamiento de estirado en frío. En ambos casos dicho aumento va acompañado por una disminución de la capacidad de deformación (deformación unitaria de ruptura) (Bazán y Meli, 2011).

Como se mencionó anteriormente es comúnmente utilizado el acero de refuerzo en forma de barras, o barras de refuerzo, que en Venezuela se conocen popularmente como cabillas. A mediados del siglo XX, se producían en el país, barras con una resistencia nominal (F_y) de 2400 kgf/cm² y 2800 kgf/cm². Actualmente ese valor es de 4200 kgf/cm² (nacional) y 5000 kgf/cm² para la exportación (Porrero et al, 2004). Hoy en día existe cierta polémica sobre las ventajas del empleo de aceros de alta resistencia, es decir, con esfuerzos nominales superior a 4200 kgf/cm². Las desventajas en los aceros de alta resistencia residen no tanto en su reducida ductilidad, sino en que se vuelven críticos los problemas de pandeo y soldabilidad en edificaciones de acero estructural, mientras que en acero de refuerzo para el concreto, son críticos los problemas de adherencia con éste.

II.7.4 Mampostería.

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un amplio rango, ya que depende de las características propias de las piezas, del mortero que las une y del proceso constructivo en si mismo. Por lo tanto estas propiedades deben ser determinadas para cada caso en particular.

En términos generales la resistencia es muy baja. El comportamiento ante cargas alternadas esencialmente es frágil, especialmente cuando los muros son formados por piezas huecas cuyas paredes se destruyen progresivamente. La curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal hasta la falla.

La resistencia en compresión puede variar entre 20-30 kgf/cm² para piezas débiles de barro o de cemento de fabricación artesanal, hasta 200 kgf/cm², o más para piezas de alta calidad producidas industrialmente. El módulo de elasticidad (E), para carga de corta duración varía entre 600 y 1000 veces la resistencia en

compresión, mientras que el módulo de rigidez al cortante (G) es cercano al 40% de E (Bazán y Meli, 2011).

II.8 Sistema Estructural y Método de Análisis

II.8.1 Sistema Estructural.

Un sistema estructural debe distribuir dos tipos de cargas; las cargas verticales o gravitacionales, producto del peso propio de los elementos que forman el sistema estructural, así como las cargas variables y de servicio que se desarrollan constantemente sobre el sistema; y el segundo tipo son las cargas laterales productos de las acciones sísmicas y de viento, entre otras. (Alonso, 2012).

Los sistemas para resistir cargas verticales son:

- Diafragmas horizontales, formado por losas macizas, losas nervadas con nervios en una o dos direcciones u otro tipo de losa que genere entre sí suficiente rigidez y resistencia para trabajar como un plano rígido.
- Sistemas de entramado vertical, formado por vigas de transferencia, columnas, y pantallas o paredes, distribuyendo las cargas entre dichos elementos hasta la fundación de la estructura.

Los sistemas para resistir cargas laterales son:

- Sistemas de pórticos resistentes a momentos, es un sistema formado por marcos rígidos (vigas y columnas) capaces de resistir los momentos a flexión causados por las cargas laterales así como las fuerzas gravitacionales.
- Sistema de muros portantes, sistema donde las cargas laterales y las cargas gravitacionales son resistidas por las pantallas verticales que actúan

como muros de corte, estas pueden ser de concreto reforzado, mampostería armada o perfiles de metálicos verticales con diagonales.

- Sistema mixto, es una combinación de los dos sistemas anteriores, donde los pórticos resistentes las cargas gravitacionales y las muros de corte la totalidad de las cargas laterales.
- Sistema dual, son combinación de sistemas donde ambos deben resistir tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales.
- Péndulo invertido, son estructura donde la mayor cantidad de la masa se encuentra en la parte superior de la estructura.
- Sistema tubo dentro de tubo, sistema utilizado para edificios de grandes alturas o muy esbeltos, formado por un núcleo rígido central de pantallas que trabaja junto a un sistema perimetral de pórticos resistentes a momento.
- Sistema híbrido de pórticos mas tabiquería, este sistema utilizado en Venezuela y otros países, donde los pórticos de concreto reforzado o de acero resistentes a momento, son rellenos total o parcialmente con paredes de bloques de arcilla comúnmente llamada mampostería o tabiquería. Paredes que el ingeniero estructural no toma en cuenta para la rigidez, solo su peso. No obstante ante la ocurrencia de un evento sísmico dependiendo de la ubicación de la tabiquería esta puede generar grandes daños estructurales y en algunos casos el colapso de la edificación (Alonso, 2012).

II.8.2 Método de análisis

El método de análisis utilizado es el método de análisis dinámico lineal de superposición modal con tres grados de libertad por nivel. Este método toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad para cada nivel (COVENIN, 2001).

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes sísmicas horizontales actuando simultáneamente según dos direcciones ortogonales. Estas dos direcciones corresponderán a las asociadas a los planos resistentes significativos del edificio (COVENIN, 2001).

De la norma 1756 (COVENIN, 2001) se extrae que el análisis de los efectos de las acciones sísmicas debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Los efectos de las acciones sísmicas se podrán analizar suponiendo un comportamiento elástico lineal, de acuerdo con los principios de la Teoría de Estructuras.
- Las masas se consideraran ubicadas en los correspondientes centros de masa, incorporando los grados de libertad y las propiedades inerciales que sean significativas en la respuesta sísmica.
- Se presupone que los pisos, techos y sus conexiones actúan como diafragmas indeformables en su plano, y estarán diseñados para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

II.8.3 Efectos sísmicos en los edificios

Con la ocurrencia de un sismo, el movimiento del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. Sus bases, tienden a seguir el movimiento del suelo, mientras la masa del mismo tiende a oponerse al desplazamiento dinámico de su base. Es entonces cuando se generan las fuerzas inerciales que ponen en riesgo la estructura.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas inerciales, hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo; es decir, las fuerzas que se inducen en la estructura no son solamente producto de la intensidad del

movimiento del suelo, sino dependen en gran medida de las propiedades de la estructura.

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan mas afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Por el contrario, cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores (Bazán y Meli, 2011).

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su capacidad de respuesta. Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible. Como ya se ha mencionado, las características propias del edificio pueden amplificar o no las vibraciones que éste experimenta.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente en la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

Actualmente el factor que ha influido en el establecimiento de la práctica del diseño sismorresistente de edificios, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas o buenos comportamientos y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras.

La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura, tales como columnas y muros. Donde el flujo de las fuerzas de inercia desde las partes superiores hacia la cimentación, genera fuerzas cortantes crecientes hacia los pisos inferiores de la estructura las cuales deben ser resistidas por los elementos verticales (Bazán y Meli, 2011). Hay que considerar que la interacción entre elementos supuestamente no estructurales como muros divisorios de mampostería y los elementos verticales de concreto produce concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de columnas (columna corta) que tienden a fallar por cortante en forma frágil.

Para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor relevante. La capacidad de deformación o ductilidad, es una propiedad que puede salvar un edificio del colapso. Además el detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar capacidad de deformación es un aspecto básico del diseño. Adicionalmente una configuración inadecuada del sistema estructural puede producir una respuesta desfavorable de la estructura o un flujo de fuerzas que generen concentraciones de esfuerzos y posibles fallas locales.

Las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad de la construcción. Se presentan en ellas con frecuencia concentraciones elevadas y condiciones

complejas de esfuerzos, que han dado lugar a numerosos casos de falla. Particularmente críticas son las conexiones entre muros y losas en estructuras a base de paneles y entre vigas y columnas en estructuras aporricadas (Bazán y Meli, 2011).

Finalmente, en el diseño sísmico no solo se debe evitar el colapso de los elementos estructurales, sino que se debe tratar, por lo menos ante sismos moderados, que los elementos no estructurales, tales como paredes divisorias o de fachadas y equipos e instalaciones no sufran daños considerables.

II.9 Criterios del diseño sismorresistente

El diseño sismorresistente implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales (deriva) y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de las vibraciones; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad (Bazán y Meli, 2011).

Lo peculiar de los eventos sísmicos estriba no solo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos del sismo, si no, sobre todo se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos.

Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro del rango lineal y sin daños, aun para los máximos valores que puedan alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantenga dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño. (Bazán y Meli, 2011). Por ello se debe dotar a la

estructura de mecanismos eficientes de disipación de la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de la disipación de ésta energía se realice a través de deformaciones inelásticas que implican daño, evitando que se alcancen condiciones cercanas al colapso; es decir, al garantizar ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

II.10 Estados Límites

En la actualidad se viene utilizando un procedimiento de diseño sísmico originado en Nueva Zelanda, llamado diseño por capacidad. El método pretende revisar explícitamente las condiciones que se presentan en la estructura en su etapa de comportamiento no lineal y garantizar que ésta tenga la capacidad de disipación inelástica de energía. Básicamente consiste en dimensionar los elementos o miembros de la estructura de manera que su capacidad resistente nominal (teórica) sea la adecuada para resistir las solicitaciones resultantes (momento, cortes y fuerzas axiales) producidas por la acción de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga (combinación de acciones), utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas de servicio que se esperan que actúan en la realidad en la vida útil del edificio (Alonso, 2012).

El método establece estados límites, entendiéndose por estado límite *“la situación mas allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa”* (Alonso, 2012).

Existen dos tipos de estados límites: los de resistencia y los de servicio. Los estados límites de resistencia se basan en la capacidad de carga o seguridad de las estructuras. Mientras que los estados límites de servicio tienen que ver con el

comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, asociadas con aspectos de uso y ocupación.

En el método de diseño las cargas estimadas de servicio se multiplican por ciertos factores, casi siempre mayores a la unidad, llamados factores de mayoración. Las cargas resultantes últimas o mayoradas, son utilizadas para el diseño de la estructura. Ésta debe dimensionarse para tener una resistencia de diseño última o nominal, capaz de resistir las cargas mayoradas.

En otras palabras, la resistencia de diseño o capacidad de un elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida, también llamada demanda, calculada a partir de las cargas de servicios mayoradas.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

El presente Capítulo muestra la metodología utilizada en el desarrollo del presente trabajo. Se expone de manera secuencial el conjunto de actividades que se realizaron con el fin de culminar con éxito los objetivos planteados.

III.1 Recopilación de información

Esta primera etapa se basó en la recolección de información sobre desarrollos urbanísticos edificados por el Banco Obrero (BO) en el periodo que va de 1959 a 1988 en zonas populares de Caracas, específicamente en el Municipio Libertador. Para ello se visitó las oficinas del INAVI, en el municipio Chacao, Estado Miranda. Esta información fue complementada por planos arquitectónicos y estructurales, de manera de tener una idea sobre los sistemas constructivos utilizados en la época; número de edificaciones construidas bajo cada sistema, ubicación de los mismos y año de construcción.

Luego de haber recopilado la información necesaria, se procedió a preseleccionar aquellos sistemas constructivos que cumplían con la mayoría de las siguientes características:

- a) Factibilidad de refuerzo.
- b) Altura comprendida entre los ocho (8) y veinte (20) niveles.
- c) Repetitividad.
- d) Antigüedad.
- e) Posibilidad de obtención de información referente al proyecto.

III.2 Estimación de niveles de vulnerabilidad

Una vez seleccionados los proyectos del Banco Obrero se ubicaron las edificaciones diseñadas bajo los sistemas escogidos, se procedió a la inspección rápida de las edificaciones utilizando la Planilla de Evaluación Rápida propuesta por FUNVISIS (Anexo A) para determinar el Índice de Priorización en edificaciones bajo riesgo sísmico (FUNVISIS, 2011). Esto con el fin de seleccionar la edificación, que según este método, presenta mayor vulnerabilidad sísmica.

El índice de priorización (I_P) se calcula a partir de:

$$I_P = I_A \cdot I_V \cdot I_I \quad (\text{Ec 3.1})$$

Donde:

I_A : Índice de Amenaza

I_V : Índice de Vulnerabilidad

I_I : Índice de Importancia

El índice de amenaza (I_A) depende de la zonificación sísmica o microzonificación. El de vulnerabilidad (I_V) está asociado a la antigüedad de la edificación, al tipo estructural, a las irregularidades presentes, a la profundidad del depósito, al grado de deterioro, la topografía y la existencia de drenajes. Por último el índice de importancia (I_I) está asociado a la clasificación según el uso y ocupación del edificio (FUNVISIS, 2011).

Evaluada la amenaza sísmica presente en la zona de estudio I_A y determinados los I_V para cada edificación, se procede a la determinación del Índice de Riesgo Sísmico (I_R) dado por la expresión:

$$I_R = I_A \cdot I_V \quad (\text{Ec. 3.2})$$

En función de los siguientes rangos, se estimará el nivel de vulnerabilidad asociado a la estructura:

$I_V \leq 0,30$	Vulnerabilidad Baja.
$0,30 < I_V \leq 0,50$	Vulnerabilidad Moderada.
$I_V > 0,50$	Vulnerabilidad Alta.

Por otra parte, para la determinación de los niveles de riesgo se establecen los siguientes rangos:

$I_R \leq 0,05$	Riesgo Bajo.
$0,05 < I_R \leq 0,12$	Riesgo Moderado.
$0,12 < I_R \leq 0,25$	Riesgo Alto.
$I_R > 0,25$	Riesgo Muy Alto

III.3 Desarrollo de planos en dos (2) y tres (3) dimensiones

Seleccionado el proyecto de estudio, se procedió a digitalizar los planos obtenidos en visitas a la planoteca del INAVI, ubicada en el municipio Chacao, en las oficinas del INAVI. Para la digitalización de planos se utilizó un sistema CAD (*Computer Aided Design*) que permitió desarrollar planos en dos (2) y tres (3) dimensiones.

Para verificar las medidas de secciones que se mostraban en los planos fue necesario realizar varias visitas a edificios tipo 6M8, ubicados en la parroquia Caricuao del municipio Libertador de Caracas. Adicionalmente se elaboró un video tridimensional tipo Render del edificio seleccionado, para ello fue necesario el uso de programas especiales de edición.

III.4 Criterios para la elaboración de modelos matemáticos

A continuación se definen ciertas características asumidas para la idealización del edificio estudiado:

- 1) **Propiedades de los Materiales:** Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el desarrollo de los modelos son las siguientes, se consideran factores de modificación de la resistencia del concreto y el acero ($1,5f'c$ y $1,25Fy$)(FEMA, 2000):

Tabla 3. 5 Propiedades de los materiales.

Resistencia esperada del concreto	$f'c$ (kgf/cm ²)	315
Resistencia cedente esperada del acero	Fy (kgf/cm ²)	3000
Peso específico del concreto armado	γ_c (kgf/m ³)	2500
Módulo de elasticidad del concreto	Ec (kgf/cm ²)	267998
Módulo de elasticidad del acero	Es (kgf/cm ²)	2100000
Módulo de elasticidad de la mampostería	Em (kgf/cm ²)	7200

Fuente: Elaboración propia.

- 2) **Pesos:** la carga permanente concentrada en cada nivel incluye el peso propio de la losa, el peso de las vigas, peso de las paredes y peso de porción de columnas asociadas a ese nivel. Adicionalmente se considera la carga variable de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 5 en la norma 2002 (COVENIN, 1988), de igual forma los valores específicos de los pesos se tomaron de dicha norma.
- 3) **Rigidez de la junta:** se suponen juntas rígidas en las estructuras de concreto armado, con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de las vigas y columnas.

- 4) **Apoyos:** se suponen empotramientos perfectos de las columnas en el nivel del terreno.
- 5) **Inercia de elementos:** se incorporan factores de reducción de la rigidez de los elementos estructurales a fin de tomar en cuenta el agrietamiento que sufren durante la respuesta sísmica. Tal como lo prescriben las normas modernas y recomiendan investigaciones recientes. Se usaran los siguientes valores:

Tabla 3. 6 Factores de reducción de inercia.

	FLEXIÓN	CORTE	FUERZA AXIAL
VIGAS	0,35	0,4	1
COLUMNAS	0,7	0,4	1

Fuente: ACI 318-08, 2008.

- 6) **Elementos:** se consideran elementos unidimensionales tipo *frame* como representación de vigas y columnas; y elementos de área tipo *shell* para representar losas de entrepiso y techo.
- 7) **Incorporación de paredes:** Para representar la rigidez de las paredes se utilizaron bielas equivalentes trabajando a compresión según la diagonal del pórtico y articuladas en sus extremos. A dichas bielas se le asignó el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared, con una altura de sección de 0,15 veces la longitud de la diagonal

El módulo de elasticidad de las paredes utilizado se determinó mediante la Ec.3.1 (NTC, 2004) aplicable para mampostería de arcilla, bajo efectos de cargas de corta duración; considerando paredes de bloques de arcilla de 15 cm. de espesor.

$$E_m = 600 \times f_m^* \quad (\text{Ec.3.3})$$

Donde f_m^* es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería; para nuestro caso será considerado como 12 kgf/cm^2 (IMME, 2004).

8) Casos de análisis:

- **CP:** Carga Permanente
- **CV:** Carga Variable
- **CV_t:** Carga variable de techo
- **S_H:** Sismo horizontal definido por, $S_H = \sqrt{S_x^2 + S_y^2}$
- **S_V:** Sismo Vertical definido por $0,2\alpha\phi\beta A_0 CP$
- **S_X:** Sismo en X
- **S_Y:** Sismo en Y
- **$\alpha\phi\beta A_0$:** Parámetros del espectro sísmico.

9) **Combinación de solicitaciones:** basado en la norma venezolana FONDONORMA (2006) para solicitaciones del estado límite de agotamiento resistente, se consideran:

- $U_1 = 1,4 CP$
- $U_2 = 1,2 CP + 1,6 CV + 0,5 CV_t$
- $U_3 = 1,2 CP + \gamma CV + S_H + S_V$
- $U_4 = 1,2 CP + \gamma CV - S_H + S_V$
- $U_5 = 0,9 CP + S_H - S_V$
- $U_6 = 0,9 CP - S_H - S_V$

Considerándose la fracción de carga variable ($\gamma=0,50$) según Fondonorma (2006).

- 10) **Espectro:** se consideran las componentes horizontales del movimiento sísmico, definidas por el mismo espectro, combinándose según el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados dado en la sección 8.6.1 (a) de la norma 1756 (COVENIN, 2001).

III.5 Modelos del edificio

Se realizaron varios modelos matemáticos del edificio residencial del tipo seleccionado, a través de un programa de análisis estructural, a fin de discriminar los efectos del agrietamiento de los elementos estructurales y los efectos que las paredes aportan, logrando así una representación más real de su comportamiento.

Se considerarán los siguientes parámetros tanto para el módulo de escaleras como para los módulos de apartamentos, a fin de realizar la representación tridimensional de las estructuras:

- **Modelo 1:** representación de la edificación estudiada, con inercia gruesa de las secciones de elementos.
- **Modelo 2:** representación de la edificación, incorporando factores de reducción de inercia y por tanto de la rigidez de los elementos estructurales, con el fin de tomar en cuenta el agrietamiento que sufren durante la respuesta a los sismos.
- **Modelo 3:** representación de la edificación con inercia reducida y adicionalmente se le incorpora la rigidez de la mampostería, considerando solo aquellas que están enmarcadas y adosadas al pórtico. En el caso de las paredes que se encuentran fuera del plano del pórtico, se despreció su rigidez, solo se tomó en cuenta el peso que éstas aportan a la estructura distribuyéndolo a lo largo del paño de losa en el que se ubican.

III.6 Método de análisis

Para la evaluación de los módulos de apartamentos, se utilizó el método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, a diferencia del módulo de escaleras que se simuló, considerando diafragma flexible. Se determinaron los desplazamientos en cada nivel de entrepiso y derivas máximas, las fuerzas cortantes en la base en cada dirección horizontal del edificio y las sollicitaciones en los elementos estructurales más críticos.

III.7 Determinación de la respuesta sísmica

A continuación se procede a explicar cómo se establecieron algunos parámetros que determinan la respuesta sísmica de la estructura.

III.7.1 Comparación de derivas

La norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes”, establece en el capítulo 10.1, que el desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calculará como:

$$\Delta_i = 0,8 R \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

R: Factor de reducción dado en el Artículo 6.4, incluidas las eventuales modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1.

Δ_{ei} : Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y P- Δ .

Procediendo luego a calcular la deriva, basado en la Ec.3.4:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec.3.5})$$

Se utilizarán dos (2) valores límite para la deriva normalizada admisible en edificios. Para ello se extraerán los límites de los valores dados en la Tabla 3.3 (FEMA - NIBT, 2003; Ghobarah, 2004) y la Tabla 3.4 extraída del capítulo 10 de la norma venezolana 1756 (COVENIN, 2001).

La verificación del cumplimiento de los valores límites, vendrá dado por la ecuación:

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

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

Tabla 3. 7 Valores máximos de derivas normalizadas (%).

Tipo de Estructura	Año de construcción		
	Antes de 1967	1967-1998	Después de 1998
Pórticos de concreto armado	8	13	18
Pórticos de concreto armado rellenos con paredes	7	11	15
Muros de concreto armado	7	11	15

Fuente: FEMA, 2003; Ghobarah, 2004.

Tabla 3. 8 Valores máximos de derivas normalizadas (%).

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	12	15	18
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	16	20	24

Fuente: Elaboración propia. Valores tomados de la norma COVENIN, 2001

III.7.2 Comparación Demanda-Capacidad de la estructura.

Se comparará la demanda de fuerza cortante en la base con la sumatoria de las capacidades a fuerza cortante de todas las columnas de la planta baja de la estructura, ignorándose la contribución de las paredes de relleno a la resistencia y considerando los siguientes aspectos:

- Fuerzas cortantes en cada dirección horizontal del edificio.
- La capacidad será el menor valor entre la cortante resistente para una falla a flexión (dúctil) y la cortante resistente para una falla por corte (frágil).
- La capacidad a fuerza cortante de una columna para falla a flexión se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$V_{ductil} = \frac{My_i + My_j}{H} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde, My_i y My_j son los momentos cedentes en los extremos de la columna y H la longitud efectiva de la columna.

- La capacidad para falla por corte de una columna se determinará con la siguiente expresión (FONDONORMA, 2006).

$$V_{fragil} = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Donde, V_c es el aporte resistente del concreto y V_s aporte resistente del acero de refuerzo transversal, según las secciones 11.3 y 11.4 de la norma 1753 (FONDONORMA, 2006).

- La carga axial que actúa en cada columna se determinó con las cargas de servicio, tanto para calcular la capacidad a flexión como para el aporte resistente del concreto.

III.7.3 Demanda/Capacidad en elementos críticos

III.7.3.1 Vigas

Se compara la demanda-capacidad en los elementos estructurales más críticos, comparando la demanda de momentos y cortante con la capacidad del mismo. Se considera que la demanda de fuerza cortante en vigas (V_u) debe determinarse a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nodo. Se debe suponer que en las caras de los nodos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signos opuestos correspondientes a la resistencia probable (M_{pr}) y que el elemento está además sometido a cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz libre (FONDONORMA, 2006). El corte se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$V_u = V_{hp} + V_o = \frac{(M_{pr} \pm)_i + (M_{pr} \mp)_j}{L_n} + V_o \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

M_{pr} : Momento resistente máximo probable.

L_n : Luz libre del vano. Véase el Artículo H-18.3.5.

V_o : Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.

El valor V_u debe ser resistido por la contribución de la resistencia del concreto y el acero transversal y debe satisfacer la condición del capítulo 11.2 de la norma (COVENIN, 2006)

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia teórica a corte, calculada según la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 3.11})$$

III.7.3.2 Columnas

Para evaluar columnas sometidas a flexo-compresión, se considera la demanda máxima reflejada en las combinaciones de solicitaciones y comparada con la curva del diagrama de Interacción del elemento. De igual forma se consideran las combinaciones de solicitaciones para evaluar el corte que este experimenta, extrayendo los valores máximos de corte en cada dirección horizontal y comparándolo con el correspondiente valor de capacidad a corte obtenido en el apartado III.7.2 de este capítulo.

III.8 Propuesta de mejoras estructurales

Basado en los resultados obtenidos en el análisis dinámico se proponen mejoras conceptuales de la respuesta estructural de la edificación ante posibles eventos sísmicos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS

A continuación se presentan los resultados obtenidos al seguir la metodología planteada en el capítulo anterior. Para ello se hace uso de tablas, gráficos e imágenes, que expone de manera sencilla dichos resultados. De igual forma se analiza los valores obtenidos, exponiendo de ser necesario, la razón de ser de dichos resultados.

IV.1 Recopilación de Información

A lo largo de la investigación se logró obtener información relevante sobre distintos sistemas constructivos desarrollados por el Banco Obrero, tanto en zonas populares de Caracas como en el interior del país, durante el periodo que va desde 1959 hasta 1988. En el Anexo B, se muestran estos sistemas, su clasificación, número de pisos, ubicación y periodo de construcción. Esta información sirvió de base para preseleccionar distintas edificaciones que cumplieran con las características señaladas en el Capítulo III.

Tabla 4. 1 Características de los sistemas constructivos.

Nº	Código	Sistema Constructivo			Nº Piso	Año	Ubicación			
		Pórticos	Muros	Prefabricado			Municipio	Parroquia	Urbanización o Sector	Nº Edificio
1	6M8	X			8	1966-1970	Libertador	Caricuao	Caricuao	6
							Libertador	Macarao	Kennedy	6
							Libertador	Caricuao	Ruiz Pineda	2
							Libertador	Coche	Coche	1
									TOTAL	15
2	Vivienda Venezolana			x	4, 10, 15	1977	Libertador	Sucre	Casalta	17
							Libertador	Caricuao	Caricuao	10
							Libertador	Coche	Coche	7
							Libertador	El Valle	El Valle	29
							Libertador	La Vega	Los Mangos	4
							Libertador	El Paraiso	La Quebradita	5
									TOTAL	73
3	20C	x			20	1972	Libertador	Caricuao	Caricuao	50
									TOTAL	50
4	Creamer y Denis Tipo "A"			x	15	1977	Libertador	Coche	Cochecito	3
							Libertador	Caricuao	Caricuao	4
							Libertador	El Paraiso	Artigas	6
									TOTAL	13
5	20D				20	1977	Libertador	El Valle	El Valle	12
									TOTAL	12
									TOTAL	163

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 4.1 se muestra la preselección de los cinco (5) tipos constructivos que mejor se adaptaban a las características requeridas para el estudio. Estos sistemas presentan el mayor número de edificaciones construidas a lo largo del municipio Libertador de Caracas. Se puede observar que dos de ellos, los denominados Vivienda Venezolana (Figura 4.2) y Creamer Y Denis Tipo A (Figura 4.1), son sistemas prefabricados, no tipificados totalmente en las normas venezolanas, cuyo análisis requiere consideraciones especiales que exceden el alcance del presente trabajo.

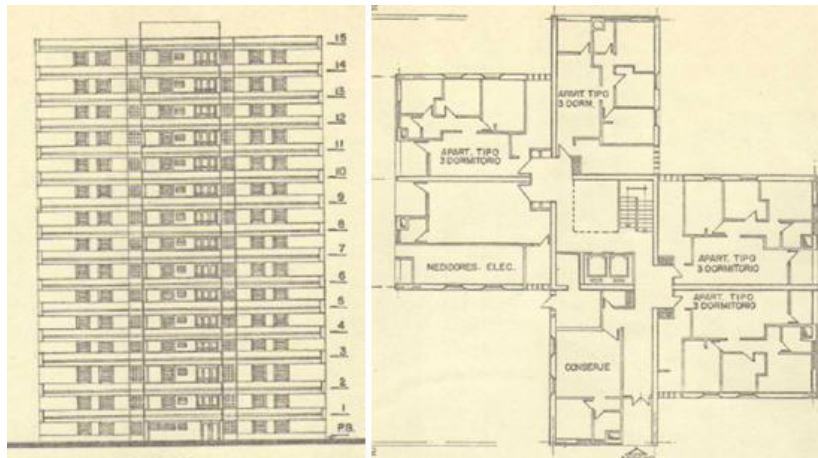


Figura 4. 1 Sistema Creamer y Denis.
Fuente: INAVI División de Arquitectura y Urbanismos.

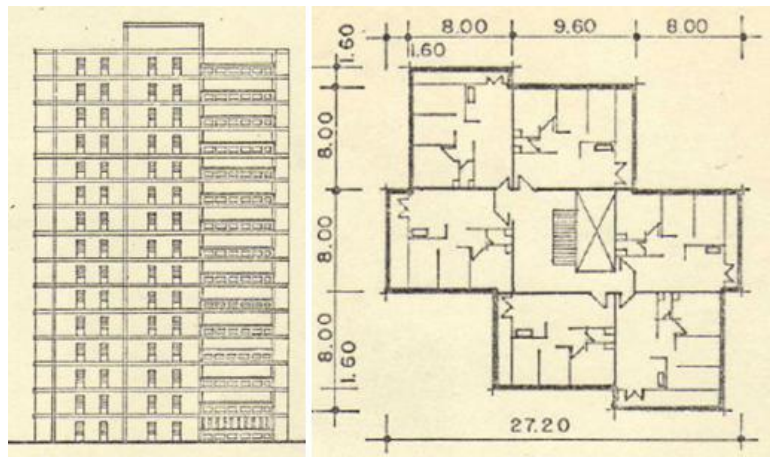


Figura 4. 2 Sistema Vivienda Venezolana.
Fuente: INAVI División de Arquitectura y Urbanismos.

Por otro lado podemos observar que los sistemas denominados 6M8 (Figura 4.3), 20C (Figura 4.4) y 20D (Figura 4.5) son sistemas de tipo aporricado de concreto armado que pueden ser estudiados bajo los lineamientos establecidos en la norma sismorresistente vigente (COVENIN, 2001).

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66
CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS

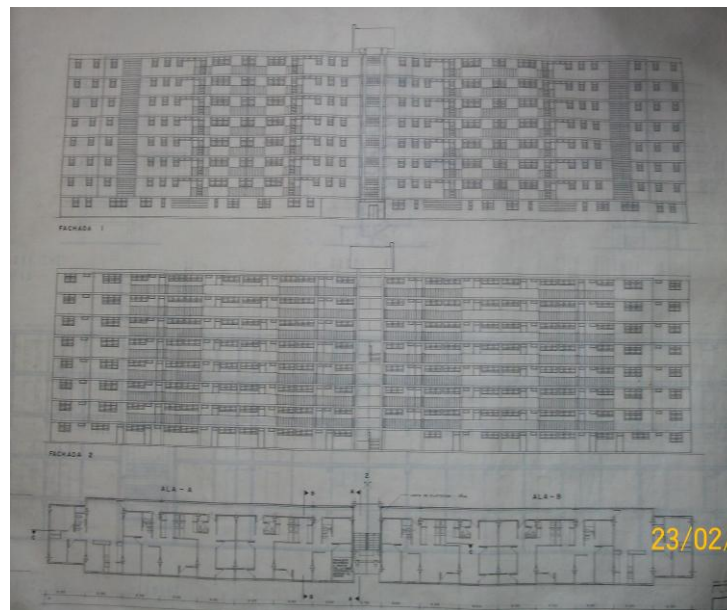


Figura 4. 3 Sistema 6M8.
Fuente: INAVI División de Arquitectura y Urbanismos.

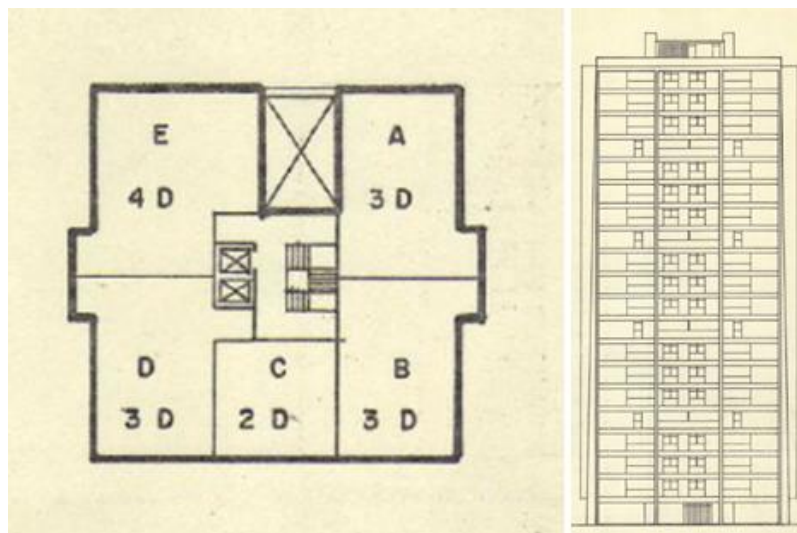


Figura 4. 4 Sistema 20C.
Fuente: INAVI División de Arquitectura y Urbanismos.

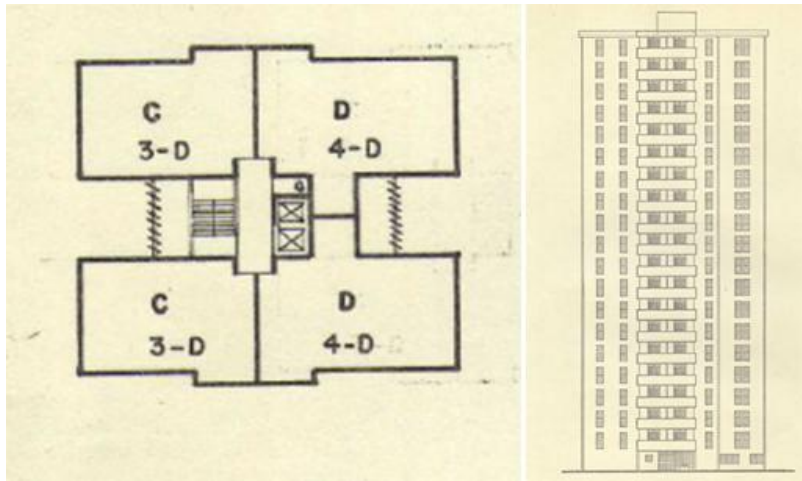


Figura 4. 5 Sistema 20D.

Fuente: INAVI División de Arquitectura y Urbanismo.

IV.2 Estimación de niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico

Partiendo de la preselección de los cinco (5) tipos de edificaciones mencionados en el punto anterior se procedió a determinar, mediante la aplicación de la metodología propuesta por FUNVISIS (2011), los índices de vulnerabilidad de dichas estructuras, tomando como referencia edificios ubicados en la parroquia Caricuao, a excepción del edificio denominado 20D que se ubica en la parroquia El Valle. De igual forma se calcularon los índices de amenaza, importancia y priorización, cuyos resultados se reflejan en la Tabla 4.2.

Tabla 4. 2 Índices de amenaza (I_A), vulnerabilidad (I_V), importancia (I_I), riesgo (I_R) y priorización (I_P) de edificaciones preseleccionadas.

DENOMINACION	AÑO	MUNICIPIO	PARROQUIA	I_A	I_V	I_I	I_R	I_P	NIVEL DE VULNERABILIDAD	NIVEL DE RIESGO
CREAMER Y DENIS	1977	LIBERTADOR	CARICUAO	0,64	0,45	0,85	0,28	0,24	MODERADA	MUY ALTO
VIVIENDA VENEZOLANA	1977	LIBERTADOR	CARICUAO	0,64	0,62	0,85	0,40	0,34	ALTA	MUY ALTO
20C	1972	LIBERTADOR	CARICUAO	0,64	0,45	0,85	0,29	0,24	MODERADA	MUY ALTO
6M8	1966	LIBERTADOR	CARICUAO	0,64	0,67	0,85	0,43	0,36	ALTA	MUY ALTO
20D	1977	LIBERTADOR	EL VALLE	0,64	0,43	0,85	0,27	0,23	MODERADA	MUY ALTO

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los resultados obtenidos del cálculo de los índices de vulnerabilidad de las edificaciones (I_V) e índice de riesgo (I_R), se resaltan las denominadas Vivienda Venezolana y 6M8 debido a que presentan mayor nivel de vulnerabilidad y riesgo (ver ANEXO B para ampliar la información).

IV.3 Selección del edificio

Como ya se mencionó, en el apartado IV.1 de este capítulo, las edificaciones del modelo denominado Vivienda Venezolana, no serán consideradas, debido a que son estructuras prefabricadas, cuyo estudio excede el alcance de este trabajo. Es por ello que se seleccionaron las edificaciones del tipo 6M8, tomando como objeto de estudio el Bloque 11 de la UD-3 de Caricuao (Figura 4.6).



Figura 4. 6 Sistema 6M8. Bloque 11 de la UD-3 de la Parroquia Caricuao.
Fuente: Elaboración propia.

IV.4 Descripción del edificio evaluado

El Bloque 11 de la UD-3 de Caricuao es una edificación de uso residencial de ocho (8) pisos de altura, con una altura de entrepiso de 2,72 m. Está construido en ladera, posee una forma rectangular en planta y se encuentra constituido por tres (3) módulos independientes unidos a través de juntas estructurales (Figura 4.7).

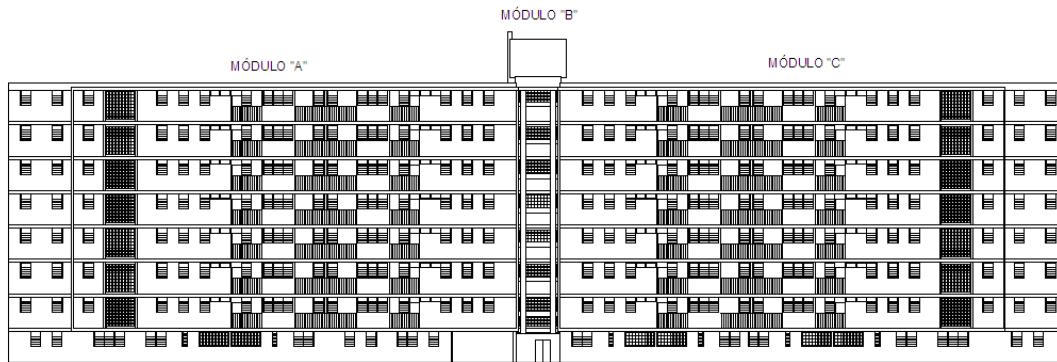


Figura 4. 7 Plano de fachada del sistema 6M8
Fuente: Elaboración propia.

El módulo A y el módulo C presentan, por cada nivel, cinco (5) unidades de vivienda (UV), un pasillo de circulación en volado y distribución de paredes de los entepiso iguales, excepto en la planta baja que se observa la sustitución en el módulo A, de una UV por el *hall* de entrada a la edificación. El módulo B corresponde al núcleo de escaleras, el cual posee un tanque elevado, con una capacidad de 60 m^3 ubicado en el nivel techo y un puente estructuralmente independiente que da acceso a la edificación en el quinto nivel.

Se observó que el módulo A y el módulo C están constituidos por dieciocho (18) columnas en cada nivel, vigas altas en la dirección más corta, vigas planas en la dirección más larga y losa nervada de 25 cm de espesor. Adicionalmente se puede mencionar que estos módulos presentan irregularidades tanto en planta como verticalmente, presumiendo posible riesgo torsional y efecto de columnas cortas.

Adicionalmente con la revisión de los planos estructurales, se observaron ciertas características particulares que presentan columnas y vigas, las cuales en algunos casos no cumplen con capítulos específicos de la norma 1753 (FONDONORMA, 2006). Vale la pena hacer una breve aclaratoria con respecto al uso de esta

norma, ya que si bien la norma vigente es la del año 1987 se consideró para este apartado en particular usar la del 2006, debido a que es una norma más acorde con los avances en esta materia que se han venido desarrollando desde la aparición de las primeras normas sismorresistentes.

Se observó que hay columnas que no cumplen con la mínima dimensión transversal (30 cm) establecido en el capítulo 18.4.2 de la norma (FONDONORMA, 2006). De igual forma se establece en ese capítulo que “*la relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4*” (p.120). En la Tabla 4.3 se puede apreciar que algunas de las secciones de columna no cumplen esta relación.

Tabla 4. 3 Secciones de columnas (cm).

Sección de Columnas		
b	h	b/h
25	60	0,42
25	50	0,50
25	45	0,56
25	40	0,63
25	35	0,71
25	30	0,83
30	80	0,38
30	75	0,40
30	70	0,43
30	65	0,46

Fuente: Elaboración propia.

De igual forma el diámetro mínimo del acero de refuerzo transversal colocado en algunas secciones, no cumple con el mínimo establecido (Barras N° 3) en el capítulo 7.5.2 de la norma FONDONORMA, 2006. La Figura 4.8 muestra el detallado de algunas secciones transversales de columnas presentes en la edificación, donde se puede apreciar el diámetro de las ligaduras colocadas.

COLUMNA 1-B=1-A

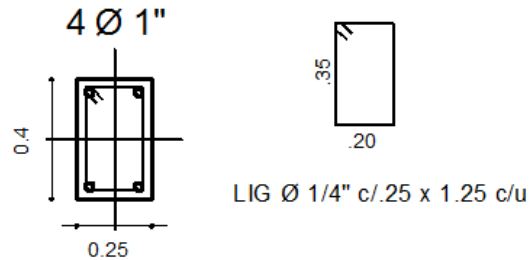


Figura 4. 8 Detallado de sección transversal de columna del quinto piso ejes A y B
Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente se observó que no se cumple lo establecido en el capítulo 18.4.5 (FONDONORMA, 2006), donde se establece que en la dirección del acero de refuerzo longitudinal, las ligaduras cerradas quedarán separadas a una distancia no mayor a:

- a) $\frac{1}{4} b_w \rightarrow (1/4) \times 30 = 7,5 \text{ cm}$
- b) $6d_b \rightarrow 6 \times 2,54 = 15,24 \text{ cm}$
- c) $S_x = 10 + (35 - h_x)/3 \rightarrow 10 \text{ cm}$

Donde h_x es la separación horizontal entre barras arriostradas por ligaduras o ganchos.

Considerando que la menor longitud de la sección transversal es 30 cm por norma, se obtiene una separación máxima de 7,5 cm en las zonas de confinamiento. Mientras que en los planos estructurales se evidencian separaciones de 25 cm a lo largo del elemento.

IV.5 Digitalización de información

IV.5.1 Planos

Posterior a la selección de la edificación se procedió a digitalizar alguno de los planos hallados en la planoteca del INAVI (Anexo D). La Tabla 4.4 muestra un resumen de los planos que se encontraron.

Tabla 4. 4 Lista de planos encontrados del sistema 6M8

DESIGNACIÓN DEL PLANO	HOJA Nº	OBSERVACIÓN
PLANTA DE FUNDACIONES DETALLE	E-1	
DETALLE DE COLUMNAS	E-2	
PLANTAS DE ENVIGADO	E-3	
DETALLES DE LOSAS	E-4	
DETALLES DE VIGA	E-5	
DETALLES DE VIGA	E-6	
ESCALERAS Y PASARELA - DETALLES	E-7	
PLANTAS DE FUNDACIONES SECTOR CENTRAL - DETALLE DE VIGA	E-8	
DETALLES DE FUNDACIONES	E-9	
ESTANQUE ELEVADO CON DETALLE	E-10	
PASARELA CASO DE ACCESO EN 5º PISO		
PASARELA CASO DE ACCESO EN 4º PISO	E-12	
PASARELA CASO DE ACCESO EN 4º PISO	E-12a	SOLUCION PARA GUARENAS
PLANTA BAJA		
PLANTA TIPO FACHADA 1 Y 2	A-1	
PLANTA DE TECHOS - PLANTA TIPO 4º PISO	A-3	
CORTES FACHADAS 3 Y 4	A-4	
PLANTA DE PILOTES Y CABEZALES		TERRAZA 0.10 BARRIO KENEDY
MODIFICACION FUNDACIONES EJES C5`-C6`-B5`-B6`		
PLANTA Y DETALLES DE CABEZALES		
PLANTA CABEZALES CON DETALLES		UD-3 CARICUAO
DETALLE DEL ESTANQUE ELEVADO ESQUEMA VERTICAL E ISOMETRIA. AGUAS BLANCAS	IS-7	

Fuente: Elaboración propia.

Para el desarrollo del presente trabajo y como aporte a investigaciones futuras que se puedan desarrollar a partir de ésta, se digitalizaron solo los planos de planta,

detallado de columnas, planta de envigados y detallado de vigas. Dichos planos fueron desarrollados en sistema CAD y se encuentran anexos al trabajo (ANEXO D).

IV.5.2 Desarrollo de videos.

A partir de la digitalización de los planos, se procedió a la elaboración de un modelo en tres dimensiones de la edificación (Figura 4.9). Posteriormente se recreó la estructura en un video computarizado, el cual da un recorrido alrededor de las fachadas de la edificación y adicionalmente se pueden apreciar los elementos vigas y columnas de los 3 módulos que la conforman, así como también las principales irregularidades.

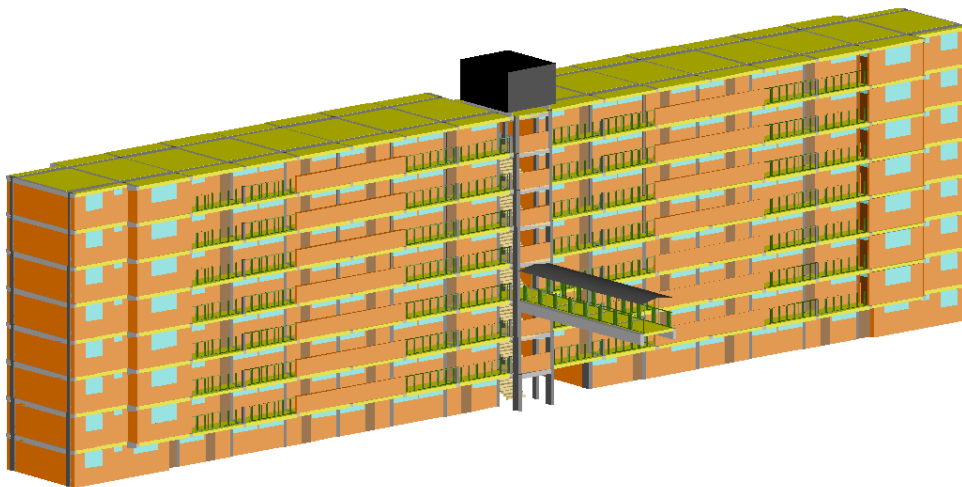


Figura 4. 9 Modelo en 3D del sistema 6M8.
Fuente: Elaboración propia.

IV.6 Modelo estructural del edificio

IV.6.1 Secciones

A continuación se muestran las dimensiones de las secciones de elementos en concreto armado, que conforman la estructura.

Tabla 4. 5 Secciones y distribución de columnas (cm).

	COLUMNAS		
	EJES 1 Y 9	EJES 2-8	EJES 10-10'
1 PISO	25X45	30X80	30X60
2 PISO	25X45	30X75	30X55
3 PISO	25X45	30X70	30X50
4 PISO	25X45	30X65	30X45
5 PISO	25X35	25X60	30X45
6 PISO	25X35	25X50	30X40
7 PISO	25X30	25X40	30X35
8 PISO	25X30	25X30	30X30

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 6 Secciones y distribución de vigas (cm).

	VIGAS				
	EJE 1 y 9	EJE 2-8	A y B	A' y B'	10 y 10'
1 PISO	25X40	30X60	60X25	45X60	35X60
2 PISO	25X40	30X60	60X25	45X60	35X60
3 PISO	25X40	30X60	60X25	45X60	35X60
4 PISO	25X40	30X60	60X25	45X60	35X60
5 PISO	25X40	25X60	60X25	45X60	35X60
6 PISO	25X40	25X60	60X25	45X60	35X60
7 PISO	25X40	25X60	60X25	45X60	35X60
8 PISO	25X40	25X50	60X25	45X60	-
TANQUE	-	-	-	-	30X90

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte se definieron elementos de área tipo *shell*, de 5 cm de espesor y material sin masa ni peso como representación de la loseta. Esta a su vez soportada por elementos secundarios tipo *frame* de sección 10x25 cm y material sin masa ni peso, que simulen los nervios de la losa y así distribuir a vigas y columnas las cargas aplicadas directamente al elemento de área.

IV.6.2 Análisis de carga

A partir de la norma COVENIN 2002-88 *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*, se calcularon las cargas tanto permanente como variable a las que estarán sometidos los elementos de área que componen la estructura. En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos a partir de estos análisis.

Tabla 4. 7 Análisis de carga para losa de entrespiso.

Losa (entrespiso)	
P.P. Losa (h=25cm) (Kgf/m ²)	315
Acabado superior (Kgf/m ²)	100
Acabado inferior (Kgf/m ²)	30
Tabiquería (Kgf/m ²)	187
Carga Permanente (Kgf/m²)	632
Carga Variable (kgf/m²)	175
Losa (pasillos)	
P.P. Losa (h=25cm) (Kgf/m ²)	315
Acabado superior (Kgf/m ²)	100
Acabado inferior (Kgf/m ²)	30
Tabiquería (Kgf/m ²)	187
Carga Permanente (Kgf/m²)	632
Carga Variable (kgf/m²)	300
Losa (techo)	
P.P. Losa (h=25cm) (Kgf/m ²)	315
Acabado superior (Kgf/m ²)	6
Acabado inferior (Kgf/m ²)	30
Carga Permanente (Kgf/m²)	351
Carga Variable (kgf/m²)	100

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 8 Análisis de cargas para losas de escaleras.

Losas (escaleras)	
P.P. Losa (h=16cm) (Kgf/m ²)	400
P.P. escalones (Kgf/m ²)	165
Acabado superior (Kgf/m ²)	100
Acabado inferior (Kgf/m ²)	30
Tabiquería (Kgf/m ²)	0
Carga Permanente (Kgf/m²)	695
Carga Variable (kgf/m²)	300
Losas (escaleras-descanso)	
P.P. Losa (h=16cm) (Kgf/m ²)	400
Acabado superior (Kgf/m ²)	6
Acabado inferior (Kgf/m ²)	30
Carga Permanente (Kgf/m²)	436
Carga Variable (kgf/m²)	300
Losas (escaleras-techo)	
P.P. Losa (h=25cm) (Kgf/m ²)	625
Acabado superior (Kgf/m ²)	6
Acabado inferior (Kgf/m ²)	30
Carga Permanente (Kgf/m²)	661
Carga Variable (kgf/m²)	100
Tanque	
P.P. Base (h=20cm) (Kgf/m ²)	500
P.P. Tapa (h=10cm)(Kgf/m ²)	250
Carga Variable (kgf/m²)	2400

Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo del peso que aportan las paredes a la losa, se estimó un valor promedio entre todos los paños de losa, el cual se puede apreciar en la Tabla 4.9.

Tabla 4. 9 Carga distribuida de tabiquería por tramo.

Análisis de Carga- tabiquería en Losas			
TRAMO	CARGA (Kgf)	AREA (m ²)	Qd (kgf/m ²)
E1-E2	5441,90	29,45	184,78
E2-E3	2925,47	29,45	99,34
E3-E4	6326,66	29,45	214,83
E4-E5	6639,95	29,45	225,47
E5-E6	4837,25	29,45	164,25
E6-E7	4837,25	29,45	164,25
E7-E8	6639,95	29,45	225,47
E8-E9	6326,66	29,45	214,83
			187

Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo del peso sísmico, se consideró el 100% de la carga permanente aportada por los elementos estructurales, 100% de la carga de servicio del tanque con el recipiente lleno (módulo de escaleras) y 25% la carga variable de los entresijos de la edificación (Capítulo 7.1 de la norma 1756). Se estimó un peso sísmico aproximado de 2530 Tf.

IV.6.3 Espectro

Basado en los parámetros establecidos en la norma 1756 (COVENIN, 2001) se definió el espectro de diseño (Figura 4.10). Considerando una zona sísmica 5 (Distrito Capital), forma espectral S2 y grupo B2 según el uso residencial que se definió; se presenta en la Tabla 4.10 los valores que permitieron graficar el espectro.

Tabla 4. 10 Parámetros de espectro de diseño.

Ao (g)	0,30
φ	0,90
α	1,00
R	2,00
β	2,60
ρ	1,00
T* (sg)	0,70
To (sg)	0,175
T+ (sg)	0,10
c	0,94

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

Ao: Coeficiente de aceleración horizontal

Φ : Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal

α : Factor de importancia

R: Factor de reducción de respuesta

β : Factor de magnificación promedio

ρ : Exponente que define la rama descendente del espectro

T* (sg): Máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

To (sg): $0,25 T^*$

T+ (sg): Periodo característico de variación de respuesta dúctil

c: $(R/\beta)^{-4}$

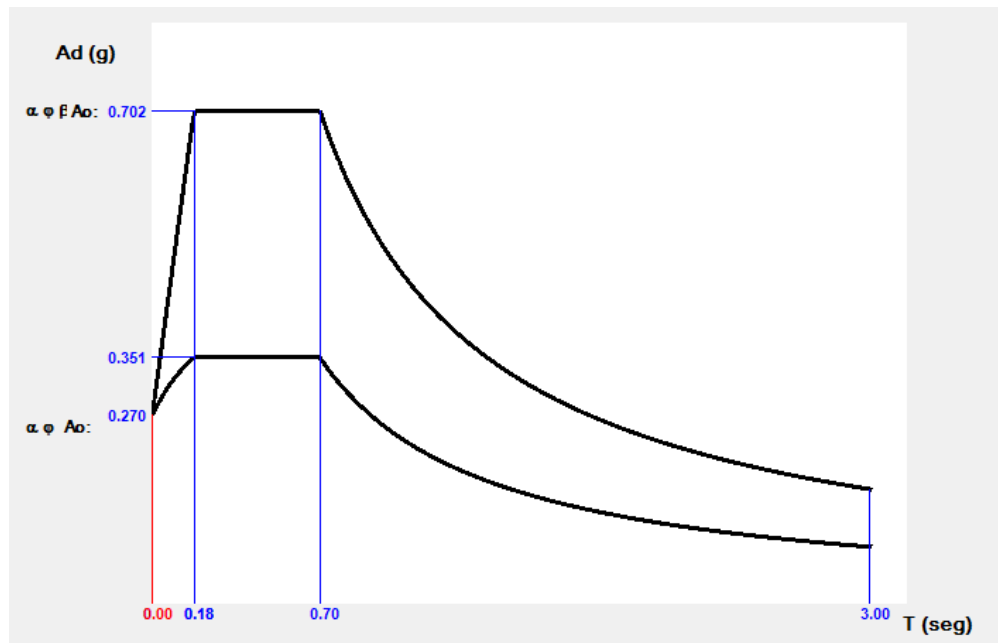


Figura 4. 10 Espectro elástico de respuesta y espectro reducido de diseño.
Fuente: Elaboración propia.

Como punto a parte, es importante destacar que en estructuras nuevas los factores “R” parten de las condiciones establecidas en el Capítulo 6 de la Norma (COVENIN, 2001), los cuales dependen del Nivel de Diseño y del Tipo de Estructura. Para el caso de estructuras existentes juegan un papel fundamental otras variables, como por ejemplo el año de construcción, el nivel de detallado que posea la estructura que está relacionado directamente con el Nivel de Diseño y poder definir con algún criterio un valor de “R” adecuado a la estructura existente. Para el caso de estudio propuesto se consideró un valor **R=2**.

IV.6.4 Modelos de las estructuras.

A partir de lo antes expuesto se procedió a realizar el modelado de la estructura.

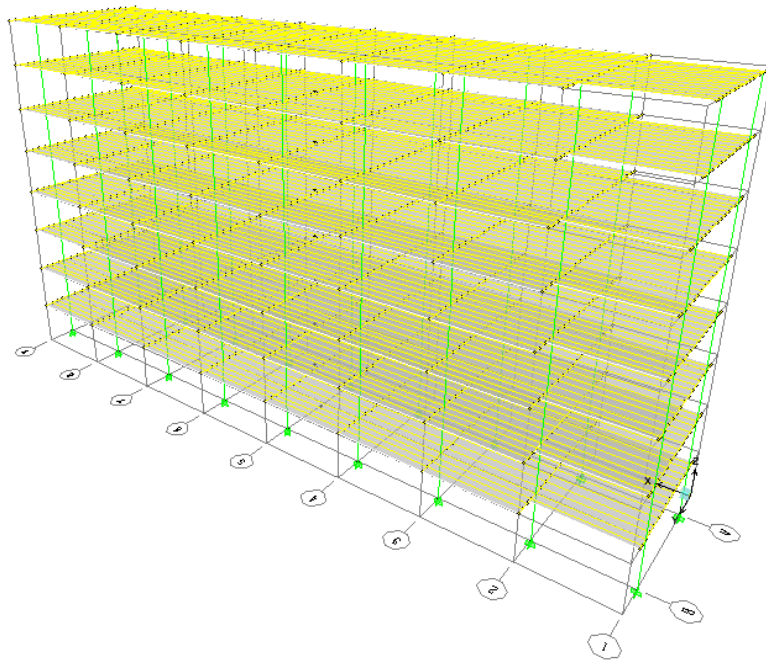


Figura 4. 11 Modelo 1 y 2 de módulo de apartamentos.
Fuente: Elaboración propia.

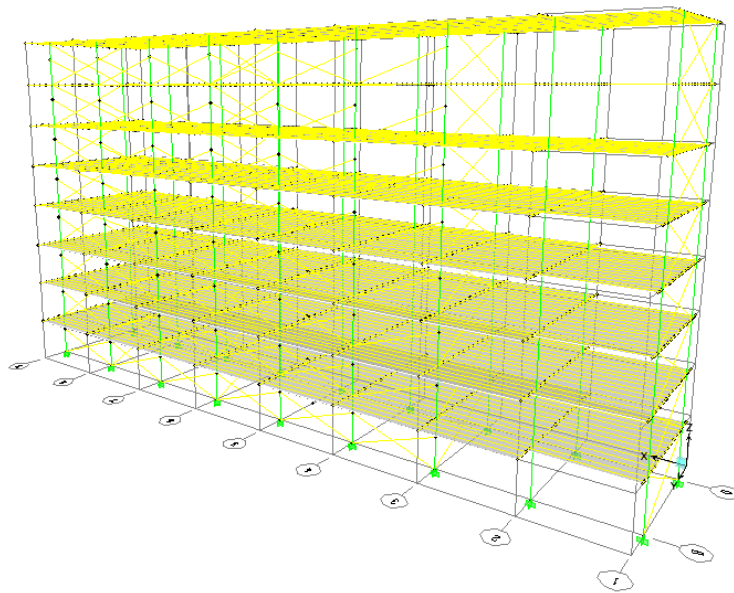


Figura 4. 12 Modelo 3 para módulo de apartamentos.
Fuente: Elaboración propia.

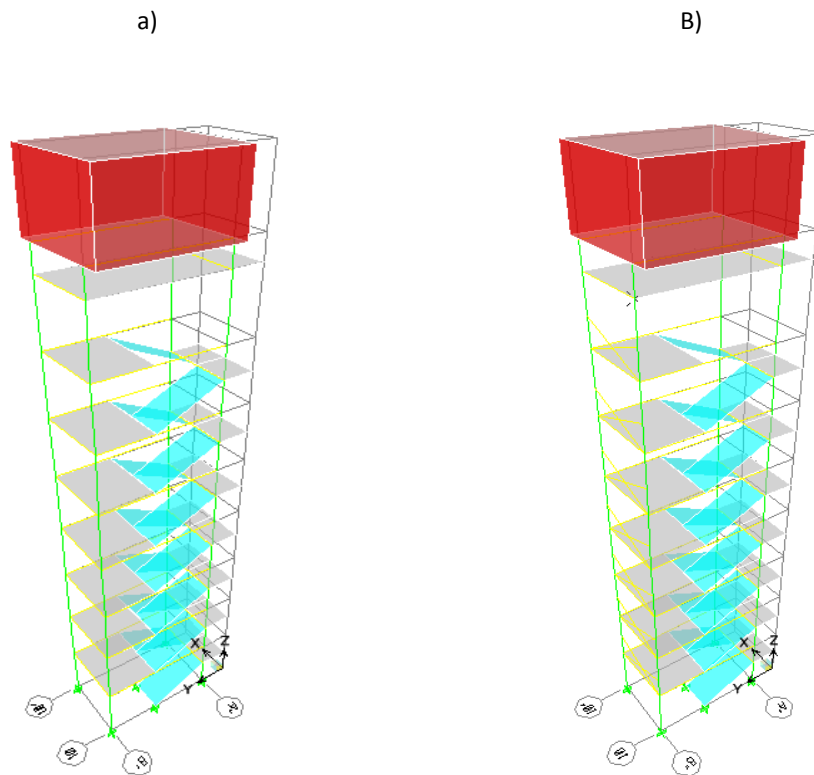


Figura 4. 13 Módulo de escaleras; a) Modelo 1 y 2; b) Modelo 3
Fuente: Elaboración propia.

IV.7 Determinación de la respuesta sísmica

IV.7.1 Períodos y formas modales

A continuación se presentan tablas con los períodos (T) y formas modales de las estructuras. En ellas se muestran los primeros tres modos de vibración de los modelos realizados. De estas se extrae, que para el módulo de apartamentos los períodos de vibración del modelo 1, son los que arrojan menores valores, debido a la consideración de inercia gruesa de los elementos. El modelo 2 arroja valores mayores, ya que, se aplican factores de reducción de la inercia de los elementos, lo que hace que la estructura sea menos rígida. Para el modelo 3 se puede

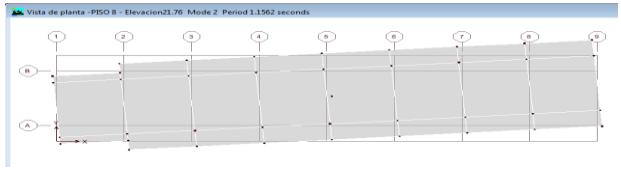
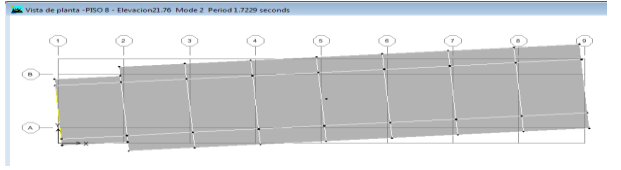
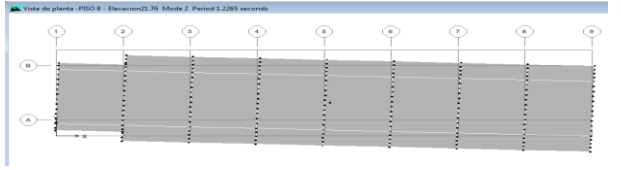
apreciar, que a pesar de poseer inercia reducida conlleva a valores menores que el modelo 2, como consecuencia de la incorporación de paredes.

Tabla 4. 11 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de apartamentos (MOD0 1).

MODELO	DESCRIPCION DEL MODELO	FORMA MODAL	T (s)	TIPO DE MOVIMIENTO
1	Inercia gruesa		1,77	Traslación en X
2	Inercia reducida		2,63	Traslación en X
3	Inercia reducida + paredes		1,80	Traslación en X + Rotación

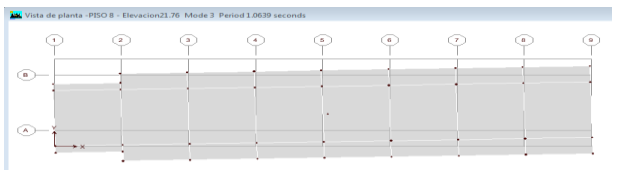
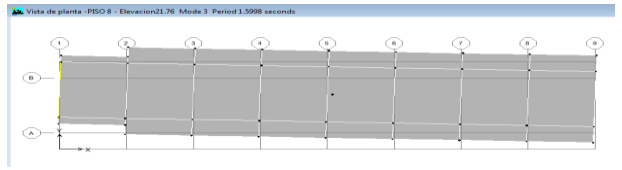

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 12 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de apartamentos (MODO 2).

MODELO	DESCRIPCION DEL MODELO	FORMA MODAL	T (s)	TIPO DE MOVIMIENTO
1	Inercia gruesa		1,16	Rotacional
2	Inercia reducida		1,72	Rotacional
3	Inercia reducida + paredes		1,23	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 13 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de apartamentos (MODO 3).

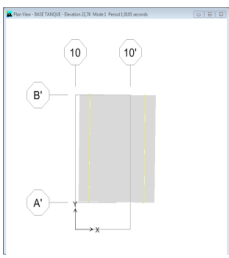
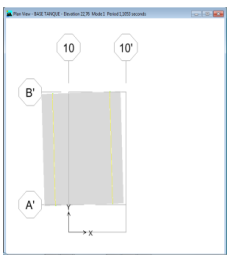
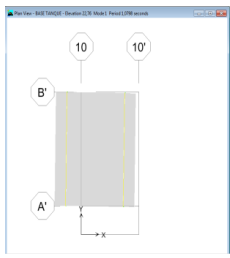
MODELO	DESCRIPCION DEL MODELO	FORMA MODAL	T (s)	TIPO DE MOVIMIENTO
1	Inercia gruesa		1,06	Traslación en Y + Rotación
2	Inercia reducida		1,60	Traslación en Y + Rotación
3	Inercia reducida + paredes		1,10	Traslación en Y + Rotación

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente se muestra en el primer modo de vibración, que los modelos experimentan desplazamientos en la dirección X. Se incluye en el modelo 3 una pequeña rotación como consecuencia de la rigidez aportada por las paredes y causada por una distribución asimétrica de estas.

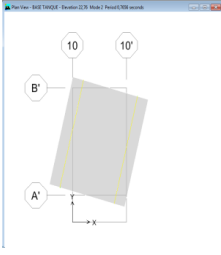
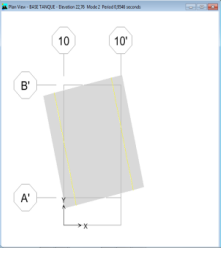
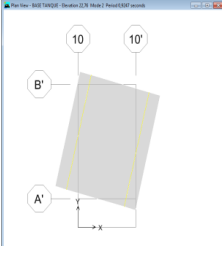
De igual forma para el módulo de escaleras se presentan tablas con los períodos y formas modales.

Tabla 4. 14 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de escaleras (MODO1).

MODELO	1	2	3
DESCRIPCION DEL MODELO	Inercia gruesa	Inercia reducida	Inercia reducida + paredes
FORMA MODAL			
T (s)	1,01	1,11	1,08
TIPO DE MOVIMIENTO	Traslación en X	Traslación en X + Rotación	Traslación en X

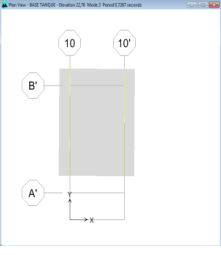
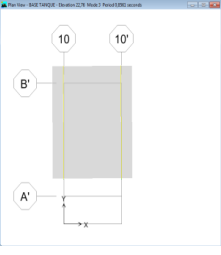
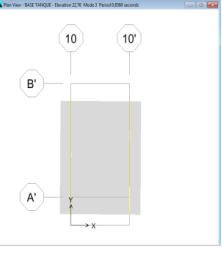
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 15 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de escaleras (MODO2).

MODELO	1	2	3
DESCRIPCION DEL MODELO	Inercia gruesa	Inercia reducida	Inercia reducida + paredes
FORMA MODAL			
T (s)	0,76	0,95	0,92
TIPO DE MOVIMIENTO	Rotacional	Rotacional	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 16 Comparación de períodos (T) y formas modales del módulo de escaleras (MODO3).

MODELO	1	2	3
DESCRIPCION DEL MODELO	Inercia gruesa	Inercia reducida	Inercia reducida + paredes
FORMA MODAL			
T (s)	0,72	0,85	0,85
TIPO DE MOVIMIENTO	Traslación en Y	Traslación en Y	Traslación en Y

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que el modo 1 de vibración experimental, en los 3 modelos, desplazamientos en dirección "X". En los modos 2 y 3 en dirección "Y" y un efecto torsional representativo causado por la esbeltez de la edificación y por la concentración de masas en el nivel techo producto del tanque elevado.

Adicionalmente se apreció que la poca presencia de paredes no introduce variaciones en el modelo 3.

IV.7.2 Análisis de las derivas

Las siguientes tablas muestran la deriva inelástica normalizada obtenida en cada modelo tanto para la dirección X como para la dirección Y de análisis. La Tabla 4.17 representa los valores obtenidos para el módulo de apartamentos, mientras que la Tabla 4.18 muestra los resultados del módulo de escaleras.

Tabla 4. 17 Máximas derivas inelásticas del módulo de apartamentos (‰).

DIRECCION	MODELOS		
	1	2	3
X	15,6	24,1	17,1
Y	13,5	22,2	16,7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 18 Máximas derivas inelásticas del módulo de escaleras (‰).

DIRECCION	MODELOS		
	1	2	3
X	10,6	11,8	12,6
Y	10,0	11,5	11,8

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que los resultados mostrados, exceden el límite admisible de 7‰ propuesto en la Tabla 3.3 del Capítulo III.7 de este trabajo, mientras que el límite de 18‰ que aparece en la norma 1756 (COVENIN, 2001), es excedido solo por el modelo 2 del módulo de apartamentos debido a las características de inercia reducida. En la Figura 4.14 y 4.15 se puede apreciar de una manera más clara lo antes descrito.

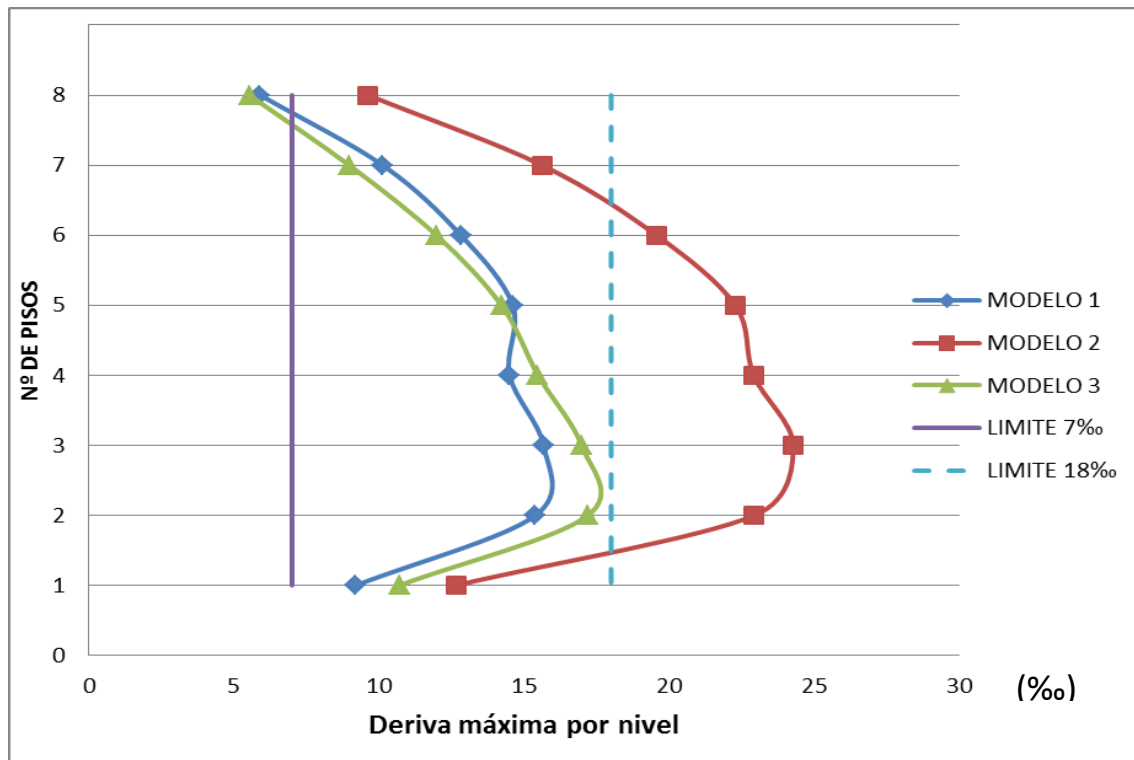


Figura 4. 14 Grafico comparativo de derivas inelásticas del módulo de apartamentos (DIRECCIÓN "X"), con representación de límites exigidos.
Fuente: Elaboración propia.

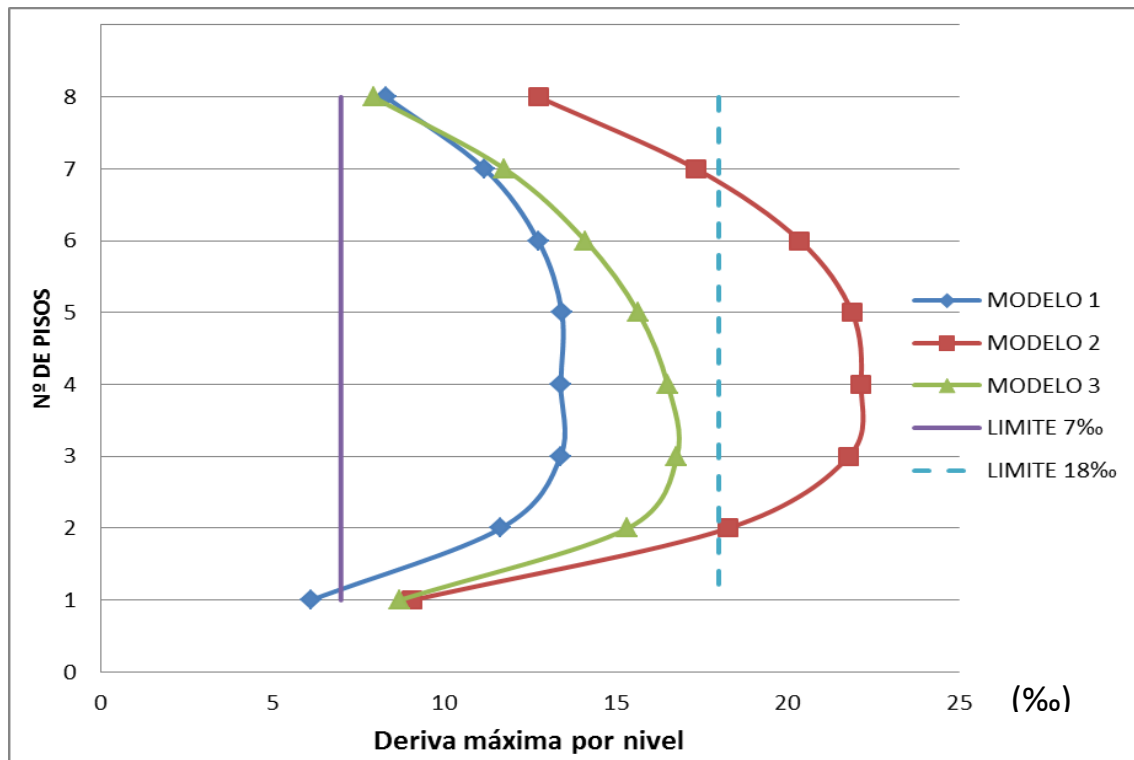


Figura 4. 15 Tabla comparativa de derivas inelásticas del módulo de apartamentos (DIRECCIÓN “Y”), con representación de límites exigidos.
 Fuente: Elaboración propia.

En las gráficas se muestra un comportamiento esperado de las curvas de desplazamientos por nivel, ya que, el modelo 1 de inercia gruesa presenta valores menores de desplazamiento, con respecto a las otras curvas, debido a la rigidez que posee. El modelo 2, de inercia reducida muestra mayores desplazamientos, debido a los factores de reducción de inercia que asemejan el agrietamiento ocurrido en los elementos estructurales durante un sismo moderado. Finalmente el modelo 3, igual de inercia reducida, muestra un comportamiento intermedio debido a la rigidez que le aportan las paredes. Este comportamiento se aprecia tanto en la dirección X como en la dirección Y del núcleo de apartamentos y de igual forma en el núcleo de escaleras (Figura 4.16 y 4.17).

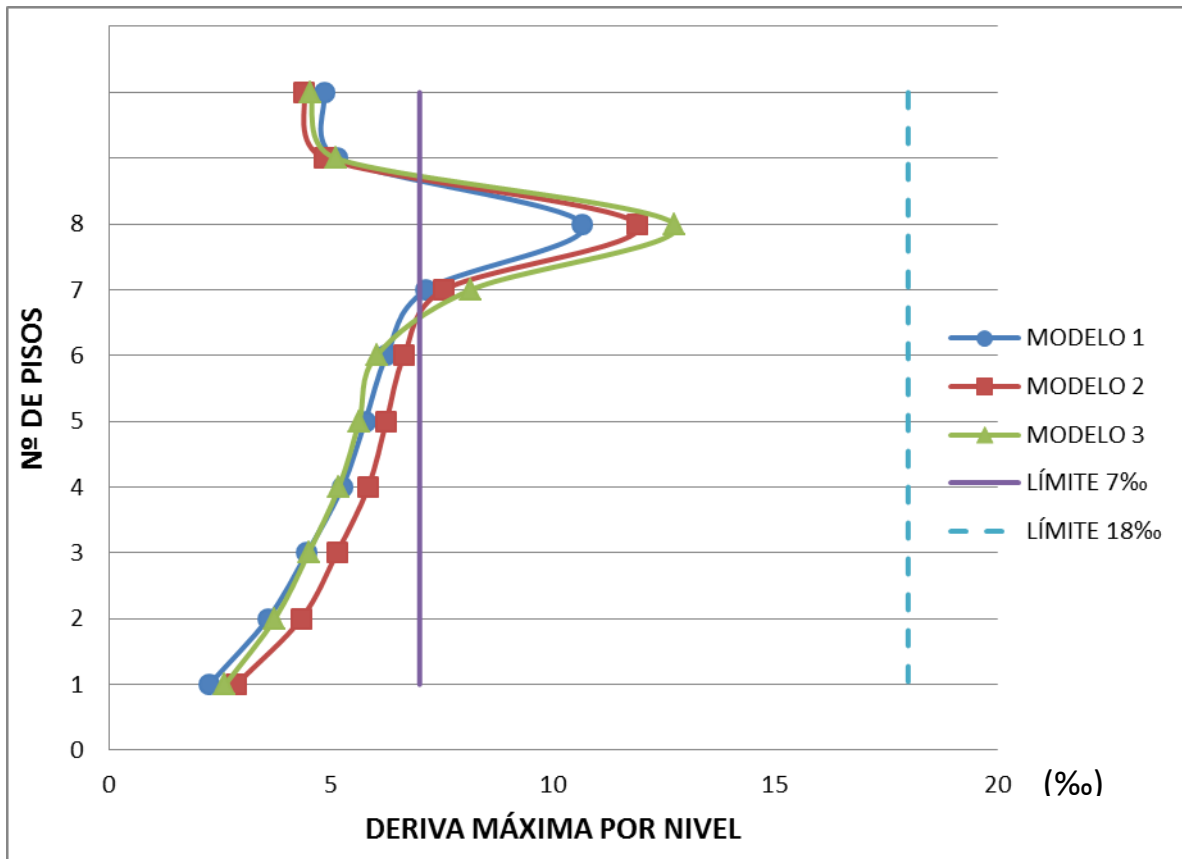


Figura 4. 16 Tabla comparativa de derivas inelásticas del módulo de escaleras (DIRECCION "X"), con representación de límites exigidos.
Fuentes: Elaboración propia.

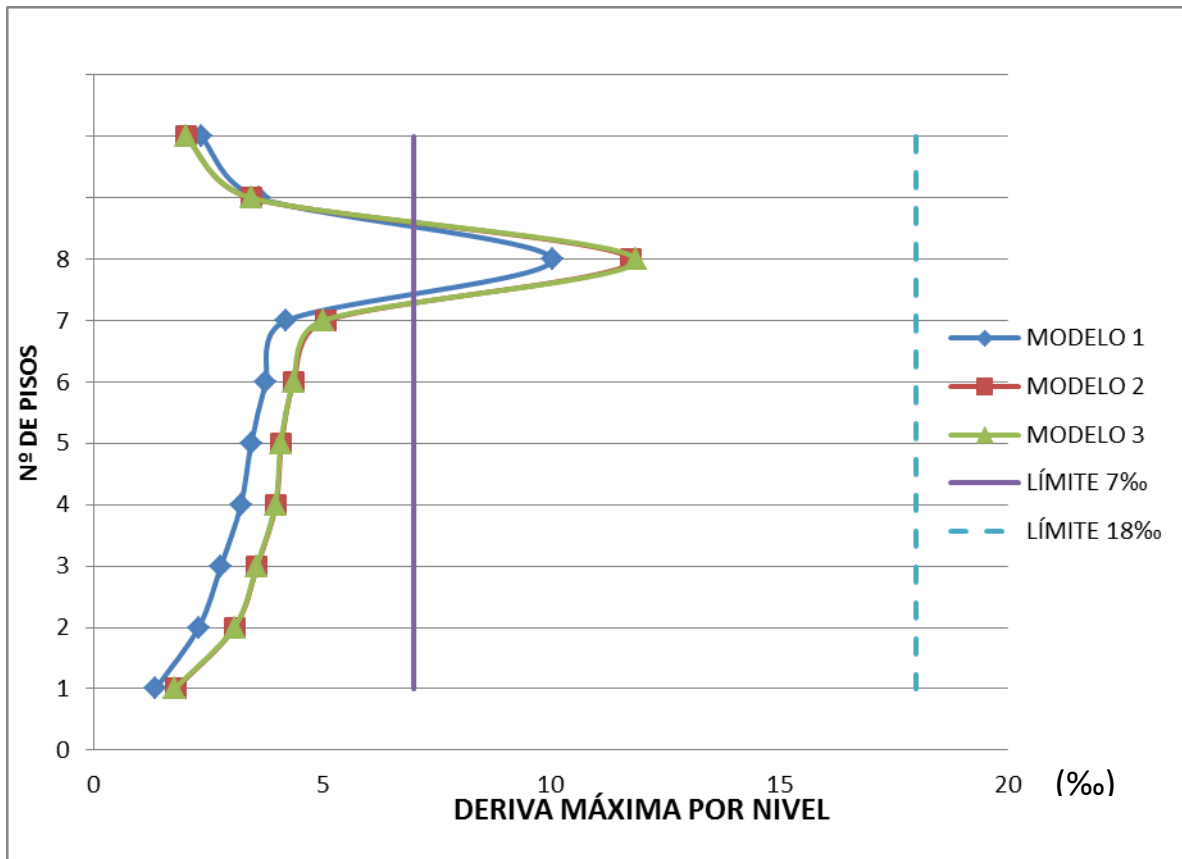


Figura 4. 17 Tabla comparativa de derivas inelásticas del módulo de escaleras (DIRECCION “Y”), con representación de límites exigidos.
 Fuentes: Elaboración propia.

Al contrastar la demanda de desplazamiento en los módulos de apartamentos y de escalera, observamos que sobrepasan ampliamente la separación de 2,5 cm que representa la junta estructural que une los 3 módulos. Es decir, se esperaría golpeteo losa contra losa ante un evento sísmico como el esperado, lo que puede afectar drásticamente la respuesta sísmica de la edificación.

IV.7.3 Comparación Demanda-Capacidad del cortante basal

A continuación se muestra en la Tabla 4.19 los valores, expresados en toneladas, de la cortante basal para los tres modelos y evaluada en las dos direcciones horizontales.

Tabla 4. 19 Valores de cortantes basales (Ton).

MODELO	MÓDULO DE APARTAMENTOS		MÓDULO ESCALERAS	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
1	330,22	440,39	57,05	75,59
2	209,06	305,29	52,36	66,40
3	298,09	386,26	53,35	65,88

Fuente: Elaboración propia.

Considerando que la capacidad a cortantes de las columnas de planta baja será la sumatoria entre los menores valores obtenidos del cálculo del cortante por falla frágil y por falla a flexión en cada columna, se procede a comparar con la demanda de fuerzas cortantes (Anexo C), la cual será el valor de la cortante basal en cada dirección horizontal de la estructura (Tabla 4.20). Hay que mencionar que se evaluó el comportamiento tanto en el modelo 1 (inercia gruesa) como en el modelo 2 (inercia reducida), como se menciona en los alcances del capítulo 1 no se determinó la capacidad para el modelo 3. Los resultados obtenidos se exponen a continuación:

Tabla 4. 20 Tabla comparativa Demanda/Capacidad

MODELO		MODULO DE APARTAMENTOS			MODULO DE ESCALERAS		
		V _{CAPACIDAD}	V _{DEMANDA}	D/C	V _{CAPACIDAD}	V _{DEMANDA}	D/C
1	X	671,47	330,22	0,49	84,21	57,05	0,68
	Y	967,87	440,39	0,46	93,99	75,59	0,80
2	X	671,48	209,06	0,31	84,24	52,36	0,62
	Y	967,86	305,29	0,32	94,01	66,40	0,71

Fuente: Elaboración propia.

La relación observada de Demanda/Capacidad, menor a la unidad, refleja que la edificación está en la capacidad de resistir a corte, en la base las fuerzas sísmicas para este sismo.

IV.7.4 Comparación Demanda-Capacidad de elementos críticos.

IV.7.4.1 Vigas

Se evaluó la relación Demanda-Capacidad (D/C) con respecto a fuerzas cortantes y momentos que interactúan en la viga del pórtico dos (2) del nivel tres (3) del núcleo de apartamentos, por ser considerada una de las vigas mas demandadas.

IV.7.4.1.1 Flexión

Para la demanda a la que se ve sometido el elemento se consideraron los valores de momentos que determina el programa de análisis, asociados a las combinaciones de solicitaciones; se asumió el mayor valor, reflejado en la Tabla 4.21.

Tabla 4. 21 Momentos últimos.

COMBINACIÓN	MODELO		
	1	2	3
	Mu (Ton-m)	Mu (Ton-m)	Mu (Ton-m)
U ₁	1,45	1,18	1,18
U ₂	1,35	1,08	1,08
U ₃	88,92	57,69	32,11
U ₄	88,92	57,69	32,11
U ₅	88,60	57,19	31,61
U ₆	88,60	57,19	31,61

Fuente: Elaboración propia.

El resultado obtenido de la comparación Demanda-Capacidad (D/C) entre la demanda de momentos últimos (Mu) y la capacidad resistente (Mr) de la viga 3V-2, se puede apreciar en la Tabla 4.22:

Tabla 4. 22 Demanda/Capacidad de elemento crítico.

MODELO	Mu (Ton-m)	Mr (Ton-m)	D/C
1	88,92	16,98	5,24
2	57,69		3,40
3	32,11		1,89

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que en los tres modelos se excede la capacidad del elemento, es decir, ante la posible ocurrencia de un sismo, comenzarían a ceder los aceros colocados longitudinalmente en la viga debido a las fuerzas laterales, lo que provocaría la falla de este.

IV.7.4.1.2 Corte

Se considera la sumatoria de la capacidad resistente a fuerzas cortantes que aporta el concreto y el acero como la capacidad total del elemento (V_n); la demanda (V_u) a la que será sometida el elemento se extrajo del programa de análisis y se refleja en la Tabla 4.23.

Tabla 4. 23 Demanda a fuerzas cortantes

	MODELO		
	1	2	3
COMBINACIÓN	V_u (Ton)	V_u (Ton)	V_u (Ton)
U1	1,60	1,43	1,43
U2	1,38	1,23	1,24
U3	36,82	28,24	16,09
U4	36,82	28,24	16,09
U5	36,47	27,65	15,49
U6	36,47	27,65	15,49

Fuente: Elaboración propia.

La relación Demanda-Capacidad que se observó en la viga se muestra a continuación en la Tabla 4.24.

Tabla 4. 24 Demanda-Capacidad (D/C) en la viga 3V-2

MODELO	Vu (Ton)	Vn (Ton)	D/C
1	36,82	23,58	1,56
2	28,24		1,20
3	16,09		0,68

Fuente: Elaboración propia.

Se puede apreciar que en los dos primeros modelos la demanda es excedida por la capacidad resistente de la viga, mientras que en el tercer modelo no se excede esta relación debido a la capacidad resistente que aportan las paredes en la estructura.

IV.7.4.2 Columna

Se utilizaron los valores que arroja el programa (Figura 4.18, 4.19 y 4.20), como una primera aproximación de los resultados que se pueden esperar en la relación Demanda-Capacidad (D/C). Para esta evaluación se consideró en los tres (3) modelos realizados la columna B8, ya que es uno de los elementos en los cuales se aprecia un mayor coeficiente. Adicionalmente se puede mencionar que la selección de la columna se vio acentuada con el hecho de que la misma presenta el efecto columna corta (Figura 4.21).

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL ANTIGUO TIPO 6M8-66
 CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN ZONAS URBANAS DE CARACAS

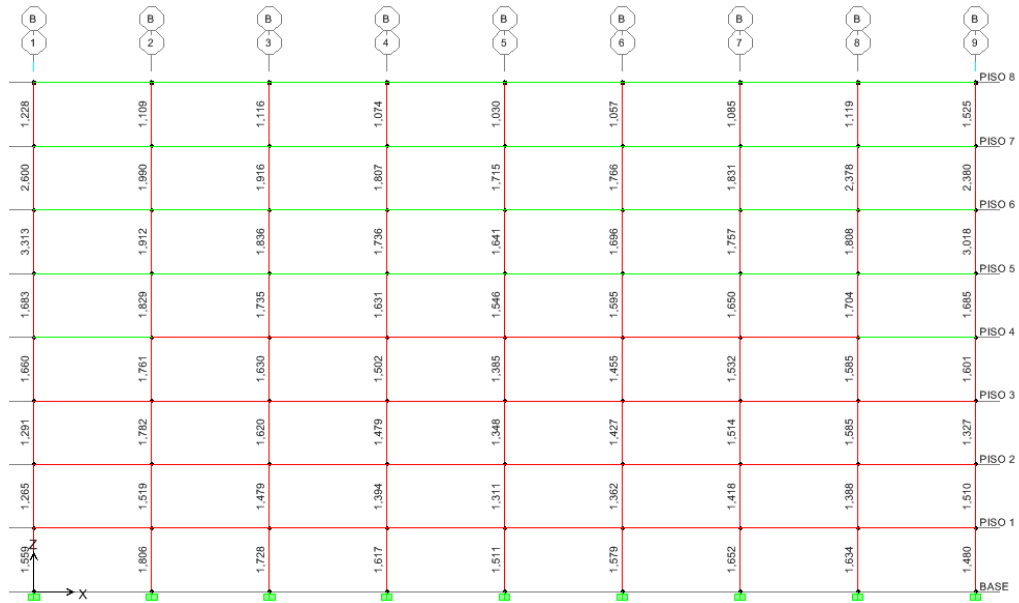


Figura 4. 18 Demanda-Capacidad de columnas del pórtico B, Modelo 1
 Fuente: Elaboración propia.

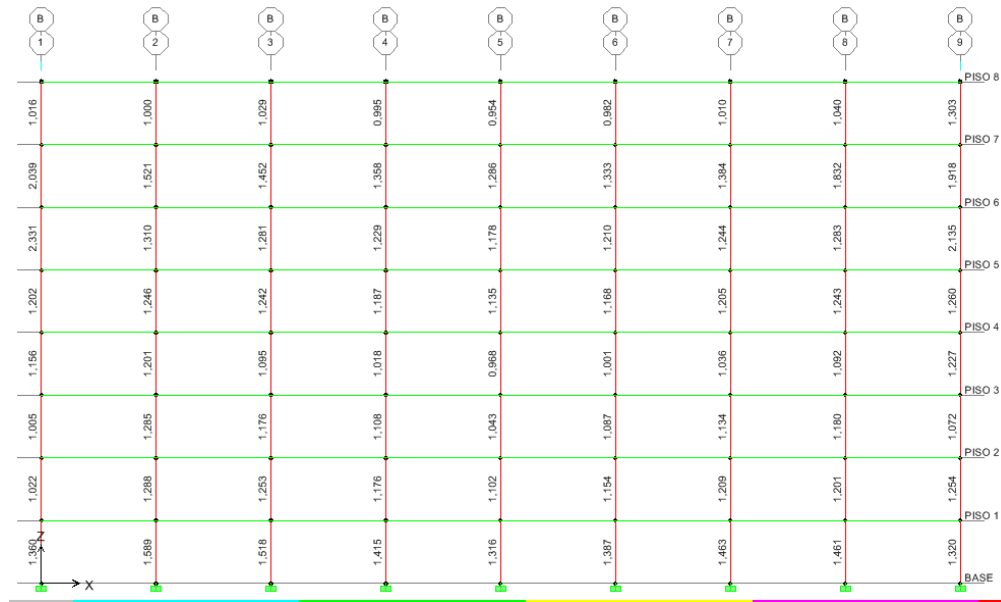


Figura 4. 19 Demanda-Capacidad de columnas del pórtico B, Modelo 2
 Fuente: Elaboración propia.

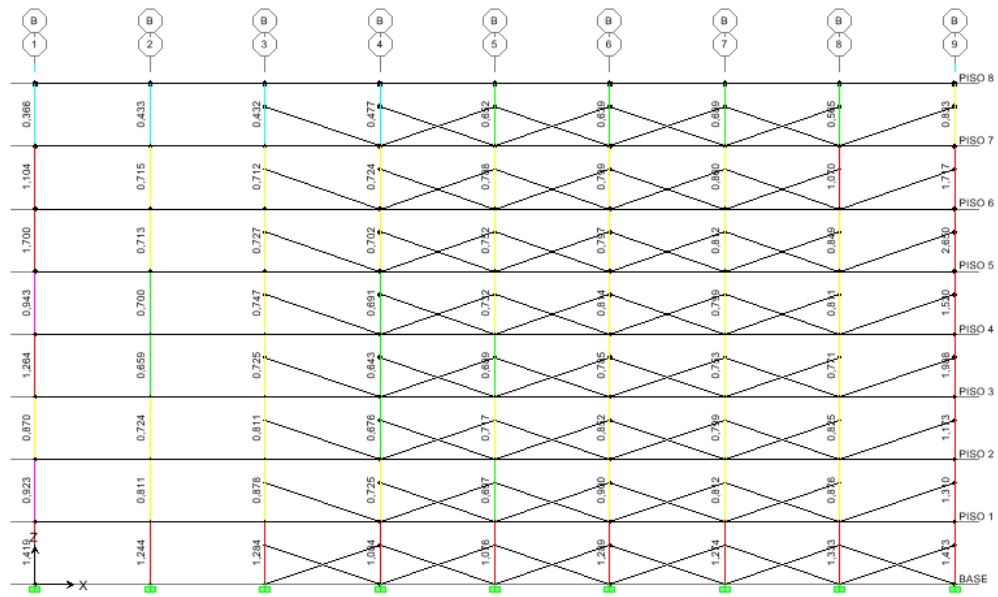


Figura 4. 20 Demanda-Capacidad de columnas del pórtico B, Modelo 3
 Fuente: Elaboración propia.

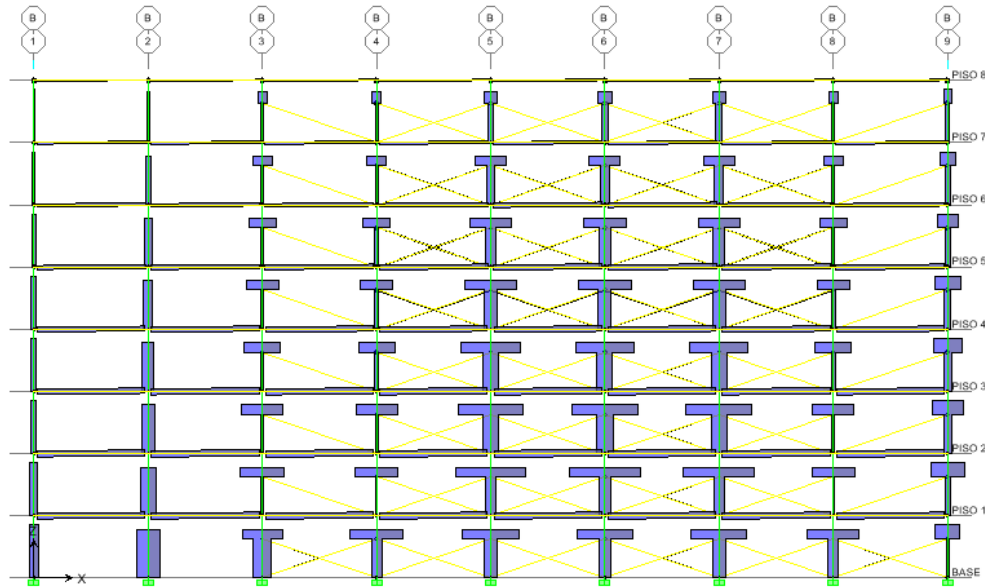


Figura 4. 21 Diagrama de fuerza cortante en el pórtico B del Modelo 3. Evidencia del efecto columna corta.

IV.7.4.2.1. Flexo-Compresión

Para determinar la demanda ante solicitaciones, se extrajo del programa el valor de carga axial (P_u) y momentos resistentes en ambas direcciones de análisis (M_{ux} , M_{uy}), los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4. 25 Solicitaciones de Columna B8.

COMBINACIÓN	MODELO 1			MODELO 2			MODELO 3		
	P_u (Ton)	M_{ux} (Ton-m)	M_{uy} (Ton-m)	P_u (Ton)	M_{ux} (Ton-m)	M_{uy} (Ton-m)	P_u (Ton)	M_{ux} (Ton-m)	M_{uy} (Ton-m)
U1	217,31	0,41	0,02	217,96	1,04	0,02	217,67	1,04	0,03
U2	248,86	1,79	0,02	247,91	0,79	0,01	248,39	1,60	0,03
U3	342,94	65,09	16,93	315,43	103,43	31,86	322,26	112,72	21,38
U4	342,94	65,09	16,93	313,72	35,21	3,01	322,26	112,72	21,38
U5	287,48	110,14	37,87	215,53	102,89	31,86	222,49	112,18	21,36
U6	287,48	110,14	37,87	215,53	102,89	31,86	222,49	112,18	21,36

Fuente: Elaboración propia.

A través de la información presentada en la Tabla 4.23 y mediante la implementación de diagramas de interacción del elemento. Se pudo constatar la relación entre Demanda-Capacidad en los tres (3) modelos, dado que los puntos pertenecientes a las combinaciones de solicitaciones que quedan fuera de la curva, representan una excedencia de la capacidad del elemento.

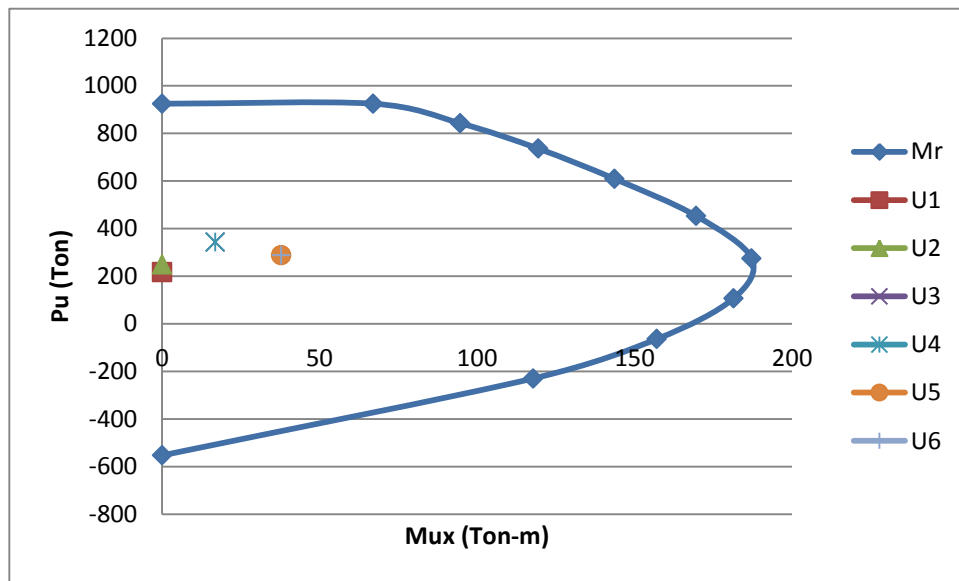


Figura 4. 22 Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "X", Modelo 1).
 Fuente: Elaboración propia.

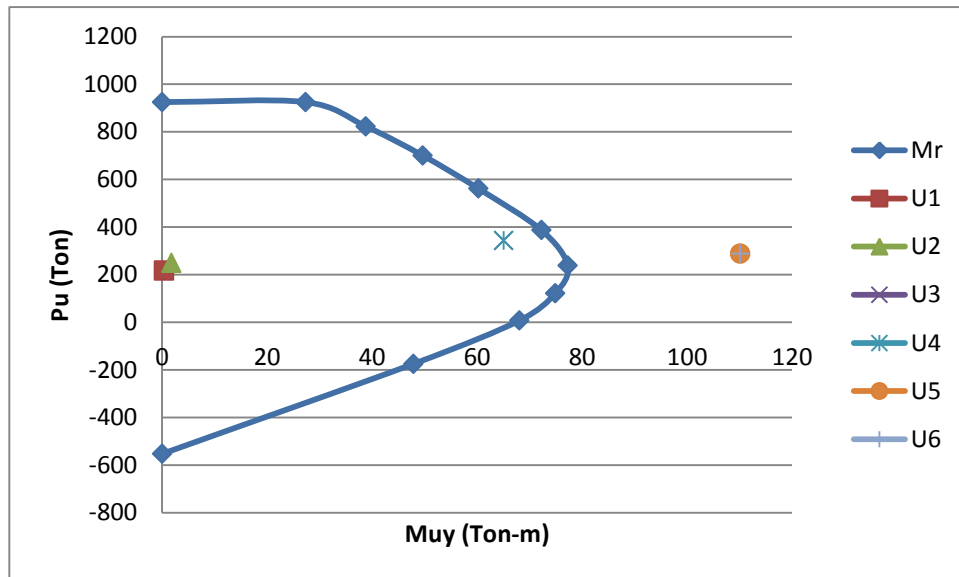


Figura 4. 23 Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "Y" Modelo 1).
 Fuente: Elaboración propia.

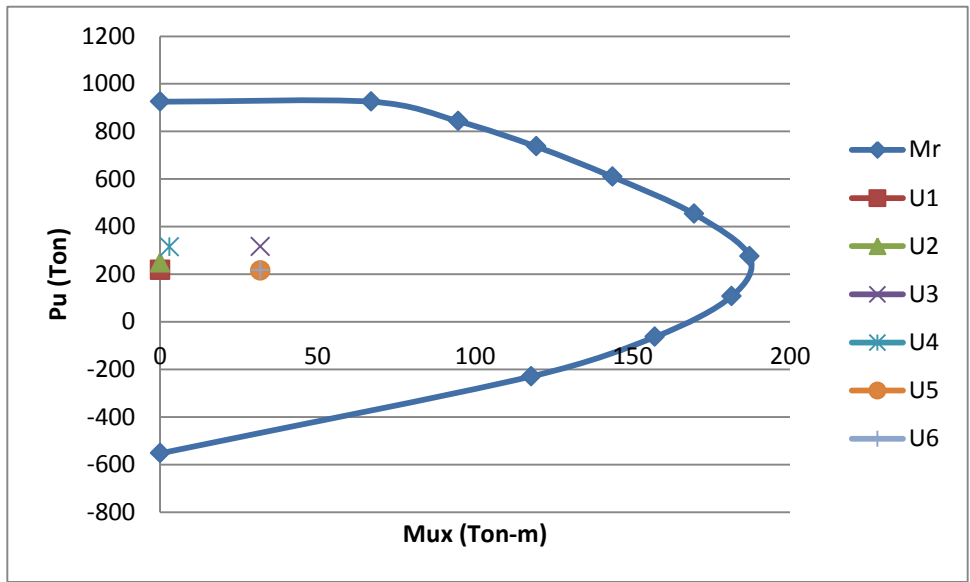


Figura 4. 24 Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "X", Modelo 2).
 Fuente: Elaboración propia.

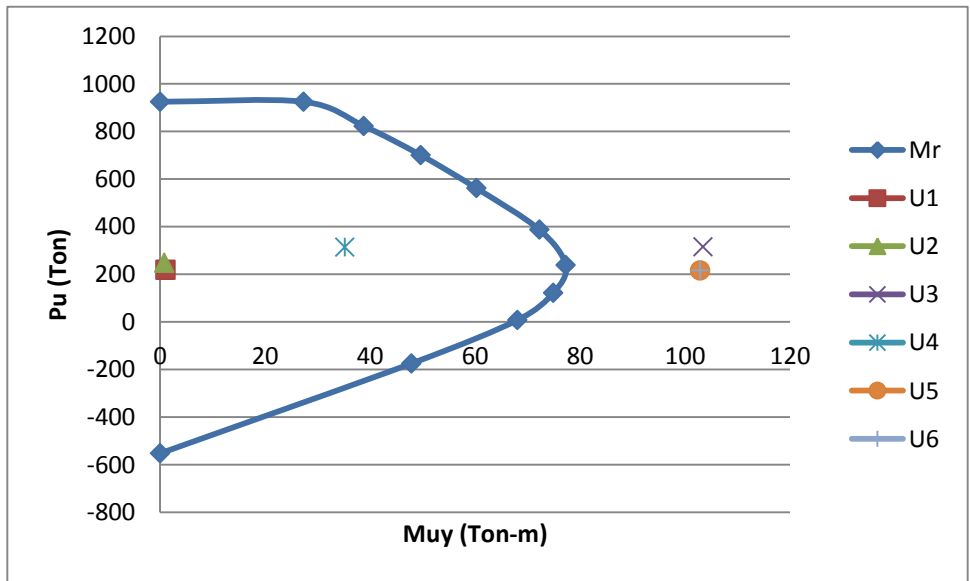


Figura 4. 25 Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "Y" Modelo 2).
 Fuente: Elaboración propia.

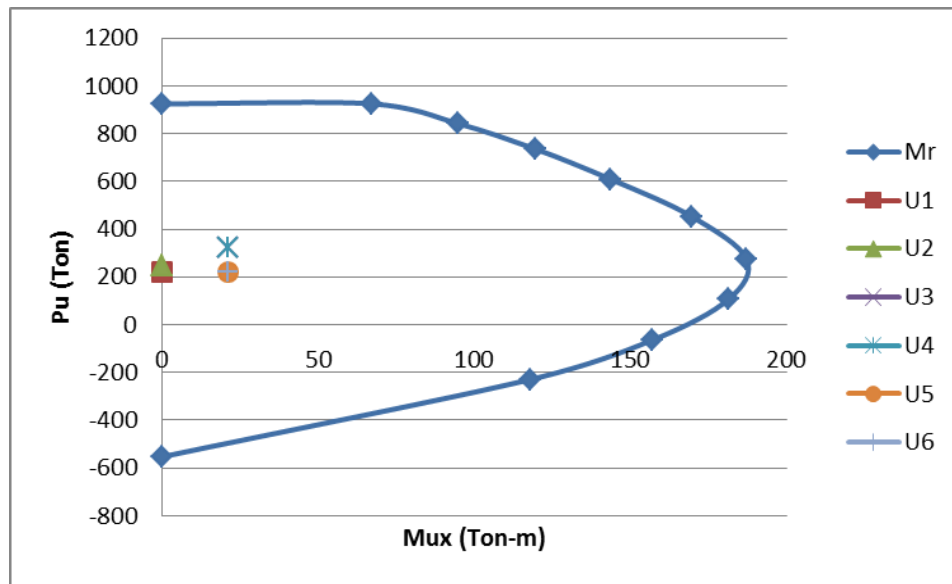


Figura 4. 26 Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "X", Modelo 3).
 Fuente: Elaboración propia.

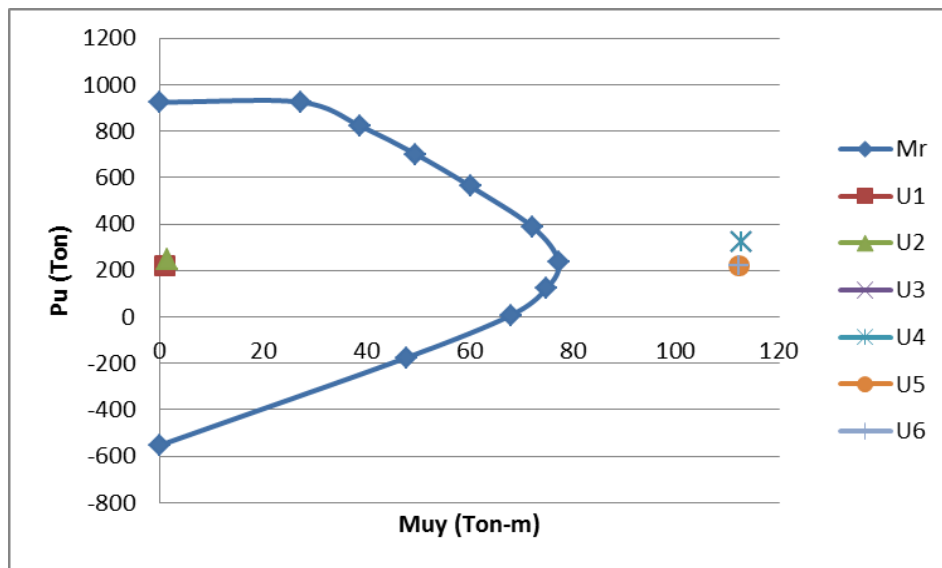


Figura 4. 27 Diagrama de interacción de la columna 8B (DIRECCIÓN "Y" Modelo 3).
 Fuente: Elaboración propia.

IV.7.4.2.2. Corte

Seguidamente se procedió a evaluar la Demanda-Capacidad por fuerzas cortantes para la columna B8, considerando la capacidad resistente a fuerzas cortantes de

la columna (V_n) como la sumatoria de las capacidades resistentes del concreto (V_c) y el acero (V_s) (Ver anexo C); se procede a comparar el resultado obtenido con la demanda (V_u) que nos presenta el programa, teniendo en cuenta que se asumirá el corte mayor presentado en la Tabla 4.26

Tabla 4. 26 Cortes máximos de combinaciones de cargas para columna B8.

COMBINACIÓN	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3	
	Vux (Ton)	Vuy (Ton)	Vux (Ton)	Vuy (Ton)	Vux (Ton)	Vuy (Ton)
U1	0,04	1,48	0,03	1,47	0,07	1,47
U2	0,03	2,28	0,02	2,26	0,07	2,26
U3	19,79	42,9	13,98	32,4	28,63	40,14
U4	19,79	42,9	13,98	32,4	28,63	40,14
U5	19,78	42,43	13,97	31,63	28,6	39,38
U6	19,78	42,43	13,97	31,63	28,6	39,38

Fuente: Elaboración propia.

Asumiéndose los valores de las combinaciones tres y cuatro, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 4. 27 Demanda/Capacidad de columna B8.

MODELO 1			
DIRECCIÓN	Vu (Ton)	Vn (Ton)	D/C
X	19,79	41,79	0,47
Y	42,9	60,73	0,71
MODELO 2			
DIRECCIÓN	Vu (Ton)	Vn (Ton)	D/C
X	13,98	41,78	0,33
Y	32,4	60,72	0,53
MODELO 3			
DIRECCIÓN	Vu (Ton)	Vn (Ton)	D/C
X	28,63	41,77	0,69
Y	40,14	60,71	0,66

Fuente: Elaboración propia.

Se observa en la Tabla 4.27 que la relación Demanda/Capacidad no excede la unidad, es decir la columna es capaz de resistir las fuerzas a las que será sometida ante la ocurrencia del sismo de estudio. Adicionalmente se puede apreciar un aumento en la relación D/C en ambas direcciones del modelo 3 con relación al modelo 2, debido al efecto que ejercen las paredes en la estructura; en la dirección X, dirección longitudinal del edificio se refleja un incremento aproximado de 52% como resultado del efecto columna corta que se evidencia en esa dirección.

IV.8 Propuestas para mejoras estructurales

A partir de los análisis realizados a la edificación, y una vez evidenciada sus fortalezas y debilidades, se generan propuestas conceptuales con el fin de mejorar la respuesta sísmica de la estructura, de manera de incrementar rigidez, resistencia y ductilidad. A continuación se detallan las tres propuestas elaboradas:

IV.8.1 Mejoras no estructurales

IV.8.1.1 Módulo de apartamentos

Considerando el efecto negativo que se ha evidenciado en experiencias dejadas por eventos sísmicos ocurridos en el país y teniendo en cuenta que la edificación presenta en una de sus fachadas este efecto, es una opción desligar las paredes de la cara de la columna y así evitar grandes concentraciones de fuerzas cortantes en esta. Para ello se pueden adaptar materiales flexibles, colocados entre la cara de la columna y las paredes que a esta llegan, los cuales no generen oposición a la deformación del elemento y permitan tapar las aberturas dejadas por esta separación. Esta opción es válida siempre y cuando se mejore conjuntamente la rigidez de la estructura.

IV.8.1.2 Módulo de escaleras

Como se pudo observar en este capítulo con respecto a la respuesta sísmica del módulo de escaleras, esta presenta gran concentración de masas en el nivel techo, lo que genera por efecto sísmico y debido a las fuerzas inerciales un efecto torsional y una mayor desplazabilidad de la edificación. Ahora si se considera el adosamiento de estructuras, separadas a 2,5 cm entre ellas, a través de juntas estructurales, vale la pena mencionar que se prevee el golpeteo entre estas. Es por ello que se plantea la opción de dejar de utilizar y hasta eliminar el tanque elevado y así evitar grandes concentraciones de masas, que puedan conllevar a desplazamientos mayores de la edificación.

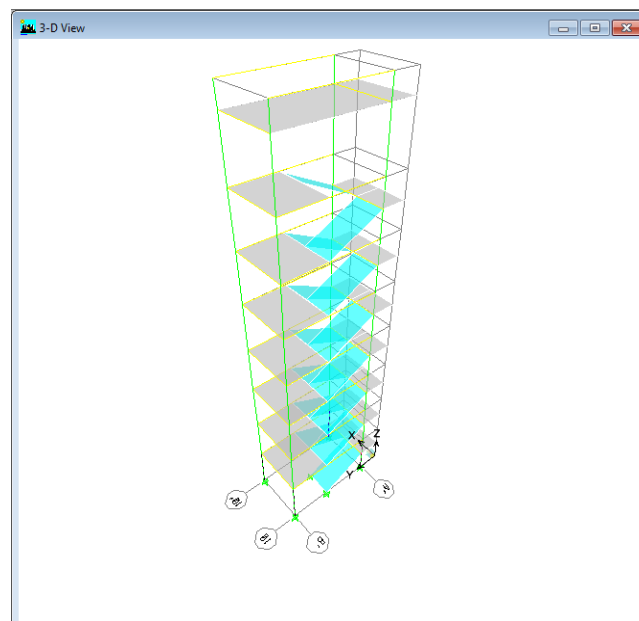


Figura 4. 28 Modelo de mejora estructural para el módulo de escaleras
Fuente: Elaboración propia.

En las Tablas 4.28 4.29 y 4.30 se muestran comparaciones entre los periodos y formas modales obtenidas para los primeros tres modos de vibración, tanto en el modelo de las escaleras con inercia reducida y tanque (real) como en el modelo propuesto de escaleras sin el tanque (propuesta).

Tabla 4. 28 Comparación de formas modales del módulo de escaleras vs propuestas de mejoras estructurales para el modelo 2 (MODO 1).

MODELO	MODELO 2	MODELO 2 con Cvtanque=0	MODELO 2 sin tanque
FORMA MODAL			
T (s)	1,1015	0,8859	0,6537
TIPO DE MOVIMIENTO	Rotacional	Rotacional	Rotacional

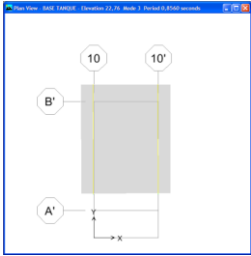
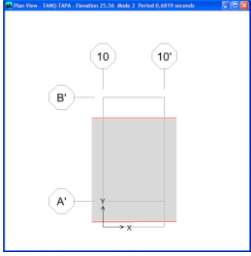
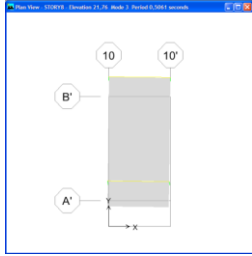
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 29 Comparación de formas modales del módulo de escaleras vs propuesta de mejora estructural (MODO 2).

MODELO	MODELO 2	MODELO 2 con Cvtanque=0	MODELO 2 sin tanque
FORMA MODAL			
T (s)	0,9544	0,7745	0,5777
TIPO DE MOVIMIENTO	Rotacional	Rotacional	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 30 Comparación de formas modales del módulo de escaleras vs propuesta de mejora estructural (MODO 3).

MODELO	MODELO 2	MODELO 2 con Cvtanque=0	MODELO 2 sin tanque
FORMA MODAL			
T (s)	0,856	0,6819	0,5061
TIPO DE MOVIMIENTO	Traslación en Y	Traslación en Y	Traslación en Y + Rotación

Fuente: Elaboración propia.

A partir de las imágenes mostradas, se puede observar, que las propuestas conceptuales logran disminuir el periodo fundamental de la estructura. En la propuesta de inutilización del tanque elevado (CV=0), se logró una reducción de alrededor un 20% mientras que en la opción de eliminar el tanque se logró un 40% con respecto al modelo 2.

La Tabla 4.31 muestra las derivas obtenidas en ambas propuestas desarrolladas con respecto al modelo 2; se puede apreciar una reducción en promedio del 20% para la opción sin carga variable y una reducción en promedio de alrededor de 50% para la opción de eliminar el tanque. Si bien el modelo real no excede el límite normalizado admisible de 18‰, si excede el límite de 7‰. Por ello la propuesta de mejora estructural que se puede considerar como mas beneficiosa para la edificación es la de eliminar el tanque elevado, ya que se observa un menor desplazamiento lateral por parte de la estructura, el cual influye en la no excedencia del límite normalizado de 7‰.

Tabla 4. 31 Derivas inelásticas en X y Y del modelo 2 y propuestas de mejora estructural.

MODELO	DERIVA		VARIACION (%)	
	X	Y	X	Y
2	11,78	11,56		
PROPUESTA sin CV tanque	9,68	8,81	17,88	23,78
PROPUESTA sin tanque	6,30	4,06	46,51	64,88

Fuente: Elaboración propia.

Si se considera el estudio realizado de demanda capacidad presentado en el punto anterior, donde se aprecia que el cociente de esta relación es menor a la unidad, es decir la edificación es capaz de resistir las solicitaciones a la que estará demandada. Y si se realiza el correspondiente estudio para la propuesta de mejora estructural, se observa que los valores disminuyen en un 16,9% en la dirección Y, mientras que en la dirección X aumenta un 4,84% cuyo resultado representa el cumplimiento de igual forma para dicha relación.

Tabla 4. 32 Demanda vs capacidad por fuerzas cortantes de la propuesta de mejora estructural.

	Vx	Vy	D/C	
			X	Y
MODELO 2	52,36	66,4	0,62	0,71
PRPUESTA	52,69	53,57	0,65	0,59
VARIACIÓN	-	-	4,84	16,9

Fuente: Elaboración propia.

IV.8.2 Mejoras estructurales

IV.8.2.1 Períodos y formas modales

Adicionalmente se proponen mejoras estructurales para el módulo de apartamentos con el fin de cumplir el valor límite de derivas normalizadas. Para ello se analizó la posibilidad de ampliar la sección de las vigas planas observadas en la dirección longitudinal, adicionalmente se colocaron ortogonalmente elementos de área tipo muro, de manera de aportar rigidez a la estructura en

ambas direcciones. Por esta razón se realizó un modelo de análisis dinámico de la estructura, donde se incorporaron dichos elementos y así poder comparar valores aproximados de la respuesta estructural. Para el análisis se crearon elementos tipo *frame* de 60x35 cm y muros de concreto armado de espesor 15 cm (Figura 4.29).

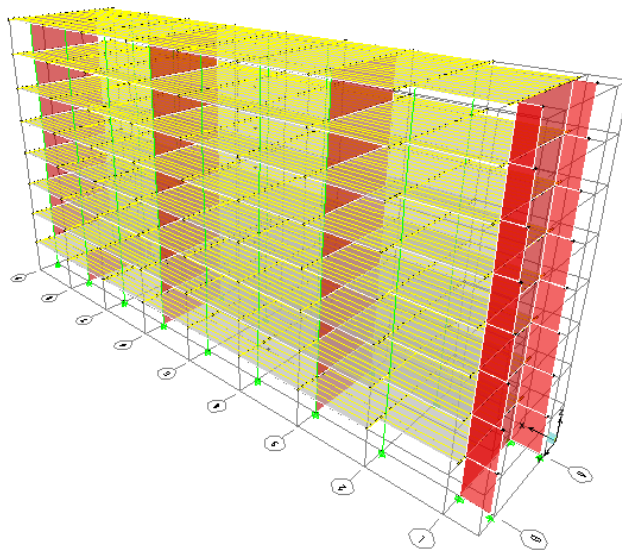
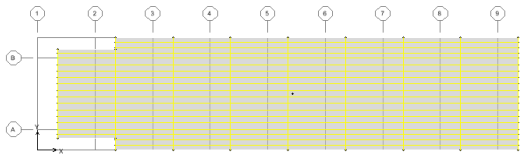
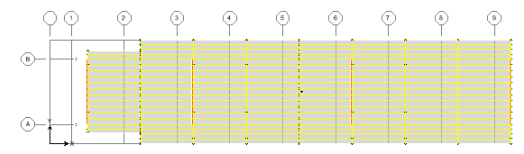


Figura 4. 29 Modelo de propuesta de mejora estructural.
Fuente: Elaboración propia.

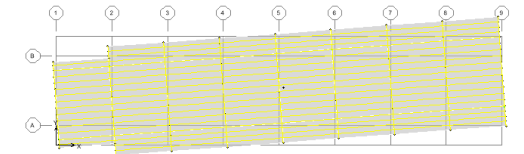
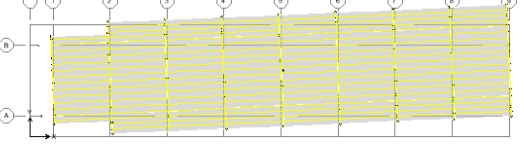
Los resultados arrojados por este modelo con respecto a periodos y las formas modales se presentan a continuación. Se puede apreciar que en promedio hubo una disminución del periodo de vibración en un 57%.

Tabla 4. 33 Comparación de formas modales del módulo de apartamentos vs propuesta de mejora estructural (MODO 1).

MODELO	FORMA MODAL	T (s)	TIPO DE MOVIMIENTO
Modelo 2		2,63	Traslación
Modelo de propuesta		1,21	Traslación

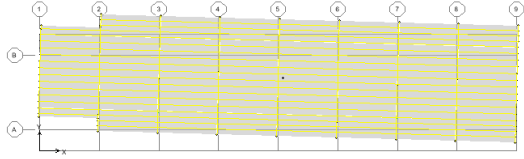
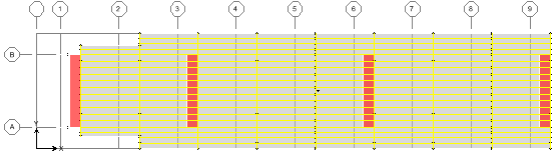
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 34 Comparación de formas modales del módulo de apartamentos vs propuesta de mejora estructural (MODO 2).

MODELO	FORMA MODAL	T (s)	TIPO DE MOVIMIENTO
Modelo 3		1,72	Rotacional
Modelo de propuesta		0,44	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. 35 Comparación de formas modales del módulo de apartamentos vs propuesta de mejora estructural (MODO 3).

MODELO	FORMA MODAL	T (s)	TIPO DE MOVIMIENTO
Modelo 3		1,60	Rotacional
Modelo de propuesta		0,38	Traslación

IV.8.2.2 Comparación de derivas

A continuación en la Tabla 4.36 se presentan los resultados provenientes de la evaluación de las derivas. En ella se aprecia que la propuesta de colocación de muros y vigas altas en la dirección más larga reduce enormemente la deriva que presentaba la edificación en el modelo 2, observando una reducción de hasta un 85% en la dirección “Y”. Se debe considerar que la estructura no cumple con los límites normalizados admisibles por ello se recomienda implementar dichas mejoras estructurales.

Tabla 4. 36 Comparación de derivas entre módulo de apartamentos y propuesta de mejoras de la edificación.

	DERIVA	
	X	Y
MODELO 2	24,1	22,2
PROPUESTA	15,44	3,19
VARIACIÓN (%)	35,93	85,63

Fuente: Elaboración propia.

IV.8.2.3 Demanda- Capacidad

Teniendo en cuenta el modelo 2 desarrollado en este trabajo y considerando los resultados del modelo de mejora propuesto, se presenta a continuación una tabla comparativa entre la Demanda-Capacidad (D/C) de la estructura con respecto a fuerzas cortantes (V_u , V_n).

Tabla 4. 37 Evaluación Demanda-Capacidad por fuerzas cortantes (D/C).

MODELO	DIRECCIÓN	V_u (Ton)	V_n (Ton)	D/C
2	X	209,06	671,48	0,31
	Y	305,29	967,86	0,32
PROPUESTA	X	447,87	622,98	0,72
	Y	558,70	916,33	0,61

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que la relación demanda capacidad a pesar de elevarse considerablemente, no excede la unidad, es decir la estructura esta en capacidad de resistir las fuerzas cortantes a las que se ve sometida.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se constató que la ciudad de Caracas presenta gran cantidad de edificaciones antiguas de uso residencial; datos del INE (2011) señalan que aproximadamente 38,1% de las edificaciones de uso residencial se desarrollaron antes de 1982, bajo criterios constructivos menos exigentes que los presentes en las actuales normas venezolanas 1753 (FONDONORMA, 2006) Y 1756 (COVENIN, 2001). Siendo sistemas con gran cantidad de irregularidades, replicados de forma masiva a lo largo de la región norte-costera del país y de los cuales se tiene poca información a pesar de ser proyectos desarrollados por el estado a través del extinto Banco Obrero (actualmente INAVI).

Considerándose la vulnerabilidad que presenta la ciudad de Caracas debido a las irregularidades observadas en los edificios residenciales y su antigüedad, al determinar los niveles de riesgo y vulnerabilidad sísmica se constató que los edificios de la parroquia Caricuao, zona de estudio, presentan un nivel de riesgo sísmico enmarcado como muy alto ($>0,25$) y un nivel de vulnerabilidad de moderado a alto ($>0,30$), parámetros que fundamentaron la selección del edificio de estudio.

Una vez digitalizado los planos arquitectónicos del edificio seleccionado (6M8) se verificó las dimensiones de los elementos estructurales así como el detallado de las secciones; determinando que existen dimensiones mínimas en el proyecto que no cumplen con lo establecido en la norma 1753 (COVENIN, 2006). La separación mínima entre ligaduras es un ejemplo de ello, debido que los planos reflejan que para la época no se tomaba en cuenta la zona de confinamiento en los elementos

estructurales, factor que juega una gran importancia en la respuesta sísmica de los elementos.

La respuesta sísmica determinada para la estructura dependió de la comparación de derivas inelásticas con límites normalizados, comparación de la Demanda-Capacidad con respecto al cortante basal y de la comparación Demanda-Capacidad de corte en elementos sometidos a flexión y fuerzas cortantes. De los modelos realizados se concluye lo siguiente:

MODELO 1 (Inercia gruesa)

Para el módulo de apartamentos se observó que la deriva inelástica no excede el valor límite normalizado por la norma 1756 (COVENIN, 2001), sin embargo si excede el límite 7‰, que es utilizado para el análisis estructural de edificaciones antiguas. No se evidenció sistemas de fallas por fuerzas cortantes ni momentos, debido a que en los estudios realizados, las solicitaciones no exceden la capacidad resistente de los elemento.

Para el módulo de escaleras se determinó de igual manera la respuesta de la estructura, concluyéndose que los valores normalizados de deriva son excedidos a partir del nivel techo, debido a la concentración de masas producto del tanque elevado, lo que genera desplazamientos peligrosos para la estructura.

MODELO 2 (Inercia reducida)

A partir de este modelo se evalúa la inercia reducida de los elementos, como consecuencia del agrietamiento que estos experimentan producto del movimiento sísmico. Se observó que el caso de falla gobernante es debido a la excedencia en 33% del límite normalizado de deriva para la dirección longitudinal (Dirección "X"), comparándolo con el límite mayor de 18‰ expuesto en el capítulo 3.4. Con respecto a la evaluación Demanda-

Capacidad las columnas cumplen con este criterio, sin embargo la resistencia del elemento viga, se ve superado por la demanda de esfuerzos cortantes presentes en él.

Debido a las características propias del módulo de escaleras, se observaron excedencias de los límites normalizados de deriva en los últimos pisos, causadas por la masa que aporta el tanque a la estructura. Como era de esperarse en este modelo, al reducir la rigidez de los elementos se evidenciaría un mayor desplazamiento por parte de la edificación.

MODELO 3 (Inercia reducida + paredes)

A partir de este modelo se constató la rigidez que aportan las paredes a la estructura, considerándose un módulo de elasticidad $E = 7200 \text{ kgf/cm}^2$ se observó para el módulo de apartamentos una disminución de 31% en el periodo de la estructura, con respecto al registrado en el modelo 2, de igual forma se registró una reducción del de 30% con respecto a la deriva máxima observada en el modelo 2, es decir las paredes pueden influir de manera beneficiosa en la estructura, sin embargo hay que considerar los efectos negativos (efectos columna corta).

Se observó para el núcleo de escaleras un comportamiento diferente. Efectivamente el periodo de vibración disminuyo pero en un porcentaje muy pequeño (2,7%), debido a que este módulo solo posee paredes de mediana altura en su parte frontal; sin embargo se observó un pequeño aumento en la deriva máxima alcanzada (6,78%), ya que las paredes no permitieron una deformación similar a la observada en el modelo 2 lo que provocó, que este módulo se desplazara mas y se deformara menos.

Los tres modelos realizados permitieron observar comportamientos diferentes en la estructura, relacionados con los efectos que se observan durante un sismo; concluyendo que el principal problema que la edificación presenta es debido a los desplazamientos laterales excesivos que se reportan, recordando que edificación está constituida por tres módulos independientes, separados 2,5 cm. entre sí, queda la incertidumbre sobre el problema que puede presentar el golpeteo entre estructuras.

Por todo lo antes expuesto es recomendable la eliminación del tanque elevado o al menos deshabilitarlo; ya que los análisis realizados para esta propuesta arrojaron resultados positivos; se constató para el módulo de escaleras una reducción del 40% del periodo registrado en el modelo 2 y una reducción del 50% de la deriva observada con respecto al mismo modelo.

Para el módulo de apartamentos se considera la colocación de vigas altas en la dirección mas larga del edificio mediante la construcción de elementos en concreto armado, la colocación de muros en la dirección corta sustituyendo paredes externas y algunas internas, así como también muros externos en la dirección X. esto con el fin de rigidizar la estructura en ambas direcciones y por ende disminuir su desplazamiento. Los resultados obtenidos fueron bastante positivos, se observó una disminución del 54% del periodo de vibración así como también una reducción del 85% de la deriva en la dirección mas corta del edificio, mientras que en la otra dirección se redujo en un 36% con respecto a lo observado en el modelo 2.

Finalmente se recomienda explorar con mayor detalle las propuestas aquí mencionadas, evaluando su aceptación en la comunidad y analizando adicionalmente la factibilidad técnica y económica que representa este proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

Alonso G., J. L. (2012). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Caracas: Fondo Editorial SIDETUR.

Bazán E. y Meli R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa/Noriega.

COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Norma Venezolana COVENIN 2002-88. Caracas, Venezuela, Agosto 1988.

COVENIN. (2001). *Norma Venezolana 1756-1:2001. Edificaciones Sismorresistentes - Parte 1: Requisitos*. Caracas: FONDONORMA.

FEMA-NIBS (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology; Earthquake Model, HAZUS-MH MR4, Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C., 2003.

FEMA (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Fema 356/November 2000.

FONDONORMA. (2006). *Norma Venezolana 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural (1° Revisión)*. Caracas: FONDONORMA.

FUNVISIS. (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*. Caracas: FUNVISIS.

FUNVISIS. (2009a). *Boletín Sismológico Trimestral de Venezuela Abril-Junio*. Caracas: FUNVISIS.

FUNVISIS (2009b). *Proyecto de Microzonificación sísmica en las ciudades Caracas y Barquisimeto (FONACIT 200400738)*. Informe Técnico Final. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas, Venezuela.

Ghobarah A. (2004) On Drift Limits Associated with different Damage Levels. International Workshop on Performance Based Seismic Design. Bled, Slovenia, June 28-July 4, 2004.

Grases, J. (1994). *Amenazas Naturales: Terremotos, Maremotos, Huracanes*. Caracas: Gráficas Monfort.

Hernández, U. M. (2002). *Evaluación del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas*. Barcelona.

IMME, FUNVISIS Y FEDE (2011). Reducción del Riesgo Sísmico en escuelas de Venezuela. Informe final, proyecto Fonacit N° 2005000188.

INAVI (1989). *60 Años de Experiencia en Desarrollos Urbanísticos de Bajo Costo en Venezuela*. Instituto Nacional de la Vivienda. Caracas, Venezuela.

INAVI (s/f). *La vivienda social y urbana en Venezuela*. Instituto Nacional de la Vivienda. Caracas, Venezuela.

JICA. (2004). *Estudio Básico sobre Prevención de Desastres en el Distrito Metropolitano de Caracas en la República Bolivariana de Venezuela*. Japan International Cooperation Agency (JICA).

MOP. (1939). *Norma para el Cálculo de Edificios*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales.

MOP. (1947). *Norma para el Cálculo de Edificios*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales.

MOP. (1967). *Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios.



NTCDF (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Norma Mexicana NTCDF. Gaceta Oficial del Distrito Federal del 6 de octubre de 2004 Méjico.

Quintero N. y Rojas J (2011) *Niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico en edificaciones de la parroquia catedral del municipio Libertador de Caracas*. Caracas.

Rojas, R. (2010). *Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificios Apórticados de Concreto Reforzado de Poca Altura*. Caracas.

ANEXO A

Planilla de inspección de FUNVISIS

 Gobierno Bolivariano de Venezuela	Ministerio del Poder Popular para Ciencia y Tecnología	Fundación Venezolana de Investigaciones Científicas (FUNVISIS)	 G-20007752-2
PLANILLA DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES (Características Sismorresistentes)			
1. Datos generales (rellenar)			
1.1 Fecha: _____	1.2 Hora inicio: _____	1.3 Hora culminación: _____	1.4 Código: _____
2. Datos de los participantes (rellenar)			
Función	Nombre y apellido	Teléfono	Correo Electrónico
2.1 Inspector			
2.2 Revisor			
2.3 Supervisor			
3. Datos del entrevistado (rellenar)			
3.1 Relación con la Edif.	3.2 Nombre y apellido	3.3 Teléfono	3.4 Correo Electrónico
4. Identificación y ubicación de la edificación (rellenar)			
4.1 Nombre o N°: _____	4.2 N° de pisos: _____	4.3 N° de semi-sótanos: _____	
4.4 N° de sótanos: _____	4.6 Estado: _____	4.8 Ciudad: _____	
4.7 Municipio: _____	4.8 Parroquia: _____	4.9 Urb., Barrio: _____	
4.10 Sector: _____	4.11 Calle, Vereda: _____	4.12 Manzana N°: _____	4.13 N° Parcela: _____
Proy. UTM(REGVEN) 4.14 Coord. X: _____	4.15 Coord. Y: _____	4.18 Huso: _____	
5. Uso de la edificación (marcar con "x", múltiples opciones)			
<input type="checkbox"/> Gubernamental	<input type="checkbox"/> Militar	<input type="checkbox"/> Médico-Asistencial	<input type="checkbox"/> Industrial
<input type="checkbox"/> Bomberos	<input type="checkbox"/> Vivienda Popular	<input type="checkbox"/> Educativo	<input type="checkbox"/> Comercial
<input type="checkbox"/> Protección Civil	<input type="checkbox"/> Vivienda Unifamiliar	<input type="checkbox"/> Deportivo-Recreativo	<input type="checkbox"/> Oficina
<input type="checkbox"/> Policial	<input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar	<input type="checkbox"/> Cultural	<input type="checkbox"/> Religioso
			<input type="checkbox"/> Otro (Especifique) _____
6. Capacidad de ocupación (rellenar y marcar con "x", múltiples opciones)			
6.1 Número de personas que ocupan el inmueble: _____	6.2 Ocupación durante:	<input type="checkbox"/> Mañana	<input type="checkbox"/> Tarde
		<input type="checkbox"/> Noche	
7. Año de construcción (rellenar y marcar con "x", una opción)			
Año: _____	<input type="checkbox"/> Antes de 1939	<input type="checkbox"/> Entre 1940 y 1947	<input type="checkbox"/> Entre 1948 y 1955
	<input type="checkbox"/> Entre 1956 y 1967	<input type="checkbox"/> Entre 1968 y 1982	<input type="checkbox"/> Entre 1983 y 1998
		<input type="checkbox"/> Entre 1999 y 2001	<input type="checkbox"/> Después de 2001
8. Condición del terreno (marcar con "x", una opción por pregunta)			
8.1 Edificación en:	<input type="checkbox"/> Planicie	8.2 Pendiente del terreno:	<input type="checkbox"/> 20° - 45°
	<input type="checkbox"/> Ladera	8.3 Localizada sobre la mitad superior de la ladera:	<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
	<input type="checkbox"/> Base	8.4 Pendiente del talud:	<input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No
8.8 Drenajes: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Cima	8.5 Separación al talud:	<input type="checkbox"/> 20° - 45°
		8.6 Separación al talud:	<input type="checkbox"/> Mayor a H del Talud
			<input type="checkbox"/> Menor a H del Talud
9. Tipo estructural (marcar con "x", múltiples opciones)			
<input type="checkbox"/> Pórticos de concreto armado	<input type="checkbox"/> Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto	<input type="checkbox"/> Pórticos de acero con cerchas	<input type="checkbox"/> Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o de pórticos
<input type="checkbox"/> Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales	<input type="checkbox"/> Sistemas con muros de concreto armado en una sola dirección, como algunos sistemas del tipo túnel	<input type="checkbox"/> Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada. Pisos: _____	<input type="checkbox"/> Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada. Pisos: _____
<input type="checkbox"/> Pórticos de acero	<input type="checkbox"/> Pórticos de acero con perfiles tubulares	<input type="checkbox"/> Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción. Pisos: _____	<input type="checkbox"/> Viviendas de bahareque de un piso
<input type="checkbox"/> Pórticos de acero diagonalizados		<input type="checkbox"/> Viviendas de construcción precaria (terza, madera, zinc, etc.)	
10. Esquema de planta (marcar con "x")		11. Esquema de elevación (marcar con "x")	
<input type="checkbox"/> "H"	<input type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> "U"
<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> Cajón	<input type="checkbox"/> Pirámide invertida	<input type="checkbox"/> "L"
<input type="checkbox"/> "U" ó "C"	<input type="checkbox"/> Regular	<input type="checkbox"/> Piramidal	<input type="checkbox"/> " "
	<input type="checkbox"/> Esbeltez horizontal		<input type="checkbox"/> Esbeltez vertical
	<input type="checkbox"/> Ninguno		<input type="checkbox"/> Ninguno

12. Irregularidades (marcar con "x", múltiples opciones)

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> 12.1 Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones | <input type="checkbox"/> 12.6 Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta |
| <input type="checkbox"/> 12.2 Presencia de al menos un entrepiso débil ó blando | <input type="checkbox"/> 12.7 Ausencia de muros en una dirección |
| <input type="checkbox"/> 12.3 Presencia de columnas cortas | <input type="checkbox"/> 12.8 Adosamiento: Losa contra losa |
| <input type="checkbox"/> 12.4 Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes | <input type="checkbox"/> 12.9 Adosamiento: Losa contra columna |
| <input type="checkbox"/> 12.5 Aberturas significativas en losas | 12.10 Separación entre edificios (cm): _____ |

13. Grado de deterioro (marcar con "x", una opción por pregunta)

- | | | | |
|---|----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 13.1 Est. de Concreto: Agrietamiento en elementos estructurales y/o corrosión en acero de refuerzo: | <input type="checkbox"/> Ninguno | <input type="checkbox"/> Moderado | <input type="checkbox"/> Severo |
| 13.2 Est. de Acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo: | <input type="checkbox"/> Ninguno | <input type="checkbox"/> Moderado | <input type="checkbox"/> Severo |
| 13.3 Agrietamiento en paredes de relleno: | <input type="checkbox"/> Ninguno | <input type="checkbox"/> Moderado | <input type="checkbox"/> Severo |
| 13.4 Estado general de mantenimiento: | <input type="checkbox"/> Bueno | <input type="checkbox"/> Regular | <input type="checkbox"/> Bajo |

14. Observaciones

15. Croquis de ubicación, fachada y planta

Croquis de ubicación	Croquis de fachada	Croquis de planta																				
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 30%; text-align: center;">Croquis de ubicación</div> <div style="width: 30%; text-align: center;">Croquis de fachada</div> <div style="width: 30%; text-align: center;">Croquis de planta</div> </div>																						
<p>Fotos a tomar:</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>- Fachadas</td> <td>- Identificación de la edificación</td> <td>- Pendiente del terreno</td> <td>- Talud cercano</td> <td>- Tipo estructural</td> </tr> <tr> <td>- Elementos estructurales</td> <td>- Losas</td> <td>- Juntas</td> <td>- Ausencia de vigas altas</td> <td>- Presencia columna corta</td> </tr> <tr> <td>- Discontinuidad de elementos</td> <td>- Aberturas excesivas en planta</td> <td>- Asimetría en planta</td> <td>- Adosamiento</td> <td>- Grietas en paredes</td> </tr> <tr> <td>- Grietas o fisuras en elementos de concreto</td> <td>- Corrosión o deterioro en elementos de acero</td> <td>- Observaciones o casos especiales</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>			- Fachadas	- Identificación de la edificación	- Pendiente del terreno	- Talud cercano	- Tipo estructural	- Elementos estructurales	- Losas	- Juntas	- Ausencia de vigas altas	- Presencia columna corta	- Discontinuidad de elementos	- Aberturas excesivas en planta	- Asimetría en planta	- Adosamiento	- Grietas en paredes	- Grietas o fisuras en elementos de concreto	- Corrosión o deterioro en elementos de acero	- Observaciones o casos especiales		
- Fachadas	- Identificación de la edificación	- Pendiente del terreno	- Talud cercano	- Tipo estructural																		
- Elementos estructurales	- Losas	- Juntas	- Ausencia de vigas altas	- Presencia columna corta																		
- Discontinuidad de elementos	- Aberturas excesivas en planta	- Asimetría en planta	- Adosamiento	- Grietas en paredes																		
- Grietas o fisuras en elementos de concreto	- Corrosión o deterioro en elementos de acero	- Observaciones o casos especiales																				

ANEXO B

Sistemas Constructivos proyectados por el Banco Obrero entre los años 1959-1988 en todo el país.

PERIODO	CLASIFICACION	Nº DE PISOS	SISTEMA CONSTRUCTIVO			UBICACIÓN
			PREF.	TRAD.	MIXTO.	
1959-1974	6 M 8-66	8		X		Distrito Federal: Bloque Exp. Caricuao, UV-9 Caricuao, UD-2 Caricuao, UD-3 Caricuao, Conjunto AF, Kennedy. Miranda: El Barbecho, Cecilio Acosta
	6 M 9	9		X		Distrito Federal: UD-6 Caricuao Miranda: Trapichito, Trapichito UD-4 5 6
	6 M 10	9		X		Distrito Federal: UD-7 y 8 Caricuao, UD-3 Caricuao, UD-4 Caricuao, CC-2 Caricuao. Miranda: Trapichito UD-4 5, Simon Bolivar, Cecilio acosta, Campo rico. Lara: Antonio Jose de Sucre. Carabobo: San Blas II, Kerdell. Aragua: Barrio Catatan.
	20 A	20		X		Distrito Federal: Cohecito, Conjunto AC, UD-6 Caricuao, UD-3 Caricuao, La yerbera. Lara: Bararida II.
	20 B	20		X		Distrito Federal: UD-4 Caricuao, Cohecito.
	20 C	16		X		Distrito Federal: UD-4 Caricuao, CC-2 Caricuao Lara: La Estacion. Miranda: Trapichito UD-4 5 6
	VV-816	8	X			
	VV-913	9	X			Distrito Federal: UD-5 Caricuao.
	15-07-2D	15	X			(VIVIENDA VENEZOLANA de 15 plantas)
	CVD-A15	15	X			
	IC-RX1 (a)	15		X		Distrito Federal: Conjunto Bb, Conjunto Ae, Conjunto Bj, Conjunto Cb, Conjunto Bt, Conjunto Bdi, Conjunto Be, UD-5 Caricuao.

PERIODO	CLASIFICACION	Nº DE PISOS	SISTEMA CONSTRUCTIVO			UBICACIÓN
			PREF.	TRAD.	MIXTO.	
	IC-RX11(a)	10		X		Distrito Federal: Conjunto Bc, Conjunto Ba, Conjunto Bb, Conjunto Ae, Conjunto Bd3, Conjunto Ci, Conjunto Bi, Conjunto Bd2. Aragua: 19 de abril. Zulia: El Saladillo.
	ICR-11	9		X		Distrito Federal: Residencias Venezuela.
	IC-R1	14		X		Distrito Federal: Residencias Venezuela.
	A-10A1	10		X		Sucre: Villa Brasil. Zulia: La Trinidad.
	A-10A2	10		X		Zulia: La Trinidad.
	A-10A3	10		X		Zulia: La Trinidad.
	B-10B1	10		X		Trujillo: Cuatricentenario, Mirabel, Santa Eduvigis.
	B-10B2	10		X		
	C-a0C1	10		x		
	C-10C2	10		X		
	C-10C3	10		X		
	A-15A1	15		X		Sucre: Villa Brasil. Zulia: La Trinidad.
	A-15A2	15		X		Zulia: La Trinidad.
	A-15A3	15		X		Zulia: La Trinidad.
	A-15B1	15		X		Trujillo: Cuatricentenario, Mirabel, Santa Eduvigis.
	B-15B2	15		x		
	C-15C1	15		x		
	C-15C2	15		x		
	C-15C3	15		x		
	CAFETAL	15				Miranda: Cafetal.
	LIB-SUR	21				
	SAN MARTIN	12				
	VIVIVENDA VENEZOLANA	15, 10, 4.	x			Distrito Federal: Conjunto Bd3, UD-4 Caricuao, UD-3 Caricuao, Densificacion coche, El Estanque.
1975-1988	VM-10-86	10		X		Zulia: La Trinidad.
	VM-10-87	10		X		Zulia: La Trinidad.

PERIODO	CLASIFICACION	Nº DE PISOS	SISTEMA CONSTRUCTIVO			UBICACIÓN
			PREF.	TRAD.	MIXTO.	
	VM-15-87	15		X		Anzoategui: Guanire. Bolívar: Vista Hermosa, Vista Hermosall. Tachira: La Concordia.
	VM-17-88	17		X		Anzoategui: Boyoca. Barinas: Rodríguez Domínguez, Manuel Palacios Fajardo. Bolívar: Vista Hermosa, UD-108 Manoa , Vista Hermosa. Carabobo: La Belisa. Merida: Alberto Carnevali. Portuguesa: La Goajira, Pedro Rodas, Barrio Maturin Trujillo: La Plata II.
	VM-20-86	20		X		Anzoategui: Boyoca. Barinas: Manuel Palacios Fajardo. Guarico: Cristo Rey. Lara: El Obelisco. Merida: Alberto Carnevali. Sucre: Cumanagotas.
	6M-10	10		x		Distrito Federal: Casalta III- Los Pinos, La Quebradita Ay B, Los Mangos D, Camuri Grande. Aragua: Caña de Azúcar UD-9. Miranda: Trapichito UD- 1 2 3. Nueva Esparta: La Chacalera II. Sucre: Fe y Alegría. Trujillo: Moron- San Isidro.

PERIODO	CLASIFICACION	Nº DE PISOS	SISTEMA CONSTRUCTIVO			UBICACIÓN
			PREF.	TRAD.	MIXTO.	
	VIVIENDA VENEZOLANA	15, 10, 4.	x			Distrito Federal: San Antonio Casalta Arriba, Pro-Patria Edif. 18, Renovacion 10 de Marzo, Camuri Grande, Pro-Patria Edif. 17, La Quebradita, Los Mangos Bloques 19 y 20, Los Mangos bloques 21 y 22. Miranda: Trapichito UD-1 2 3, Caucaguita, Menca de Leon, Mopia IV.
	20C	16		x		Miranda: Caucaguita I.

ANEXO C

Demanda-Capacidad por esfuerzos cortantes.

f'c (kgf/cm2)	315
fy (kgf/cm2)	3000
S (cm)	25
rc (cm)	2,5

MODELO 1																		
CORTE EN DIRECCIÓN X																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu (kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope (T.m)	Mbase (T.m)	H (m)	V (Ton)			
A1	25	45	1125	40	20	800	2,85	79283,94	14,22	7,70	21,92	24,78	24,81	2,32	21,37	21,37	330,22	0,49
B1	25	45	1125	40	20	800	2,85	79283,94	14,22	7,70	21,92	24,78	24,81	2,32	21,37	21,37		
A2	30	80	2400	75	25	1875	2,85	175680,46	31,30	9,41	40,70	60,38	60,44	2,12	56,99	40,70		
B2	30	80	2400	75	25	1875	2,85	175680,46	31,30	9,41	40,70	60,38	60,44	2,12	56,99	40,70		
A3	30	80	2400	75	25	1875	2,85	192842,83	32,33	9,41	41,74	61,15	61,18	2,12	57,70	41,74		
B3	30	80	2400	75	25	1875	2,85	192842,84	32,33	9,41	41,74	61,15	61,18	2,12	57,70	41,74		
A4	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193268,93	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B4	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193268,94	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A5	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193234,14	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B5	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193234,15	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A6	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193236,13	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B6	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193236,15	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A7	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193219,97	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B7	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193219,98	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A8	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193737,01	32,39	9,41	41,79	67,02	67,05	2,12	63,24	41,79		
B8	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193737,02	32,39	9,41	41,79	67,02	67,05	2,12	63,24	41,79		
A9	25	45	1125	40	20	800	2,85	98812,02	15,38	7,70	23,07	27,956	27,963	2,32	24,10	23,07		
B9	25	45	1125	40	20	800	2,85	98812,03	15,38	7,70	23,07	27,956	27,963	2,32	24,10	23,07		
															Σ Vcap	671,47		

MODELO 1																		
CORTE EN DIRECCIÓN Y																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu (kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope (T.m)	Mbase (T.m)	H (m)	V (Ton)			
A1	25	45	1125	20	40	800	2,85	79283,94	14,92	14,535	29,46	44,37	44,40	2,32	38,26	29,46	440,39	0,46
B1	25	45	1125	20	40	800	2,85	79283,94	14,92	14,535	29,46	44,37	44,40	2,32	38,26	29,46		
A2	30	80	2400	25	75	1875	2,85	175680,46	33,08	26,505	59,58	156,11	156,20	2,12	147,32	59,58		
B2	30	80	2400	25	75	1875	2,85	175680,46	33,08	26,505	59,58	156,11	156,20	2,12	147,32	59,58		
A3	30	80	2400	25	75	1875	2,85	192842,83	34,17	26,505	60,68	157,10	157,17	2,12	148,24	60,68		
B3	30	80	2400	25	75	1875	2,85	192842,84	34,17	26,505	60,68	157,10	157,17	2,12	148,24	60,68		
A4	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193268,93	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B4	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193268,94	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A5	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193234,14	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B5	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193234,15	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A6	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193236,13	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B6	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193236,15	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A7	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193219,97	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B7	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193219,98	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A8	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193737,01	34,23	26,505	60,73	172,82	172,94	2,12	163,09	60,73		
B8	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193737,02	34,23	26,505	60,73	172,82	172,94	2,12	163,09	60,73		
A9	25	45	1125	20	40	800	2,85	98812,02	16,14	14,535	30,67	48,06	48,08	2,32	41,44	30,67		
B9	25	45	1125	20	40	800	2,85	98812,03	16,14	14,535	30,67	48,06	48,08	2,32	41,44	30,67		
															Σ Vcap	967,87		

MODELO 2																		
CORTE EN DIRECCIÓN X																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu (kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope (T.m)	Mbase (T.m)	H (m)	V (Ton)			
A1	25	45	1125	40	20	800	2,85	79297,58	14,22	7,70	21,92	24,78	24,81	2,32	21,38	21,38	209,06	0,31
B1	25	45	1125	40	20	800	2,85	79297,58	14,22	7,70	21,92	24,78	24,81	2,32	21,38	21,38		
A2	30	80	2400	75	25	1875	2,85	175520,24	31,29	9,41	40,69	60,37	60,43	2,12	56,98	40,69		
B2	30	80	2400	75	25	1875	2,85	175520,23	31,29	9,41	40,69	60,37	60,43	2,12	56,98	40,69		
A3	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193052,95	32,35	9,41	41,75	61,16	61,18	2,12	57,71	41,75		
B3	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193052,94	32,35	9,41	41,75	61,16	61,18	2,12	57,71	41,75		
A4	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193248,29	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B4	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193248,28	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A5	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193235,04	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B5	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193235,02	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A6	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193236,37	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B6	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193236,35	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A7	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193224,19	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
B7	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193224,18	32,36	9,41	41,76	61,16	61,18	2,12	57,71	41,76		
A8	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193577,08	32,38	9,41	41,78	67,02	67,04	2,12	63,24	41,78		
B8	30	80	2400	75	25	1875	2,85	193577,07	32,38	9,41	41,78	67,02	67,04	2,12	63,24	41,78		
A9	25	45	1125	40	20	800	2,85	98923,78	15,39	7,70	23,08	27,96	27,97	2,32	24,11	23,08		
B9	25	45	1125	40	20	800	2,85	98923,77	15,39	7,70	23,08	27,96	27,97	2,32	24,11	23,08		
															Σ Vcap	671,48		

MODELO 2																		
CORTE EN DIRECCIÓN Y																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu (kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope (T.m)	Mbase (T.m)	H (m)	V (Ton)			
A1	25	45	1125	20	40	800	2,85	79297,58	14,93	14,535	29,46	44,37	44,41	2,32	38,27	29,46	305,29	0,32
B1	25	45	1125	20	40	800	2,85	79297,58	14,93	14,535	29,46	44,37	44,41	2,32	38,27	29,46		
A2	30	80	2400	25	75	1875	2,85	175520,24	33,07	26,505	59,57	156,10	156,19	2,12	147,30	59,57		
B2	30	80	2400	25	75	1875	2,85	175520,23	33,07	26,505	59,57	156,10	156,19	2,12	147,30	59,57		
A3	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193052,95	34,18	26,505	60,69	157,11	157,18	2,12	148,25	60,69		
B3	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193052,94	34,18	26,505	60,69	157,11	157,18	2,12	148,25	60,69		
A4	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193248,29	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B4	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193248,28	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A5	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193235,04	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B5	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193235,02	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A6	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193236,37	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B6	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193236,35	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A7	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193224,19	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
B7	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193224,18	34,20	26,505	60,70	157,12	157,19	2,12	148,26	60,70		
A8	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193577,08	34,22	26,505	60,72	165,70	165,74	2,12	156,34	60,72		
B8	30	80	2400	25	75	1875	2,85	193577,07	34,22	26,505	60,72	165,70	165,74	2,12	156,34	60,72		
A9	25	45	1125	20	40	800	2,85	98923,78	16,15	14,535	30,68	48,06	48,08	2,32	41,44	30,68		
B9	25	45	1125	20	40	800	2,85	98923,77	16,15	14,535	30,68	48,06	48,08	2,32	41,44	30,68		
															Σ Vcap	967,86		

MODELO 1																		
CORTE EN DIRECCIÓN X																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu (kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope (T.m)	Mbase (T.m)	H (m)	V (Ton)			
A'-10	30	60	1800	55	25	1375	0,95	78752,13	20,27	3,135	23,41	20,85	21,34	2,12	19,90	19,90	57,05	0,68
A'-10'	30	60	1800	55	25	1375	0,95	83110,37	20,54	3,135	23,67	20,98	21,78	2,12	20,17	20,17		
B'-10	30	60	1800	55	25	1375	1,27	63031,52	19,33	4,191	23,52	23,43	23,50	2,12	22,14	22,14		
B'-10'	30	60	1800	55	25	1375	1,27	60980,96	19,20	4,191	23,39	23,28	23,35	2,12	22,00	22,00		
															Σ Vcap	84,21		

MODELO 1																		
CORTE EN DIRECCIÓN Y																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu (kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope (T.m)	Mbase (T.m)	H (m)	V (Ton)			
A'-10	30	60	1800	55	25	1375	0,95	78752,13	20,27	3,135	23,41	41,49	42,32	2,12	39,53	23,41	75,59	0,80
A'-10'	30	60	1800	55	25	1375	0,95	83110,37	20,54	3,135	23,67	41,71	43,06	2,12	39,99	23,67		
B'-10	30	60	1800	55	25	1375	1,27	63031,52	19,33	4,191	23,52	57,82	58,03	2,12	54,65	23,52		
B'-10'	30	60	1800	55	25	1375	1,27	60980,96	19,20	4,191	23,39	57,37	57,58	2,12	54,23	23,39		
															Σ Vcap	93,99		

MODELO 2																		
CORTE EN DIRECCIÓN X																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av (cm2)	Pu (Kgf)	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope	Mbase	H (m)	V (Ton)			
A'-10	30	60	1800	55	25	1375	0,95	79391,35	20,31	3,135	23,45	20,89	21,41	2,12	19,95	19,95	52,36	0,62
A'-10'	30	60	1800	55	25	1375	0,95	82832,37	20,52	3,135	23,66	20,97	21,75	2,12	20,15	20,15		
B'-10	30	60	1800	55	25	1375	1,27	62730,84	19,31	4,191	23,50	23,41	23,48	2,12	22,12	22,12		
B'-10'	30	60	1800	55	25	1375	1,27	61225,36	19,22	4,191	23,41	23,30	23,37	2,12	22,02	22,02		
															Σ Vcap	84,24		

MODELO 2																		
CORTE EN DIRECCIÓN Y																		
COLUMNA	Bx (cm)	By (cm)	A (cm2)	bc (cm)	hc (cm)	Ac (cm2)	Av	Pu	Falla Frágil			Falla Ductil				V capacidad (Ton)	V demanda (Ton)	D/C
									Vc (Ton)	Vs (Ton)	V (Ton)	Mtope	Mbase	H (m)	V (Ton)			
A'-10	30	60	1800	55	25	1375	0,95	79391,35	20,31	3,135	23,45	41,55	42,43	2,12	39,62	23,45	66,40	0,71
A'-10'	30	60	1800	55	25	1375	0,95	82832,37	20,52	3,135	23,66	41,69	43,01	2,12	39,95	23,66		
B'-10	30	60	1800	55	25	1375	1,27	62730,84	19,31	4,191	23,50	57,76	57,97	2,12	54,59	23,50		
B'-10'	30	60	1800	55	25	1375	1,27	61225,36	19,22	4,191	23,41	57,43	57,64	2,12	54,27	23,41		
															Σ Vcap	94,01		

ANEXO D
Planos digitalizados