

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**ESTUDIO DEL ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS
EDIFICACIONES REGULARES APORTICADAS TIPO I EN ZONAS DE
ALTA SISMICIDAD**

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el bachiller

Mardonio Jiménez

Para optar al título de:

Ingeniero Civil

Caracas, Mayo 2014

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ESTUDIO DEL ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS EDIFICACIONES REGULARES APORTICADAS TIPO I EN ZONAS DE ALTA SISMICIDAD

Tutor: Prof. Germán Lozano

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el bachiller

Mardonio Jiménez

Para optar al título de:

Ingeniero Civil

Caracas, Mayo 2014

ACTA

El día 21 de mayo del 2014 se reunió el jurado formado por los profesores:

Germán Lozano

Angelo Marinilli

Budimir Spasic

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **ESTUDIO DEL ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS EDIFICACIONES REGULARES APORTICADAS TIPO I EN ZONAS DE ALTA SISMICIDAD.**

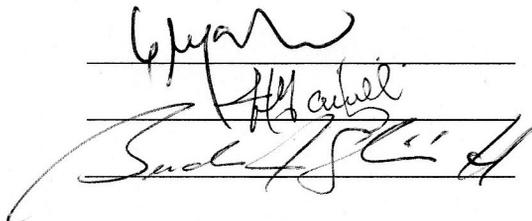
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL.**

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Número	Letra
Br. Mardonio A. Jiménez D.	18	Diez y ocho.

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 21 de Mayo de 2014

DEDICATORIA

A mis padres, Mayuly Díaz Pérez y Mardonio Jiménez Figuera, por brindarme su apoyo incondicional, por todo su trabajo y dedicación para darme una formación académica.

A mis hermanos, Gabriel Jiménez Díaz y Leonela Jiménez Díaz, quienes han estado presentes con su apoyo incondicional durante toda la vida, compartiendo alegrías y ayudándome infinitamente en lograr esta meta.

A mi novia, Alexandra Oviedo por haberme apoyado en los momentos difíciles, dándome consejos, escuchándome y estar conmigo para compartir muchas experiencias positivas a lo largo de toda la carrera.

A mi familia, quienes siempre han estado apoyándome durante toda mi vida, brindándome maravillosos momentos y ayudándome en los momentos más necesitados.

A ustedes les dedico este logro.

Mardonio Abraham Jiménez Díaz

Mayo 2014

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Mayuly Díaz Pérez y Mardonio Jiménez Figuera, por darme todo lo que tengo y contar con su apoyo incondicional.

A mis hermanos, por siempre estar presente en los momentos que más los necesitaba apoyándome.

A mi novia, por ayudarme a que esto fuera posible y compartir momentos inolvidables.

A mi familia, por su atención y comprensión a que esto fuera posible.

A la Facultad de Ingeniería Civil y a todos mis profesores que hicieron posible mi formación dándome las herramientas para desenvolverme en el campo profesional.

A mi tutor, Germán Lozano por sus enseñanzas, apoyo, comprensión y disposición en todo momento.

A mi tutora, María Eugenia Korody por su apoyo, colaboración, comprensión y disposición en todo momento.

A todos ellos, muchas gracias.

*Mardonio Abraham Jiménez Díaz
Mayo 2014*

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO DEL ANALISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS
EDIFICACIONES REGULARES APORTICADAS TIPO I EN ZONAS DE
ALTA SISMICIDAD**

Autor: Mardonio Jiménez

Tutor: Ing. Lozano Germán

Fecha: Mayo 2014

148 páginas.

RESUMEN

En vista de que Venezuela es un país con alta actividad sísmica, es necesario realizar una evaluación de las estructuras que actualmente se encuentran en funcionamiento y que podrían ser vulnerables ante la acción de un sismo. Para efectos de este trabajo especial de grado, se evaluó una edificación Aporticada Tipo I de carácter regular y con una altura no superior a 30 metros. Dichas características son condicionantes para la aplicación de los métodos de análisis utilizados, estos son el método estático equivalente de la norma venezolana COVENIN 1756:2001 de edificaciones sismorresistentes, y el método cualitativo PAVETI desarrollado en un trabajo especial de grado por los Ing. Correa y Lozada en el 2011. Como edificación a evaluar, se utilizó como piloto un módulo del Hospital Dr. Prince Lara ubicado en Puerto Cabello Edo. Carabobo construida después del año 1967, evaluado y reforzado por GELCA ingenieros consultores C.A en el año 1999. En el análisis ambos métodos arrojaron resultados similares, estos indicaron que la edificación posee un estado de vulnerabilidad sísmica elevado. Estos se producen debido a una mala distribución de elementos estructurales directamente relacionados a las rigideces laterales del sistema lo cual amerita un refuerzo estructural en la edificación evaluada. Por otro lado, la edificación posee un nivel de detallado inadecuado por su año de construcción, lo cual influye en los elementos estructurales para garantizar la disipación de energía del sistema.

Palabras claves. Vulnerabilidad sísmica, Edificaciones Tipo I, Método Estático Equivalente, PAVETI

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO I	3
PROBLEMA	3
1.1. Planteamiento del Problema.....	3
1.2. Objetivos	5
1.2.1. Objetivo General	5
1.2.2. Objetivos Específicos	5
1.3. Justificación	6
CAPITULO II	8
MARCO TEORICO	8
2.1. Reseña histórica.....	8
2.2. Cronología de cambios realizados a las Normas Venezolanas para el diseño de edificaciones.....	11
2.3. Introducción a la Sismología.....	15
2.4. Origen de los sismos	15
2.5. Vulnerabilidad Sísmica (V).....	17
2.6. Amenaza Sísmica.....	18
2.7. Riesgo Sísmico	19
2.8. Daño sísmico.....	20
2.9. Metodologías para Análisis de Vulnerabilidad Sísmica.....	21
2.9.1. Métodos cualitativos	21
2.9.1.1. Metodologías Cualitativas para Análisis de Vulnerabilidad Sísmica	21
2.9.1.2. Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. 2da Versión. FUNVISIS.....	22
2.9.1.3. PROYECTO UCV - FUNVISIS - FEDE - FONACIT N° 2005000188. Inspección Ocular.....	22
2.9.1.4. Planilla de Análisis de Vulnerabilidad de Edificaciones Tipo I (PAVETI)	23
2.9.2. Métodos cuantitativos	24
2.9.2.1. Método Estático Equivalente.....	24
2.9.2.2. Método Torsional Estático Equivalente	25
CAPITULO III	26
METODOLOGÍA	26
3.1. ETAPA I	27

3.1.1. Irregularidades Verticales	28
3.1.1.1. Entrepiso Blando.....	28
3.1.1.2. Entrepiso débil.....	28
3.1.1.3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.....	29
3.1.1.4. Aumento de las masas con la elevación.....	30
3.1.1.5. Variaciones en la geometría del sistema estructural	30
3.1.1.6. Esbeltez excesiva	31
3.1.1.7. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales ...	31
3.1.1.8. Efecto de columna corta	33
3.1.2. Irregularidades en Planta	34
3.1.2.1. Gran excentricidad.....	34
3.1.2.2. Riesgo torsional elevado	34
3.1.2.3. Sistema no ortogonal	35
3.1.2.4. Diafragma flexible	36
3.2. ETAPA II.....	38
3.2.1. Requisitos Exigidos por el Cap. 18 de la Norma COVENIN 1753:2006 .	38
3.2.1.1. Requisitos para Vigas	38
3.2.1.2. Requisitos para Columnas	40
3.2.1.3. Requisitos para Nodos.....	41
3.3. ETAPA III.....	42
3.4. ETAPA IV	46
3.4.1. Determinación de Peso Sísmico W_i	46
3.4.2. Determinación de Coeficiente de Aceleración Horizontal A_o	47
3.4.3. Determinación de Factor de Importancia α , Nivel de Diseño ND y Tipo de Estructura	48
3.4.4. Determinación de Forma Espectral S , Factor de Corrección ϕ , Valores T^* , β , P y T^+	49
3.4.5. Determinación de Periodo Fundamental T y el Periodo Estimado T_a	51
3.4.6. Determinación de Ordenada Espectral de diseño A_d	56
3.4.7. Determinación de la Cortante Basal V_o	58
3.4.8. Distribución Vertical de las Fuerzas de Diseño debido a los Efectos Traslacionales.....	58
3.5. ETAPA V.....	61
3.5.1. Determinación de Coordenadas de Centro de masa CM	61

3.5.2. Determinación de Coordenadas de Centro de Cortantes CC.....	62
3.5.3. Determinación de Centro de Torsión CT y Excentricidades e_x y e_y	64
3.5.4. Determinación de Radio de Giro Torsional r_{tx} y r_{ty}	65
3.5.5. Determinación de Radio de Giro Inercial (r)	67
3.5.6. Determinación de Factores de Amplificación T	68
3.5.7. Determinación de Momentos Torsores M_t	69
3.6. ETAPA VI	71
CAPITULO IV	75
ANALISIS Y RESULTADOS	75
4.1. ETAPA I	76
4.1.1. Irregularidades Verticales	76
4.1.1. 1. Entrepiso Blando.....	76
4.1.1. 2. Entrepiso débil.....	81
4.1.1.3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.....	82
4.1.1.4. Aumento de las masas con la elevación y Variaciones en la geometría del sistema estructural.....	82
4.1.1.5. Esbeltez excesiva	83
4.1.1.6. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales ...	83
4.1.1.7. Efecto de columna corta	84
4.1.2. Irregularidades Horizontales.....	85
4.1.2.1. Gran excentricidad.....	85
4.1.2.1.1 Determinación del Centro de Cortante.....	85
4.1.2.1.2 Determinación del Centro de Rigidez.....	90
4.1.2.1.3 Determinación del radio de giro inercial.....	93
4.1.2.2. Riesgo Torsional Elevado.....	96
4.1.2.3. Sistema no Ortogonal.....	97
4.1.2.4. Diafragma Flexible.....	98
4.2. ETAPA II	101
4.2.1. Requisitos para Vigas.....	101
4.2.2. Requisitos para Columnas.....	102
4.2.3. Requisitos para Nodos	102
4.3. ETAPA III	103
4.4. ETAPA IV	113
4.4.1. Determinación de Peso Sísmico W_i	113

4.4.2. Determinación de Coeficiente de Aceleración Horizontal A_0	113
4.4.3. Determinación de Factor de Importancia α , Nivel de Diseño ND y Tipo de Estructura	113
4.4.4. Determinación de Forma Espectral S, Factor de Corrección ϕ , Valores T^* , β , P y T^+	114
4.4.5. Determinación de Periodo Fundamental T y el Periodo Estimado T_a	115
4.4.6. Determinación de Ordenada Espectral de diseño A_d	116
4.4.7. Determinación de la Cortante Basal V_0	118
4.4.8. Distribución Vertical de las Fuerzas de Diseño debido a los Efectos Traslacionales.....	118
4.5. ETAPA V	121
4.5.1. Determinación del Centro de Masa.....	121
4.5.2. Determinación del Centro de Cortante	121
4.5.3. Determinación de Centro de Torsión CT y Excentricidades e_x y e_y	122
4.5.4. Determinación de Radio de Giro Torsional r_{tx} y r_{ty}	122
4.5.5. Determinación de Radio de Giro Inercial r.....	125
4.5.6. Determinación de Factores de Amplificación T.....	125
4.6. ETAPA VI	130
4.7. ETAPA VII	132
CONCLUSIÓN	134
RECOMENDACIONES	136
BIBLIOGRAFÍA	137
ANEXOS	139

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.0.	Valores de A_o	47
Tabla 3.1.	Factor de Importancia	48
Tabla 3.2.	Niveles de Diseño ND	48
Tabla 3.3.	Factor de Reducción de Respuesta R	49
Tabla 3.4.	Forma Espectral (S) y Factor de Corrección (φ).....	50
Tabla 3.5.	Valores de T^* , β y ρ	50
Tabla 3.6.	Valores de $T^{+(1)}$	51
Tabla 3.7.	Valores Límites de Θ	74
Tabla 4.0.	Inercias de Miembros Estructurales	76
Tabla 4.1.	Rigideces en Vigas para el Pórtico A	77
Tabla 4.2..	Rigideces en Columnas para el Pórtico A	77
Tabla 4.3.	Rigidez de Piso del Pórtico A, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm ²	77
Tabla 4.4.	Rigideces en Vigas para el Pórticos B = C = D = E = G = F	78
Tabla 4.5.	Rigideces en Columnas para el Pórticos B = C = D = E = G = F	78
Tabla 4.6.	Rigidez de Piso del Pórticos B = C = D = E = G = F, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm ²	78
Tabla 4.7.	Rigideces en Vigas para los Pórtico H	79
Tabla 4.8.	Rigideces en Columnas para los Pórtico H	79
Tabla 4.9.	Rigidez de Piso del Pórtico H, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm ²	79
Tabla 4.10..	Rigideces de Piso en dirección y	80
Tabla 4.11.	Rigideces en Vigas para el Pórtico 3 = 4.....	80
Tabla 4.12.	Rigideces en Columnas para el Pórtico 3 = 4.....	80
Tabla 4.13.	Rigidez de Piso del Pórtico 3 = 4, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm ²	81
Tabla 4.14.	Rigideces de Piso en dirección x	81

Tabla 4.15.	Rigideces de Piso, Verificación de Entrepiso Blando	81
Tabla 4.16.	Pesos de cada nivel	82
Tabla 4.17.	Distribución de cargas para el nivel + 7.90	87
Tabla 4.18.	Distribución de cargas para el nivel + 4.80	88
Tabla 4.19.	Distribución de cargas para el nivel + 1.70	89
Tabla 4.20.	Coordenadas de Centro de Corte	90
Tabla 4.21.	Rigideces de piso de pórticos en ambas direcciones	91
Tabla 4.22.	Coordenadas de Centro de Torsión Nivel 3 (+7.90)	91
Tabla 4.23.	Coordenadas de Centro de Torsión Nivel 2 (+4.80)	91
Tabla 4.24.	Coordenadas de Centro de Torsión Nivel 1 (+1.70)	92
Tabla 4.25.	Coordenadas de Centro de Torsión por nivel	92
Tabla 4.26.	Excentricidades Estáticas por nivel	92
Tabla 4.27.	Distribución de cargas para la determinación del radio de giro inercial, nivel 3.....	93
Tabla 4.28.	Momento polar de inercias por zonas, nivel 3	93
Tabla 4.29.	Radio de giro inercial, nivel 3	93
Tabla 4.30.	Distribución de cargas para la determinación del radio de giro inercial, nivel 2	94
Tabla 4.31.	Momento polar de inercias por zonas, nivel 2	94
Tabla 4.32.	Radio de giro inercial, nivel 2	94
Tabla 4.33.	Distribución de cargas para la determinación del radio de giro inercial, nivel 1	95
Tabla 4.34.	Momento polar de inercias por zonas, nivel 1	95
Tabla 4.35.	Radio de giro inercial, nivel 1	95
Tabla 4.36.	Radio de giro inercial por nivel	96
Tabla 4.37.	Verificación de Gran excentricidad	96
Tabla 4.38.	Primera verificación de Riesgo Torsional Elevado	97

Tabla 4.39.	Segunda verificación de Riesgo Torsional Elevado	97
Tabla 4.40.	Luz de la viga mayor a 4 veces la altura de la viga	101
Tabla 4.41.	Relación ancho/alto mayor a 0.3.....	101
Tabla 4.42.	Verificación de Esbeltez en columna $b/H \geq 0.1$	102
Tabla 4.43.	Planilla PAVETI para un peligro estructural inicial alto	106
Tabla 4.44.	Modificadores geométrico en toda la edificación para alta sismicidad	107
Tabla 4.45.	Modificadores geométrico, piso 1 con 60 % de incidencia, alta sismicidad	108
Tabla 4.46.	Modificadores geométrico, piso 2 con 30 % de incidencia, alta sismicidad	109
Tabla 4.47.	Modificadores geométrico, piso 3 con 10 % de incidencia, alta sismicidad	110
Tabla 4.48.	Tabla Resumen de planilla PAVETI	112
Tabla 4.49.	Pesos Sísmicos por nivel	113
Tabla 4.50.	Factor de importancia	114
Tabla 4.51.	Nivel de Diseño ND	114
Tabla 4.52.	Valores de T^*, β y p	115
Tabla 4.53.	Valores de $T^{+(1)}$	115
Tabla 4.54.	Fuerzas Laterales obtenidas de la distribución del peso total de la edif.....	115
Tabla 4.55.	Desplazamientos y Rigideces de piso en ambas direcciones	115
Tabla 4.56.	Periodo Fundamental en ambas direcciones	116
Tabla 4.57.	Valores para el grafico espectral de diseño y de respuesta	116
Tabla 4.58.	Ordenadas Espectrales y Cortes Basales	118
Tabla 4.59.	Corte Basal y Fuerza Tope en ambas direcciones	119
Tabla 4.60.	Fuerzas Laterales y Cortantes de piso	119

Tabla 4.61.	Coordenadas de Centro de masa por nivel	121
Tabla 4.62.	Coordenadas de Centro de Cortantes por nivel	121
Tabla 4.63.	Coordenadas de Centro de Torsión y Excentricidades	122
Tabla 4.64.	Rigideces de pórticos y distancias, nivel 3	122
Tabla 4.65.	Rigideces Torsionales, nivel 3.....	123
Tabla 4.66.	Radios de giro torsional, nivel 3	123
Tabla 4.67.	Rigideces de pórticos y distancias, nivel 2	123
Tabla 4.68.	Rigideces Torsionales, nivel 2.....	123
Tabla 4.69.	Radios de giro torsional, nivel 2	123
Tabla 4.70.	Rigideces de pórticos y distancias, nivel 1	124
Tabla 4.71.	Rigideces Torsionales, nivel 1.....	124
Tabla 4.72.	Radios de giro torsional, nivel 1	124
Tabla 4.73.	Radios de giro torsional en ambas direcciones	124
Tabla 4.74.	Radios de giro inercial por nivel	125
Tabla 4.75.	Desplazamientos elásticos por nivel	131
Tabla 4.76.	Verificación de Derivas en dirección x	131
Tabla 4.77.	Verificación de Derivas en dirección y	131

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.0.	Fallas principales y dirección de placas	9
Figura 2.1.	Historia sísmica de Venezuela	10
Figura 2.2.	Mecanismo del movimiento de las placas	16
Figura 2.3.	Esquema de los diferentes límites entre placas	17
Figura 3.0.	Entrepiso blando	28
Figura 3.1.	Entrepiso débil	29
Figura 3.2.	Distribución irregular de masas	29
Figura 3.3.	Aumento de las masas con la elevación	30
Figura 3.4.	Variación en la geometría de la Estructura	30
Figura 3.5.	Esbeltez excesiva	31
Figura 3.6.	Discontinuidad en ejes de Columnas	31
Figura 3.7.	Reducción de Ancho	32
Figura 3.8.	Columna desalineada	32
Figura 3.9.	Columna Corta	33
Figura 3.10.	Ejemplos Estructurales de excentricidad	34
Figura 3.11.	Torsión de una Edificación	35
Figura 3.12.	Sistemas no Ortogonales	35
Figura 3.13.	Espesor de Losa menor a 4 cm	36
Figura 3.14.	Aberturas Internas mayores al 20% del Área Total	36
Figura 3.15.	Sistema con Abertura Adyacente a Planos Sismorresistentes	37
Figura 3.16.	Relación largo ancho de planta	37
Figura 3.17.	Luz Libre respecto a la altura de la viga	38
Figura 3.18.	Relación del ancho sobre el alto de la viga	39
Figura 3.19.	Anchura Mínima en Vigas	39

Figura 3.20.	Dimensión Mínima en Columnas	40
Figura 3.21.	Relación entre dimensiones de Columna	40
Figura 3.22.	Efecto de Esbeltez	41
Figura 3.23.	Nodo Confinado	41
Figura 3.24.	Zonificación Sísmica en Venezuela	47
Figura 3.25.	Rigidez de pórtico del primer piso CASO 2	53
Figura 3.26.	Rigidez de pórtico del segundo piso CASO 3.....	54
Figura 3.27.	Rigidez de pórtico de cualquier piso CASO 5.....	55
Figura 3.28.	Forma Espectral Tipificada para Perfiles de Suelo.....	56
Figura 3.29.	Ubicación de Ad a partir del Periodo Fundamental T	57
Figura 3.30.	Ubicación de Fuerzas Laterales por Nivel	60
Figura 3.31.	Determinación del centro de masa de un nivel	62
Figura 3.32.	Determinación del centro de cortantes de un nivel vista frontal.....	63
Figura 3.33.	Determinación del centro de cortantes de un nivel vista planta	63
Figura 3.34.	Determinación del centro de torsión	64
Figura 3.35.	Determinación de excentricidades en ambas direcciones	65
Figura 3.36.	Determinación de la Constante de Rotación $K\theta$	66
Figura 4.0.	Modulo 3 del Hospital “Dr Prince Lara” Edo. Carabobo.....	75
Figura 4.1.	Modelo Estructural de la Edificación	76
Figura 4.2.	Modelo Estructural de la Edificación sin variaciones de geometría .	83
Figura 4.3.	Losa Prefabricada Pretensada	85
Figura 4.4.	Sistema No Ortogonal	97
Figura 4.5.	Espesor Superior a 4cm	98
Figura 4.6.	Relación largo/ancho menor a 4.5.....	98
Figura 4.7.	Saliente menor al 40% del ancho paralelo	99
Figura 4.8.	Área total de aberturas menor al 20% del área total	99

Figura 4.9.	Ubicación Geográfica de la Edificación	103
Figura 4.10.	Plano de Planta con aberturas	104
Figura 4.11.	Vista Frontal de la Edificación	105
Figura 4.12.	Gráfico Espectral de la Edificación	117
Figura 4.13.	Grafico de Espectro de diseño y Ubicación de Periodos de diseño	117
Figura 4.14.	Gráfico Espectral de la Edificación	119
Figura 4.15.	Cuadro Resumen del Método Estático Equivalente	120
Figura 4.16.	Cuadro Resumen del Método Torsional Equivalente	129

INTRODUCCION

Los sismos son fenómenos naturales inesperados que causan grandes desastres de diversas formas, especialmente en superestructuras, estos se producen sin avisar y ocurren debido al movimiento de las placas tectónicas, que pueden ser de origen tectónico o producto de volcanes. En Venezuela, se debe a la deriva traslacional de la placa del Caribe con la placa Suramericana, formando una franja que pasa por las cordilleras montañosas principales del país. A lo largo de la historia sísmica, en Venezuela han ocurrido más de 137 movimientos sísmicos notables, entre los más recientes e impactantes, se tiene el terremoto de Caracas en el año 1967 y el de Cariaco en 1997, estos generaron numerosas pérdidas humanas y materiales.

A raíz de estos desastres, las normas de diseño de edificaciones han venido evolucionando con nuevos criterios de diseño y factores de seguridad, garantizando de esta manera la seguridad de los habitantes. Sin embargo, existen numerosas edificaciones en uso que no cumplen los requerimientos de las normas actuales de diseño que aún, no han sufrido fallas estructurales visibles; estas estructuras son de diferentes tipos y formas, pero las más abundantes son edificaciones apoyadas a base de concreto armado conocidas como Estructuras Tipo I.

Sabiendo que existen edificaciones que no cumplen con los requerimientos de las normas actuales para el diseño de edificaciones, específicamente edificaciones Tipo I. Se propone en el presente trabajo especial de grado, realizar un estudio acerca de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones Tipo I en zonas de alta sismicidad.

Conociendo así el propósito general del presente trabajo especial de grado, se prosigue a presentar la estructuración del mismo, a través de cuatro capítulos que se mencionan a continuación:

El primer capítulo plantea el motivo por el cual se desarrolla esta Investigación, los objetivos planteados y el alcance de la misma.

El segundo capítulo presenta el marco teórico, donde se contemplan las definiciones y datos relevantes necesarios para un correcto entendimiento del desenvolvimiento del trabajo.

El tercer capítulo describe la metodología a emplear para alcanzar los objetivos planteados. El mismo se encuentra dividido en siete etapas, en donde se expone los pasos necesarios para la identificación de una edificación, parámetros y requisitos geométricos, uso adecuado de la planilla de análisis de vulnerabilidad sísmica, formulas y aplicación para los métodos de análisis analítico.

El cuarto y último capítulo presenta los análisis y resultados, estos se expresan a través de tablas, gráficos, planillas y cuadros comparativos, en donde se interpreta dichos resultados obtenidos durante la investigación.

CAPITULO I

PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

Venezuela es un país que a lo largo de su historia ha sido afectado por eventos sísmicos de grandes magnitudes, habiéndose registrado más de 137 terremotos desde el año 1530 (FUNVISIS, 2002), los cuales han causado el colapso en edificaciones de diferentes tipos, generando pérdida de vidas humanas y materiales. Esto sucede debido a que Venezuela se encuentra ligado a un contexto geodinámico de la interacción entre la placa tectónica del Caribe y Suramericana, produciéndose así un movimiento relativo entre las mismas; ésta zona de influencia está conformada por tres sistemas de fallas activas denominadas como la falla de San Sebastián, Boconó, y El Pilar que dan origen a los principales sismos que afectan al país.

Alrededor de la década de 1940, las edificaciones eran diseñadas bajo los criterios de las Normas del Ministerio de Obras Públicas (MOP), las cuales eran de carácter obligatorio para las obras realizadas por el Estado y opcional para las obras realizadas por el sector privado (Lozano, 2013, comunicación personal). A raíz del terremoto ocurrido en el año de 1967 de 6,5 de magnitud, que ocasionó una multiplicidad de desastres en edificaciones, algunos de ellos por efecto de licuación, los criterios de diseño antisísmicos establecidos por la norma MOP55 fueron cuestionados, lo que ameritó su entrada en desuso, generando un vacío normativo en el proyecto de edificaciones que fueron cubiertos por los códigos foráneos. Es por esto que en el año 1982, se creó en sustitución a las normas antisísmicas MOP, la primera Norma Venezolana de Edificaciones Antisísmicas COVENIN 1756

patrocinada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), teniendo su última modificación en el año 2001.

Actualmente existen numerosas edificaciones que aún se encuentran en estado de servicio diseñadas bajo los criterios de las normativas antiguas, dichas obras se encuentran en situación de vulnerabilidad ante un evento sísmico. Debido a esta razón se han realizado distintas evaluaciones para detectar el estado de vulnerabilidad sísmica de dichas estructuras aplicando distintos métodos de análisis cualitativos y cuantitativos. Particularmente, para este Trabajo de Grado se escogieron 2 metodologías de análisis disimilares, la primera consiste en determinar el grado de vulnerabilidad a través de una planilla denominada PAVETI (Planilla de Análisis de Vulnerabilidad de Edificaciones Tipo I) producto de un trabajo de grado desarrollado por Correa y Lozada en el 2011. La segunda consiste en aplicar un análisis cuantitativo a través del Método Estático Equivalente (Traslación y Torsión). Ambas metodologías cumplen con las exigencias de las Normas Venezolanas vigentes COVENIN 1756 de Edificaciones Sismorresistentes y COVENIN 1753 de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. De esta forma, se podrá contrastar ambos resultados generando así un producto que caracterizará el grado de vulnerabilidad de las Edificaciones Regulares Tipo I a base de pórticos de concreto armado en zonas de alta sismicidad en el territorio nacional.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Estudiar el grado de vulnerabilidad que presentan las Edificaciones Regulares Tipo I a base de pórticos de concreto armado, construidos en zonas de alta sismicidad del territorio nacional según las regulaciones sísmicas del país.

1.2.2. Objetivos Específicos

- 1- Identificar los parámetros geométricos que caracterizan vulnerabilidad en una edificación Aporticada tipo I según la norma COVENIN 1756.
- 2- Identificar los parámetros geométricos generales establecidos en el capítulo 18 de la norma FONDONORMA 1753.
- 3- Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica a través de la planilla de análisis de vulnerabilidad de edificaciones Aporticadas tipo I (PAVETI), desarrollada en un trabajo especial de grado.
- 4- Aplicar el método de análisis estático equivalente establecido en la norma venezolana vigente de edificaciones sismorresistentes COVENIN 1756. (Traslación y torsión), para obtener las fuerzas cortantes y partir de estas las derivas de piso.
- 5- Contrastar el resultado obtenido entre la Planilla PAVETI y el Método Estático Equivalente (Traslación y torsión).

1.3. Justificación

Sabiendo que Venezuela es un país sísmico, es necesario tener una buena caracterización acerca de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, especialmente en las que fueron construidas bajo los lineamientos de las normas antiguas (MOP 47-55-67), que además de estar diseñadas con valores incorrectos actualmente, están cerca de superar su vida útil. Para ello, se desea realizar un estudio más detallado de las Edificaciones Regulares de Concreto Armado Tipo I, empleando la planilla de análisis de vulnerabilidad (PAVETI) y en paralelo usar un método de análisis cuantitativo propuesto por la Norma Venezolana COVENIN 1756, para poder así obtener un resultado admisible.

Se decidió utilizar como método de análisis el trabajo propuesto por Correa y Lozada (PAVETI), ya que el mismo abarca todas las normativas venezolanas de diseño sismorresistente de edificaciones. Sumado a esto, es un método de inspección visual rápida que no amerita realizar cálculos numéricos largos y complejos, requiere poca inversión económica y no es necesario por parte del evaluador tener conocimientos profundos en el área para utilizar dicha planilla. Como segundo método de análisis de vulnerabilidad se decidió utilizar el Método Estático Equivalente, porque es un método simplificado que estudia las Edificaciones más comunes de geometría regular que no excedan una altura aproximada de 30 metros, y el cual está aprobado por la normativa venezolana para diseño sismorresistente.

Conociendo así la metodología de análisis para este trabajo de grado, es de suma importancia determinar el grado de vulnerabilidad de las Edificaciones Regulares Aporticadas Tipo I en zonas de alta sismicidad en el territorio nacional a través de los métodos mencionados. Dejando como

producto el presente trabajo como material de apoyo para futuras investigaciones acerca del tema de vulnerabilidad sísmica en edificaciones anteriormente caracterizadas.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

El Marco teórico tiene como propósito describir de forma general los conceptos de interés que se vinculan con la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones, y los procedimientos aplicados para el desarrollo de esta investigación, designados como el Método Estático equivalente y la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI). Sumado a esto, las distintas metodologías aplicadas para la determinación de vulnerabilidad sísmica en edificaciones.

2.1. Reseña histórica

Por su ubicación geográfica, algunos países se encuentran más propensos que otros a la acción e impacto de fenómenos naturales que pueden derivar en una situación de desastre, generando así numerosas pérdidas materiales e humanas. En el caso de Latinoamérica, los sismos representan un alto nivel de peligrosidad en el momento de su aparición, éstos se han producidos a lo largo de millones de años algunos más fuertes que otros.

En Venezuela, los eventos sísmicos representan uno de los mayores riesgos potenciales. En la actualidad, aproximadamente un 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, variable que aumenta el nivel de riesgo, haciéndolo cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura.

Venezuela se encuentra ligada a un contexto geodinámico complejo producto de la interacción entre la placa Caribe y Suramericana (ver Fig. 2.0), que produce el movimiento de la placa Caribe hacia el este con respecto a la Suramericana, formándose así una actividad sísmica significativa.

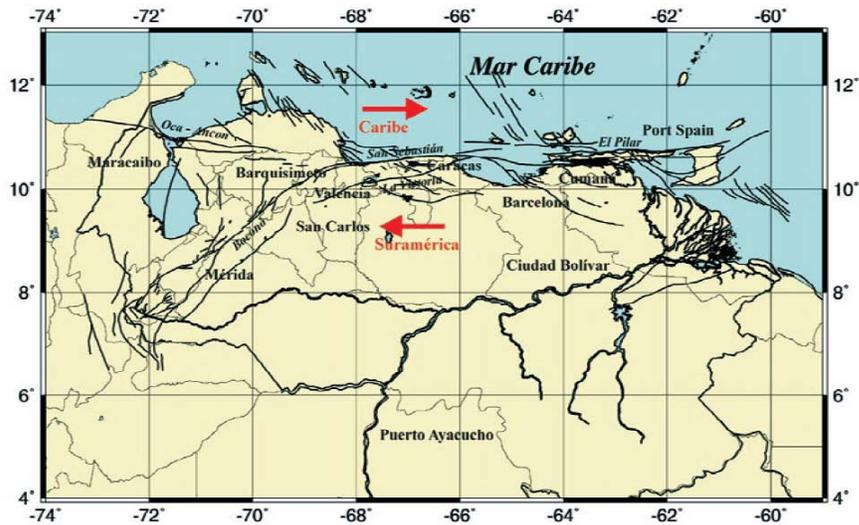


Figura 2.0. Fallas principales y dirección de placas

Fuente: La investigación Sismológica en Venezuela FUNVISIS (2002)

La zona de contacto entre la placa del Caribe y la placa Suramericana está conformada por tres sistemas de fallas, cuyo ancho promedio oscila alrededor de los 100 km. Estas fallas son la de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior), y son las causantes de los eventos más severos que han ocurrido en el territorio nacional.

Además, existen otros accidentes activos menores (Oca-Ancón, Valera, La Victoria, entre otros), capaces de producir sismos importantes como los ocurridos en Churuguara, estado Falcón, durante los años 1964, 1966, 1970, 1976, 1980, 1986 y 1990.

La historia sísmica de nuestro país revela que a lo largo del período 1530-2002 han ocurrido más de 137 eventos sísmicos que han causado algún tipo de daño en poblaciones venezolanas.

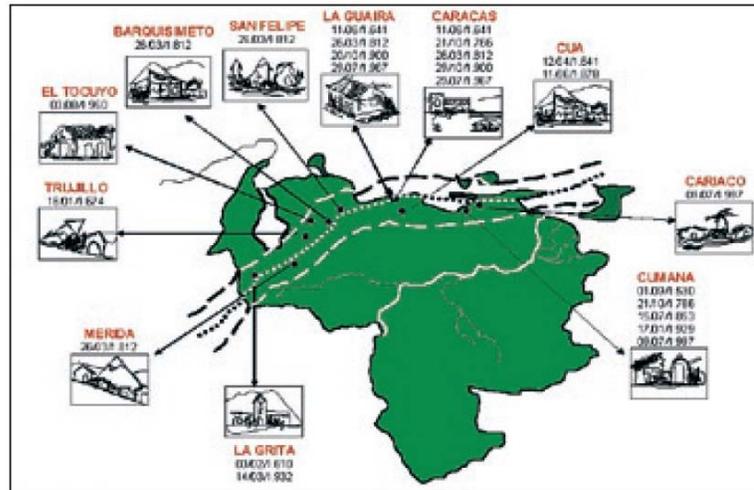


Figura 2.1. Historia sísmica de Venezuela

Fuente: La investigación Sismológica en Venezuela FUNVISIS (2002)

Se puede apreciar en la figura 2.1 una línea curva aproximada que representa los eventos sísmicos más resaltantes que han ocurrido a largo de la historia, delimitando una zona muy particular que a su vez representa la zona de contacto entre la placa del Caribe y la placa Suramericana anteriormente nombradas.

Uno de los eventos sísmicos que marcaron la historia de Venezuela, fue en el año 1812, el cual según Gunther Fiedler (1961) tuvo tres epicentros, y afectó a ciudades tan distantes como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas, causando más de 20 mil víctimas, es decir, el 5% de la población estimada para la época.

2.2. Cronología de cambios realizados a las Normas Venezolanas para el diseño de edificaciones

En 1939, el Ministerio de Obras Públicas (MOP) publica finalmente las primeras Normas para el Cálculo de Edificios a emplearse en el país, las cuales resultaron de adaptar la norma de California (Estados Unidos) y de considerar algunos de los aspectos contemplados en las normas chilenas. En dicho código, se considera el efecto del sismo como una fuerza horizontal aplicada a nivel de cada piso; dicha fuerza era equivalente al 5% de la fuerza resultante de sumar la carga permanente por piso y la totalidad de la carga variable.

En 1947 el MOP publica una nueva versión de las Normas para el Cálculo de Edificios, donde la única variante entre este y el código anterior, corresponde al empleo de la mitad de la carga variable y no la totalidad de la misma, como sumando en la determinación de la fuerza sísmica; adicionalmente, se introduce un mapa donde se divide el territorio nacional en regiones de acuerdo a la actividad sísmica de las mismas.

El 03 de agosto de 1950 a las 5 de la mañana, un temblor local ocasionó daños en San Antonio del Táchira, Colón y Ureña, ese mismo día, pero a las 5:50 de la tarde, en el distrito Morán del estado Lara, son destruidos numerosos pueblos por el llamado terremoto de El Tocuyo; las pérdidas fueron estimadas en miles de viviendas equivalentes a unos Bs.500.000.000, resultando por lo menos 15 muertos y 80 heridos.

Debido a la magnitud de las pérdidas, el Colegio de Ingenieros de Venezuela nombró una comisión para evaluar los daños, la cual concluyó entre otras cosas que las edificaciones construidas según el código publicado por el MOP en 1939, se comportaron satisfactoriamente, bajo la

salvedad de que en algunos casos se presentaron grietas debido a la carencia de juntas de dilatación.

Años después, en 1955, el MOP publica una nueva versión de las Normas para el Cálculo de Edificios que reemplaza a las anteriores; estableciéndose en éstas un nuevo mapa de zonificación sísmica, modificando a su vez el articulado en función del código empleado en California (Estados Unidos), para la fecha.

El 04 de octubre de 1957, el oriente venezolano es sacudido nuevamente y numerosas poblaciones del distrito Arismendi en el Estado Sucre, tales como Río Caribe, San Juan de las Galdonas y otras, sufrieron daños importantes. El 29 de julio de 1967 a las 6:24 a.m., un sismo con foco en Colombia provocó daños en San Cristóbal, Estado Táchira, con un balance de 2 muertos. Ese mismo día, pero a las 8:05 p.m., Caracas fue sacudida por un terremoto de 6.5 grados en escala de Richter, con una duración de 35 a 55 segundos, que dejó un total de 236 muertos, 2.000 heridos y daños materiales que sobrepasaron los 400 millones de bolívares; razón por la cual, el Ejecutivo Nacional creó dos comisiones para evaluar los efectos del sismo: una por resolución del MOP para investigar las causas que provocaron las fallas de las estructuras y la otra por resolución del Ministerio de Minas e Hidrocarburos, con la finalidad de investigar y determinar las causas, características y consecuencias del sismo. Luego de analizar los daños presentados en las estructuras construidas según la norma vigente en el país para la fecha del sismo (MOP 1955), se pudo concluir que, ciertos detalles estructurales realizados según la práctica tradicional fueron la causa del colapso de algunas edificaciones; pues, los criterios de diseño empleados para la fecha eran en extremo permisivos en lo que respecta al desplazamiento lateral de los pórticos, a la presencia de niveles flexibles (plantas bajas libres), la esbeltez de la edificación y al uso incontrolado de

paredes frágiles de bloques huecos de arcilla; lo que representó un avance notable en el desarrollo de la ingeniería sísmica a nivel mundial, ya que generalmente se atribuían los daños a deficiencias de los materiales o defectos de construcción.

Unos meses después de ocurrido el sismo, el MOP publicó las Normas Provisionales para Construcciones Antisísmicas de 1967, en las cuales se sustituye el artículo referente a sollicitaciones sísmicas de las normas para el cálculo de edificios, publicadas en 1955.

Años más tarde, en 1972, el Ejecutivo Nacional atendiendo a la propuesta de la comisión designada en 1971 para estudiar y evaluar las consecuencias del sismo del 29 de julio de 1967, creó la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), como órgano oficial encargado de realizar y promover en forma permanente investigaciones y estudios sismológicos, divulgar los nuevos conocimientos de las ciencias respectivas y formar un personal especializado.

El 18 de octubre de 1981, un sismo con epicentro en territorio colombiano, ocasionó daños en la zona fronteriza colombo-venezolana: en la carretera San Cristóbal – El Piñal, un deslizamiento de tierra que sepultó un poblado en el caserío San Joseito cerca de El Palmar de la Copé, en el Estado Táchira, causó la muerte de más de 200 personas.

Las normas de 1967 tuvieron carácter provisional hasta 1982, año en el que la Comisión venezolana de Normas Industriales (COVENIN), adscrita al Ministerio de Fomento, conjuntamente con el Ministerio de Desarrollo Urbano (MINDUR), creado en sustitución del MOP, publica la Norma Venezolana de Edificaciones Antisísmicas COVENIN 1756-1982.

El 09 de julio de 1997, un fuerte sismo sacudió el estado Sucre; el epicentro tuvo lugar en la Península de Paria y la magnitud estimada resultó mayor a 6.9 grados en la escala de Richter. Posteriormente ocurrieron varias replicas del movimiento inicial, de magnitudes 4.7, 5.3 y 6.8 grados, otros movimientos sísmicos se dejaron sentir el día jueves 10 de julio de 1997; debido a que la población de Cariaco fue la que más sufrió y donde los daños fueron considerables, este sismo fue bautizado como el terremoto de Cariaco. Aproximadamente 83 personas fallecieron y más de 500 resultaron heridos, razón por la cual FUNVISIS, a solicitud de la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones de MINDUR, se hizo cargo de la revisión de la Norma COVENIN 1756 de 1982 para edificaciones antisísmicas.

Para el Julio de 1998, la Comisión designada para la revisión de la Norma presentó ante la Comisión de Normas del MINDUR, el documento que contiene el articulado de la nueva Norma para Edificaciones Sismorresistentes, la cual fue aprobada el 09 de diciembre del mismo año por el Consejo Superior de FONDONORMA y es la que está vigente actualmente en Venezuela.

Para el 25 de julio del 2001, la Comisión designada realiza una revisión de la Norma COVENIN-MINDUR 1756:1998 de edificaciones sismorresistentes en colaboración a distintos institutos tecnológicos gubernamentales, generando en su sustitución la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 de edificaciones sismorresistentes.

De cada uno de los terremotos ocurridos a nivel mundial, se ha aprendido mucho al observar y analizar las fallas o deficiencias que se producen como producto de los mismos, tanto para mejorar y establecer normativas o códigos que permitan controlar la calidad de los materiales de

construcción y las técnicas constructivas, como para afinar y mejorar los criterios de diseño de las edificaciones.

2.3. Introducción a la Sismología

Los sismos, terremotos o temblores, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, 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 esta subdividida la corteza terrestre.

Las vibraciones de la corteza terrestre generadas por la interacción de las placas es la que pone en peligro a las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser estas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a fallar.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de deslizamiento de laderas y aberturas de grietas en el suelo.

2.4. Origen de los sismos

Para conocer como se originan los sismos, es necesario comprender como está constituida la corteza terrestre. La teoría más aceptada hasta los momentos es la de Tectónica de Placas, teoría desarrollada a partir de los estudios de Alfred Wegener en 1912, la cual afirma que la corteza terrestre

se encuentra dividida en mosaicos de sectores rígidos, conocidos como placas, las cuales se mueven entre sí con desplazamientos promedio de algunos centímetros por año.

El mecanismo que impulsa el movimiento de las placas es provocado debido al arrastre de las corrientes de convección. Estas corrientes son las que transmiten el calor de interior de la Tierra hacia las partes superiores de esta, transportando materiales calientes (profundos) a profundidades menores y materiales a menor temperatura hacia profundidades mayores. Las placas tectónicas se pueden clasificar en tres tipos:

- Divergentes: Aquellas que se están separando.
- Convergentes: Aquellas donde una de las placas se introduce debajo de otra.
- Transcurrentes o de Transformación: Aquellas donde dos placas se mueven lateralmente.

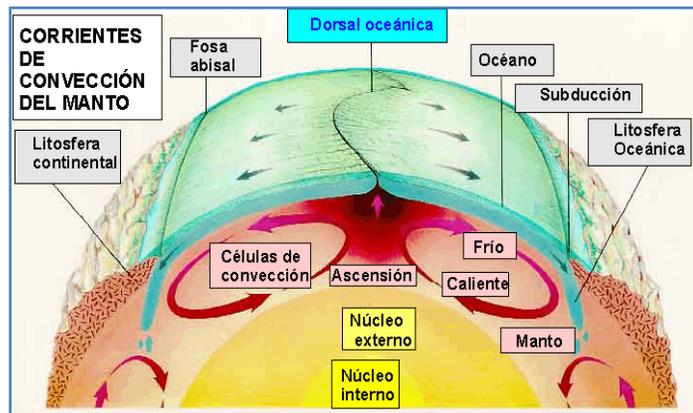


Figura 2.2. Mecanismo del movimiento de las placas

Fuente: <http://www.rekursostic.educacion.es>

En los límites de las placas, esto es, donde hacen contacto unas con otras, se generan fuerzas de fricción que mantienen atoradas dos placas adyacentes, produciendo grandes esfuerzos en los materiales. Cuando dichos esfuerzo sobrepasan la resistencia de la roca, o cuando se vencen las fuerzas de fricción se produce la ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada. Esta es irradiada desde el foco (o hipocentro) en forma de ondas que se propagan en todas direcciones a través del medio sólido de la Tierra. Estas ondas son conocidas como ondas sísmicas.

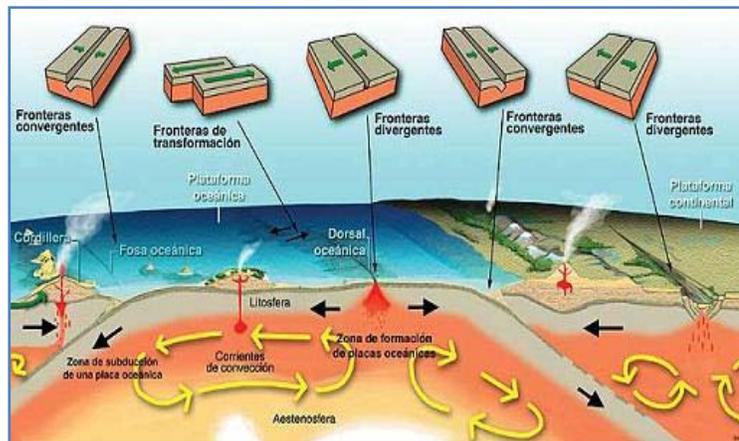


Figura 2.3. Esquema de los diferentes límites entre placas

Fuente: <http://www.portalciencia.net/geolotec.html>

2.5. Vulnerabilidad Sísmica (V)

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico motivado a la insuficiente capacidad de respuesta que tiene la edificación debido a su configuración y características con las que fue diseñada, es por esto que se puede definir

vulnerabilidad sísmica como la capacidad de respuesta de una estructura ante una amenaza.

Ya que el riesgo sísmico de una edificación depende de su vulnerabilidad, y cuando se teme que algunas edificaciones nuevas o algunas existentes que, bien por su antigüedad o por su importancia, puedan sufrir daños importantes ante la acción de sismos futuros, se hace preciso emprender un proceso de evaluación de su vulnerabilidad sísmica estructural, a fin de mantener el riesgo sísmico dentro de niveles mínimos de seguridad aceptables.

Una de las mayores causas de daños en las estructuras ha sido la disposición a realizar construcciones con formas arquitectónico-estructurales irregulares o novedosas. El alejamiento de formas y esquemas estructurales simples o regulares es afectado en gran escala por los sismos, debido a la naturaleza errática de los mismos. Por lo tanto, estructuras de este tipo supone una mayor vulnerabilidad.

2.6. Amenaza Sísmica

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Los movimientos sísmicos del terreno se presentan no solo en las zonas sismogénicas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitud significativa. Por tanto, el peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse.

En una zona sismogénica se producen sismos de diferentes magnitudes, según el tamaño del tramo de falla que se rompe en cada evento. Ocurre, generalmente un gran número de eventos de pequeñas magnitudes y la frecuencia de ocurrencia disminuye en forma exponencial con la magnitud.

La manera en que se atenúan los efectos sísmicos con la distancia desde la zona epicentral se aprecia directamente de las intensidades que se determinan en distintos sitios.

La amenaza sísmica en un sitio específico depende de su cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas en el sitio. Estas pueden ser de carácter Tectónico, Geológico o por condiciones del suelo.

2.7. Riesgo Sísmico

Se entiende por riesgo sísmico como el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante un lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica.

Se define como las probabilidades de que en un lugar y tiempo determinado se produzcan daños y pérdidas materiales como consecuencia de un sismo. Estas posibles pérdidas se pueden estimar en unidades monetarias, número de víctimas o cantidad de estructuras dañadas. La estimación del riesgo se hace de acuerdo con las características tanto del conjunto de edificaciones y elementos expuestos (grado de vulnerabilidad) como del sismo (amenaza sísmica) durante un tiempo y lugar determinado. El riesgo es por lo tanto función de la vulnerabilidad de los elementos

expuestos y de la amenaza sísmica, es por esto que para disminuir el riesgo es necesario controlar la vulnerabilidad y conocer la amenaza.

2.8. Daño sísmico

El daño sísmico es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, generalmente se relaciona con deformaciones irreversibles (inelásticas).

La evaluación y la interpretación del daño causado por los sismos surgen de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura, y por otra parte, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso. En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura,

- Evitar que se exceda el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.

-Evitar que se exceda el estado límite de supervivencia para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

2.9. Metodologías para Análisis de Vulnerabilidad Sísmica

2.9.1. Métodos cualitativos

Los métodos cualitativos son diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones, y seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. Estos métodos son de gran utilidad para la evaluación masiva de edificios, con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad.

En términos generales, puede decirse que en los métodos cualitativos, la estructura recibe una calificación determinada, de acuerdo a aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, su relación con el suelo, su ubicación, etc., calificación que en general no precisa de cálculos muy sofisticados de oficina, pero que son de gran aporte para determinar la vulnerabilidad virtual que posea una edificación y dar pie a que se elabore una evaluación más exhaustiva con otros métodos más complejos en caso de ser necesario.

2.9.1.1. Metodologías Cualitativas para Análisis de Vulnerabilidad Sísmica

Un estudio de vulnerabilidad consiste en definir su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras y los datos relacionados con los

daños observados durante sismos que han afectado la zona de interés. Una vez definidos estos factores, es posible evaluar la vulnerabilidad mediante una definición adecuada de la acción sísmica y la capacidad de la estructura.

En este capítulo se presentan las metodologías cualitativas más resaltantes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y se describen los principales aspectos relacionados con el daño sísmico y los correspondientes índices de daño que permiten cuantificar de manera local o global, el daño en dichas estructuras.

2.9.1.2. Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. 2da Versión. FUNVISIS

El propósito de esta Investigación es presentar un procedimiento para la asignación de un índice de priorización sísmica de una edificación existente, localizada en cualquier lugar de Venezuela, este índice es calculado a partir de información básica obtenida de una visita e inspección de corta duración a la construcción, ésta inspección se realiza utilizando como instrumento de recolección de datos una planilla de inspección de edificaciones principalmente en las características sismorresistentes. A continuación se muestra la fórmula para calcular dicho índice de priorización.

$$I_P = I_A \cdot I_V \cdot I_I$$

Donde I_P es el Índice de priorización, el cual está en función del Índice de Amenaza (I_A), el Índice de Vulnerabilidad (I_V) y el Índice de Importancia (I_I).

2.9.1.3. PROYECTO UCV - FUNVISIS - FEDE - FONACIT Nº 2005000188. Inspección Ocular

Este trabajo describe la metodología seguida y los resultados obtenidos hasta la fecha en un proyecto que tiene como finalidad evaluar y reducir el riesgo sísmico de las escuelas existentes en Venezuela. El 70% de

alrededor de 28.000 planteles escolares en Venezuela están en áreas de elevada amenaza sísmica. Aproximadamente el 46% de 18.685 planteles identificados e incorporados dentro de un sistema de información geográfica, fueron construidos con normas antiguas que no satisfacen los requerimientos sismorresistentes exigidos en las normas vigentes. Un edificio construido con la norma de 1955 resistiría en término medio movimientos sísmicos aproximadamente tres veces menos intensos que uno construido con las normas modernas. Un total de 586 edificios escolares pertenecen a tres tipologías estructurales de elevada vulnerabilidad; de estos, 479 son edificios similares o idénticos a los derrumbados en Cariaco durante el terremoto de 1997.

Se desarrolló un instrumento de inspección rápida y evaluación de la vulnerabilidad de escuelas y se aplicó a 131 edificios escolares. Se seleccionaron 10 edificios para proyectos piloto de adecuación y reforzamiento sismorresistente.

Se propone el diseño de estructuras auxiliares que soporten la mayor parte de las cargas sísmicas, conectadas con los diafragmas de la edificación existente y apoyada sobre nuevas fundaciones. Se midieron las propiedades dinámicas de las escuelas piloto mediante técnicas de vibración ambiental, que serán repetidas después del refuerzo sismorresistente; cuatro escuelas del Estado Sucre fueron seleccionadas para la instalación permanente de sensores que midan su respuesta ante sismos futuros.

2.9.1.4. Planilla de Análisis de Vulnerabilidad de Edificaciones Tipo I (PAVETI)

Este método de análisis fue desarrollado por los actuales ingenieros Carlos Correa y Ángel Lozada como propósito de su Trabajo Especial de Grado en el año 2011, donde proponen un formato de planilla con el nombre de “Planilla para el Análisis de la Vulnerabilidad de Edificaciones Aportadas

Tipo I (PAVETI)", la cual se basa en el método propuesto el manual FEMA-154 con algunos cambios en su metodología de evaluación de la vulnerabilidad, adaptándolo de mejor forma a la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 y la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, generando una presentación más amigable.

El Conjunto de planillas presentan una serie de pasos a realizar, con el propósito de evaluar la vulnerabilidad de la Edificación.

2.9.2. Métodos cuantitativos

Los métodos cuantitativos son utilizados para la recuperación post-sísmica de edificios esenciales, ya que resulta necesaria la realización de un análisis más riguroso. Asimismo, los métodos cuantitativos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura. Para realizar un análisis de vulnerabilidad utilizando métodos cuantitativos, es necesario contar con cierta información básica como características de los materiales utilizados en la edificación, caracterización del suelo donde se encuentra la estructura y planos estructurales entre otra información. Generalmente, los análisis cuantitativos se realizan mediante modelaciones matemáticas de la estructura.

2.9.2.1. Método Estático Equivalente

El método Estático Equivalente tiene como objeto la determinación de fuerzas laterales aplicadas al centro de masa en cada nivel del Edificio para conjuntamente con los Momentos Torsores del Método Torsional Estático Equivalente, determinar las solicitaciones de diseño en los diversos elementos resistentes de la Edificación.

Estas fuerzas laterales dan origen, en general a las Cortantes por Nivel ligeramente mayores que las Cortantes máximas probables que se obtendrían de un Análisis Dinámico, siendo ésta razón vital para el uso de dicho Método.

La aplicación de este método está limitada a Edificios que sean clasificados como regulares y a alturas no mayores de 10 pisos o 30 metros. La condición de regularidad está implícita en los métodos matemáticos utilizados para la deducción de las fórmulas del método, aunque su rango de validez ha sido satisfactoriamente verificado en algunos casos de irregularidades típicas (López y Acuña, 1981). Dada la abundancia de casos posibles de irregularidades y complejidad de realizar estudios paramétricos para cada uno de ellos, se ha optado por mantener la aplicabilidad del Método solo a Edificios que puedan ser clasificados como regulares.

2.9.2.2. Método Torsional Estático Equivalente

Este método es complementario del Método Estático Equivalente y del Método Dinámico Plano de Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. En ambos métodos las fuerzas cortantes calculadas corresponden únicamente a los efectos traslacionales. Para determinar la torsión estática equivalente se plantea la siguiente hipótesis de que la amplificación dinámica será similar en todos los niveles para edificios regulares.

En este método los Momentos Torsores en cada nivel y en cada dirección se expresan como el producto de la excentricidad de diseño por la fuerza cortante en ese nivel y sus efectos se superponen a los de la fuerza cortante.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

El presente capítulo basa su contenido en los procedimientos metodológicos empleados para alcanzar los objetivos planteados de acuerdo con el propósito de la investigación, el cual consiste en analizar la vulnerabilidad sísmica de una Edificación Regular Aporticada Tipo I que no exceda de una altura de 30 metros o de 10 pisos. Para una mejor comprensión, dicho capítulo se dividirá en distintas etapas que se mencionarán a continuación.

La primera etapa consiste en identificar si la edificación cumple con los requisitos geométricos establecidos por la Norma COVENIN 1756 que caracterice la estructura como Regular y que no exceda una altura de 30 metros para poder aplicar el Método Estático Equivalente.

La segunda etapa consiste en identificar si la edificación cumple con los requisitos geométricos establecidos en el capítulo 18 de diseño sismorresistente de la Norma venezolana FONDONORMA 1753:2006 de Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural.

La tercera etapa consiste en la evaluación de la edificación, aplicando la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Aporticadas Tipo I (PAVETI) desarrollada en un trabajo especial de grado por los Ingenieros Correa y Lozada en el 2011.

La cuarta etapa consiste en aplicar el análisis cuantitativo definido por el Método Estático Equivalente para determinar las Fuerzas Laterales aplicadas a los centros de masa de cada nivel y a través de estas, determinar los cortes por traslación.

La quinta etapa consiste en aplicar el Método Torsional Estático Equivalente para determinar los Cortes por torsión, producidos por los momentos torsores generados por las cortantes de traslación del Método Estático Equivalente.

La sexta etapa consiste en superponer ambos desplazamientos elásticos por efectos de traslación y torsión, para determinar los desplazamientos totales inelásticos de la Edificación, y a través de estos se obtendrá la deriva de piso, la cual se utilizará para verificar los valores límites propuestos en el capítulo 10 de la Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756:2001. Dicha verificación definirá si la Edificación es susceptible a sufrir daños bajo las deformaciones obtenidas, es decir si la Estructura es Vulnerable.

La séptima y última Etapa trata de contrastar los resultados obtenidos en la tercera y la sexta etapa, dicha comparación definirá en qué puntos la edificación es más vulnerable, esta etapa se definirá en el capítulo de análisis y resultados.

3.1. ETAPA I

La Etapa I consiste en identificar un Edificio no mayor de 30 metros de altura y que su geometría cumpla con los requisitos del Artículo 6.5 de la Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756:2001. Para que una edificación sea clasificada como regular, no debe presentar ningún tipo de irregularidad tanto vertical como horizontalmente. A continuación se presentan las características que califican a una Estructura como Irregular, y se considerará como Regular cuando no cumpla con ninguna de las siguientes condiciones.

3.1.1. Irregularidades Verticales

3.1.1.1. Entrepiso Blando

La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.



Figura 3.0. Entrepiso blando

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.2. Entrepiso débil

La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.



Figura 3.1. Entrepiso débil

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

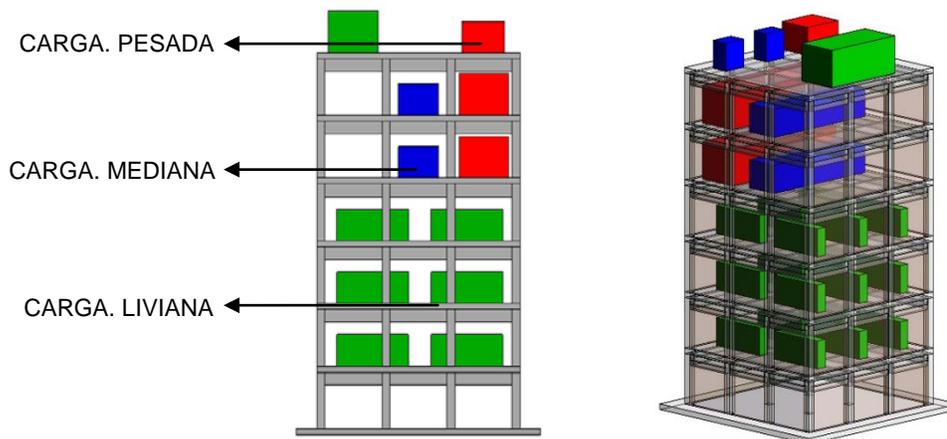


Figura 3.2. Distribución irregular de masas

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4. Aumento de las masas con la elevación

La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporta.



Figura 3.3. Aumento de las masas con la elevación

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.5. Variaciones en la geometría del sistema estructural

La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

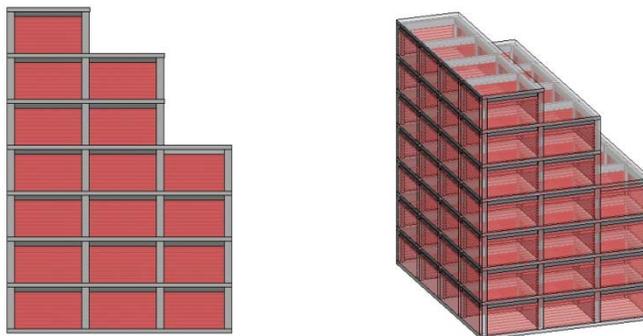


Figura 3.4. Variación en la geometría de la Estructura

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.6. Esbeltez excesiva

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

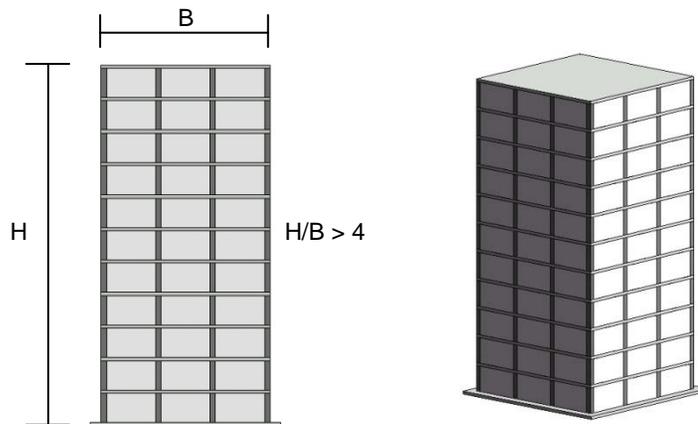


Figura 3.5. Esbeltez excesiva

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.7. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales

Se considerará ésta discontinuidad cuando al menos se cumpla con una de las siguientes condiciones:

_Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.

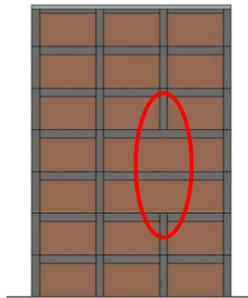


Figura 3.6. Discontinuidad en ejes de Columnas

Fuente: Elaboración propia.

_El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.

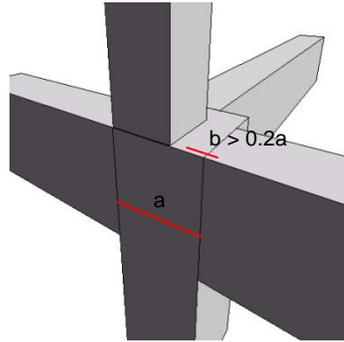


Figura 3.7. Reducción de Ancho

Fuente: Elaboración propia.

- El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

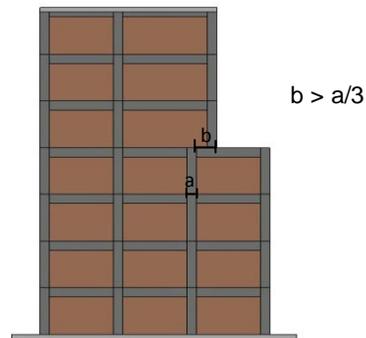


Figura 3.8. Columna desalineada

Fuente: Elaboración propia.

- Falta de conexión entre los miembros verticales

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

3.1.1.8. Efecto de columna corta

El efecto de columnas corta se genera cuando existe una reducción de la longitud libre del elemento por efecto de restricciones laterales, disminuyendo su esbeltez y aumentando por consiguiente su rigidez, lo cual atrae mayor concentración de esfuerzos del cual estaba previamente diseñado bajo excitaciones sísmicas generando un mecanismo de falla frágil.

Varias son las causas para que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se presente una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

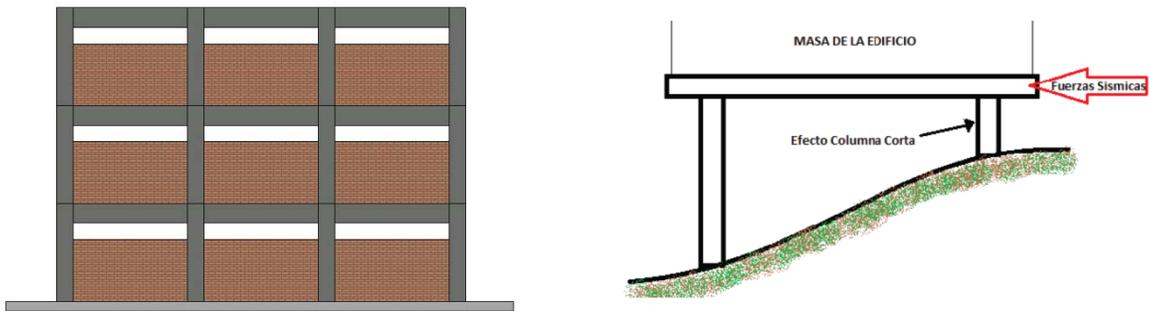


Figura 3.9. Columna Corta

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Irregularidades en Planta

3.1.2.1. Gran excentricidad

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta. En la figura 3.10 se presenta distintos casos de excentricidad producto de la ubicación de las masas respecto a la zona de mayor rigidez de los elementos estructurales.

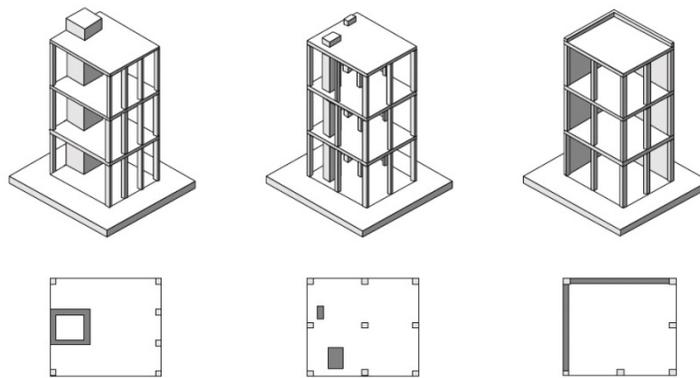


Figura 3.10. Ejemplos Estructurales de excentricidad

Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=25>

3.1.2.2. Riesgo torsional elevado

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, debido a que existen el peligro de sufrir demandas inelásticas no bien predecibles, lo cual produce desplazamientos en el perímetro muy grandes causado por rotaciones, los cuales pueden causar hasta el colapso estructural.

La norma COVENIN 1756 señala que el riesgo torsional se producirá en algún un piso si se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

_El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .

_La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

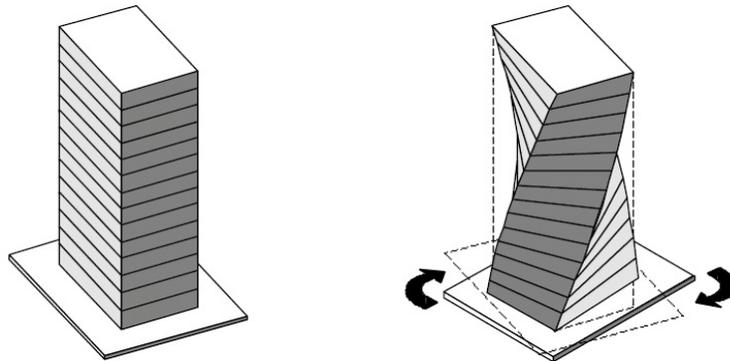


Figura 3.11. Torsión de una Edificación

Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=2>

3.1.2.3. Sistema no ortogonal

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

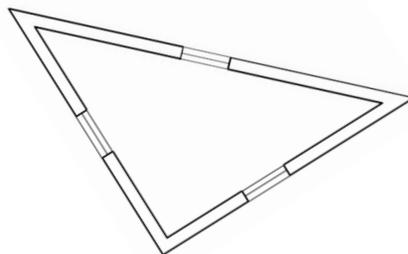


Figura 3.12. Sistemas no Ortogonales

Fuente: Elaboración propia.

3.1.2.4. Diafragma flexible

- Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.

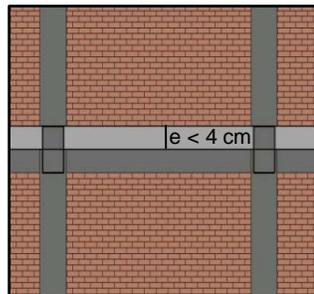


Figura 3.13. Espesor de Losa menor a 4 cm

Fuente: Elaboración propia.

- Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.

- Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.

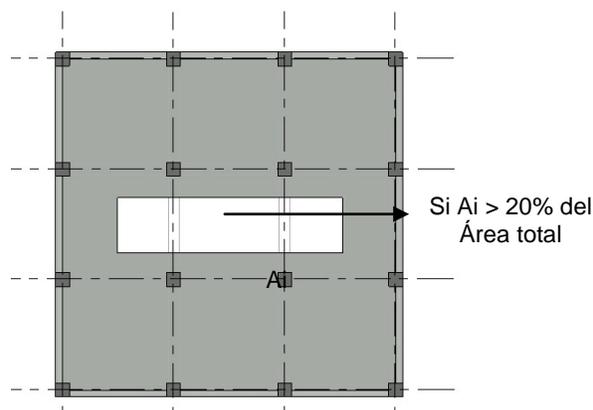


Figura 3.14. Aberturas Internas mayores al 20% del Área Total

Fuente: Elaboración propia.

- Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.

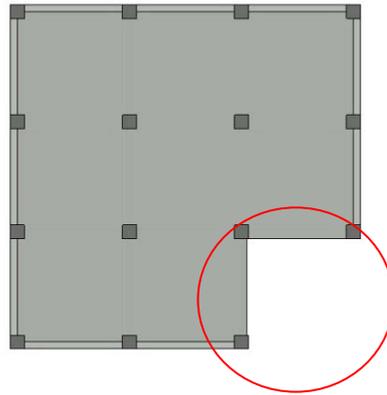


Figura 3.15. Sistema con Abertura Adyacente a Planos Sismorresistentes

Fuente: Elaboración propia.

- Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

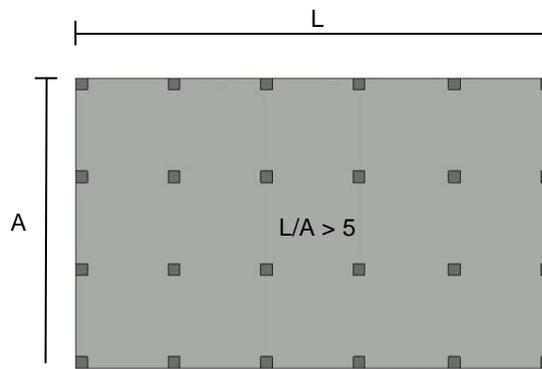


Figura 3.16. Relación largo ancho de planta

Fuente: Elaboración propia.

3.2. ETAPA II

La siguiente etapa consiste en verificar si la edificación en estudio cumple con los parámetros geométricos establecidos en el capítulo 18 de requisitos sismorresistentes de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 de Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural. Esta verificación servirá de base para la realización de la etapa III de la planilla PAVETI.

3.2.1. Requisitos Exigidos por el Cap. 18 de la Norma COVENIN 1753:2006

La Norma Venezolana vigente de Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural FONDONORMA 1753:2006, ofrece un capítulo que contiene los requisitos generales que deben cumplir los elementos estructurales para ser de carácter sismorresistente.

3.2.1.1. Requisitos para Vigas

_La Luz libre (L_n) debe ser por lo menos 4 veces su altura total H

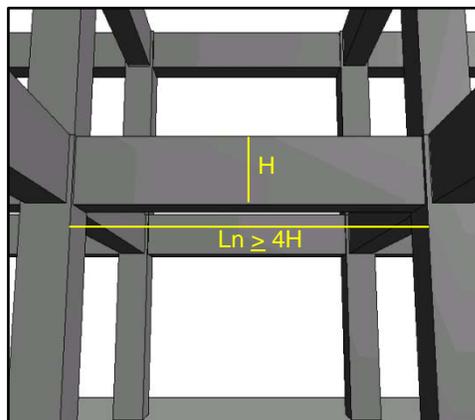


Figura 3.17. Luz Libre respecto a la altura de la viga

Fuente: Elaboración propia.

_La relación anchura/altura de su sección transversal es mayor o igual a 0,3.

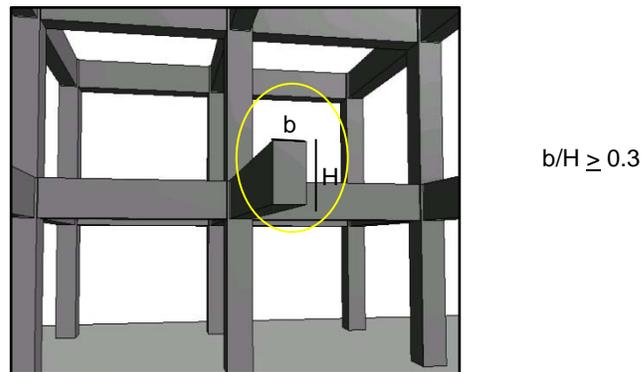


Figura 3.18. Relación del ancho sobre el alto de la viga

Fuente: Elaboración propia.

_La anchura mínima es 25cm.

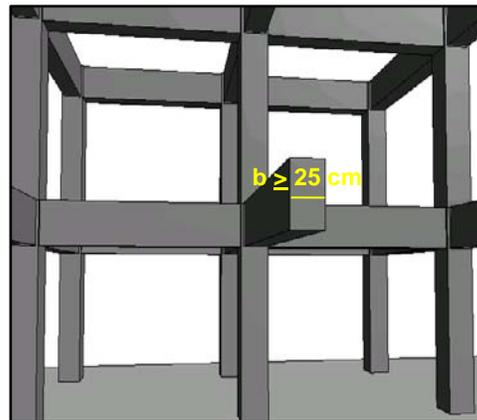


Figura 3.19. Anchura Mínima en Vigas

Fuente: Elaboración propia.

_La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga.

_La existencia de vigas planas es un factor de debilidad para la estructura

3.2.1.2. Requisitos para Columnas

_La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor de 30 cm.

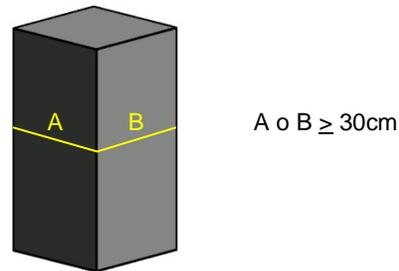


Figura 3.20. Dimensión Mínima en Columnas

Fuente: Elaboración propia.

_La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular no sea inferior a 0,4.

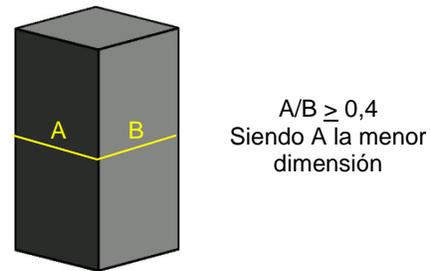


Figura 3.21. Relación entre dimensiones de Columna

Fuente: Elaboración propia.

_Efectos de esbeltez

Una columna se considerará esbelta cuando:

La relación entre la menor dimensión de la sección longitud (L) de entre piso libre sea menor al 10% tomando en cuenta que la dimensión

mínima es 30 cm. Según análisis y consideraciones realizadas en el capítulo 10.6 de la norma 1753-2006.

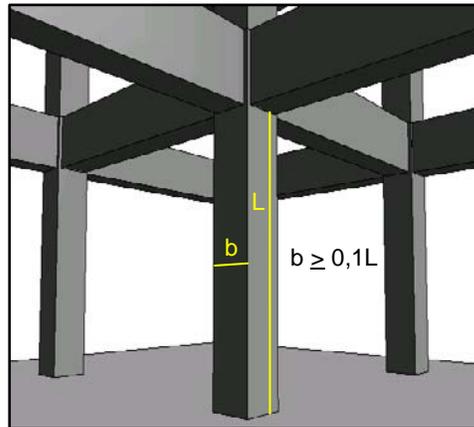


Figura 3.22. Efecto de Esbeltez

Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.3. Requisitos para Nodos

El nodo se considera confinado, cuando en todas sus caras llegan a miembros confinantes. Un miembro se considera confinante cuando cubre al menos $\frac{3}{4}$ partes de la cara del nodo.

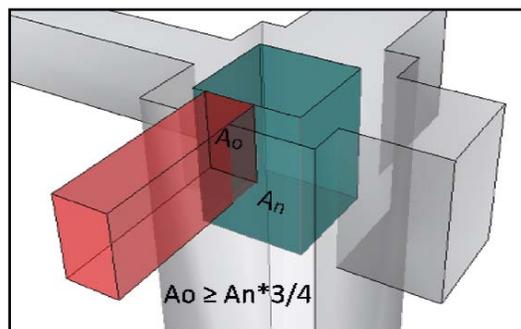


Figura 3.23. Nodo Confinado

Fuente: TEG Correa y Lozada

3.3. ETAPA III

La etapa III consiste en la Evaluación de una Edificación que cumpla con los Requisitos de la Etapa I y la Etapa II, a través de la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Aporticadas Tipo I (PAVETI).

Para el vaciado de información en la planilla es necesario disponer de una documentación mínima correspondiente a la edificación que será objeto de la evaluación de vulnerabilidad, como lo son: planos de planta y de elevación, estudio del suelo, data del proyecto e información de la existencia de alguna incorporación de refuerzos. Con ello se completará la información correspondiente al estudio previo a la visita al lugar donde se encuentra la edificación.

En el estudio pre-campo se llenará la siguiente información:

- Datos de la edificación (Nombre y dirección).
- Fecha de la evaluación y el nombre de la persona que realizó la inspección.

Paso 1

- *Clasificación de la edificación.*
- *Estimación del número de ocupantes*
- *Clasificación de la edificación en un grupo según lo establecido en el capítulo 6 de la norma COVENIN 1756-2001 (este paso es aplicable solo en caso de dar una priorización para mitigación de riesgo).*

Paso 2

Ubicación geográfica de la edificación: en esta sección se coloca una foto satelital obtenida mediante la utilización de la herramienta Google Earth, donde se evidenciará también información aproximada de las coordenadas geográficas de la edificación.

Paso 3

Recolección de datos de la edificación: se coloca información referente a:

_Altura del edificio

_Data del proyecto

_Número de pisos

_Año de construcción

_Año en que la estructura fue reforzada (si aplica).

Paso 4

Zonificación Sísmica: en esta sección se coloca la información referente al estado y municipio para posteriormente designar la zonificación sísmica correspondiente en el material de apoyo que se encuentra en información anexa a las planillas procedentes del capítulo 4 de la norma COVENIN1756-2001, para poder determinar con cual planilla se procederá a realizar la evaluación de vulnerabilidad (baja, moderada y alta).

Paso 5

Selección del Terreno: Para este paso es necesario apoyarse en la información anexa en la hoja y en la información suministrada de la edificación. Se necesita saber el número de golpes (N) proporcionado por el estudio de suelos, para verificar una correlación correcta entre la velocidad de onda y el tipo de material según la norma COVENIN 1756. Con la velocidad de onda y la zona sísmica encontrada en el paso 4, se selecciona el tipo de material correspondiente y se encierra en un círculo la forma espectral correspondiente la cual proporciona una idea de la amplificación de onda.

Paso 6

Esquema del piso con mayor abertura y plano de planta de la edificación: en esta etapa se incorpora a la planilla un plano de planta basado en la documentación de la edificación y se realiza un bosquejo de la planta con mayor abertura donde se identifique el área.

Paso 7

Inspección de irregularidades en planta: en esta sección se rellenará el recuadro correspondiente a las irregularidades observadas en las plantas de la edificación y se relacionará con las irregularidades ilustradas en la planilla, especificadas en la etapa 3 de la metodología. Existen 3 recuadros identificados con las letras P, I y M, las cuales se refieren a la reincidencia de la irregularidad Poca, Intermedia o Mucha.

Paso 8

Fotografía y plano vertical de la edificación: en esta etapa se incorpora a la planilla la fotografía tomada en el momento de reconocimiento del lugar a evaluar y, basado en la documentación de la edificación, se coloca un plano de elevación de la estructura.

Paso 9

Inspección de irregularidades en elevación: en esta sección se rellenará el recuadro correspondiente a las irregularidades verticales observadas en cada piso de la edificación y se relacionará con las ilustraciones presentes en la planilla, especificadas en la etapa 3 de la metodología. Existen 3 recuadros identificados con las letras P, I y M, las cuales se refieren a la reincidencia de la irregularidad: Poca, Intermedia o Mucha.

Paso 10

Revisar el no cumplimiento de los parámetros mínimos sismorresistente: en esta sección se rellenará el recuadro correspondiente al no cumplimiento de los requisitos mínimos sismorresistente en cada piso de la edificación y se relacionará con las ilustraciones presentes en la planilla, especificadas en la etapa 3 de la metodología. Existen 3 recuadros identificados con las letras P, I y M, las cuales se refieren a la reincidencia de la irregularidad: Poca, Intermedia o Mucha.

Paso 11

Aplicación de modificadores: En esta etapa se asignan puntajes modificadores de acuerdo a los datos recolectados en los pasos previos, de acuerdo al grado de incidencia que estos tengan en la vulnerabilidad de la edificación.

Paso 12

Obtención del valor de puntuación final (P), comparación de resultados y diagnóstico. Para obtener el valor de la puntuación final (P) es necesario sumar de forma algebraica los valores modificadores y luego sumar el valor obtenido al valor base inicial correspondiente a cada nivel de riesgo. El valor de la puntuación final (P) se comparará con un puntaje de aceptación, dependiendo de la desviación que ambos valores tengan, se dará un diagnóstico, en el cual, se considerará la edificación como segura o se propondrá una evaluación más exhaustiva, para realizar una comparación de costos entre un reforzamiento o la demolición total de la estructura.

3.4. ETAPA IV

La cuarta etapa consiste en aplicar el análisis cuantitativo del Método Estático Equivalente para determinar las Fuerzas Laterales aplicadas a los centros de masa de cada nivel y a través de estas, determinar los cortantes de piso por traslación.

Para la aplicación del Método Estático Equivalente la Estructura debe ser regular en planta y elevación, con un máximo de 10 niveles o 30 metros de altura. Adicionalmente, se necesita la ubicación geográfica del edificio, detalles de las plantas y elevación de la estructura, el uso de la edificación, los materiales y esfuerzos admisibles de los mismos, el tipo y la distribución de cargas permanentes y accidentales, las características del suelo de fundación.

3.4.1. Determinación de Peso Sísmico W_i

Hallar el peso sísmico W_i de cada piso como la suma de la carga permanente y la carga viva afectada del factor de reducción correspondiente del capítulo 7 de la Norma Venezolana COVENIN 1756. El peso total de la edificación por encima del nivel base será.

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde N es el número de Niveles

3.4.2. Determinación de Coeficiente de Aceleración Horizontal A_0

Determinar la zona sísmica en el mapa de zonificación sísmica propuesto en el capítulo 4 de la Norma COVENIN 1756.

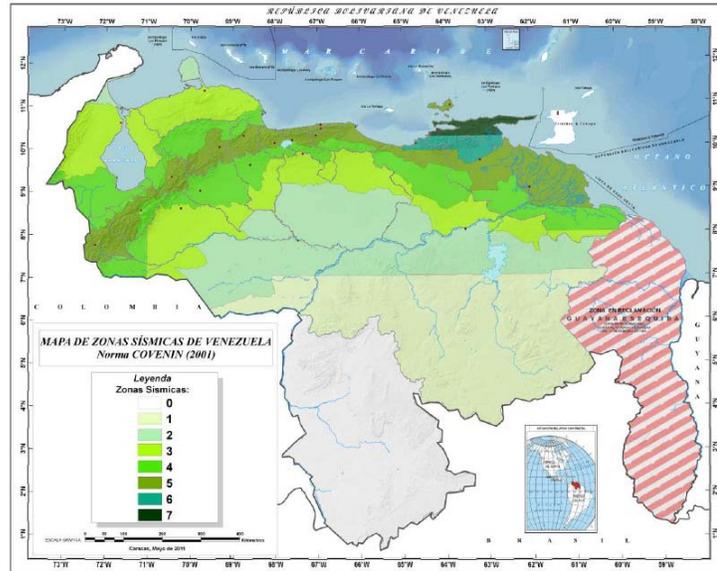


Figura 3.24. Zonificación Sísmica en Venezuela

Fuente: FUNVISIS

Con la ubicación de la zona se hallará el valor del coeficiente de aceleración horizontal A_0 propuesto en la tabla de dicho capítulo.

Tabla 3.0. Valores de A_0

ZONAS SISMICAS	PELIGRO SISMICO	A_0
7	Elevado	0.4
6		0.35
5		0.3
4	Intermedio	0.25
3		0.2
2	Bajo	0.15
1		0.1
0		--

3.4.3. Determinación de Factor de Importancia α , Nivel de Diseño ND y Tipo de Estructura

Según el uso de la Edificación se determina el grupo y se halla el valor α de factor de importancia del capítulo 6 de la misma norma sismorresistente anteriormente nombrada.

Tabla 3.1. Factor de Importancia

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Una vez obtenido el tipo de zonificación y el grupo según el uso de la edificación se determina el Nivel de Diseño como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.2. Niveles de Diseño ND

GRUPO	ZONA SISMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A: B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2(*) ND3	ND3 ND2(**)

(*) Valido para Edificaciones de hasta 10 pisos ó 30 m de altura

(**) Valido para Edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura

Una vez determinado el valor de α y el Nivel de Diseño (ND) de la Edificación se procede a determinar el Tipo de Estructura como se estipula en el capítulo 6.3 de la Norma COVENIN 1756. Para este trabajo de grado únicamente se trabajará con Estructuras Tipo I que presentan las siguientes características:

Son aquellas Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos (Edificaciones Aporticadas). Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

Sabiendo que la estructura es Tipo I, se procede a determinar el factor de Reducción de Respuesta R de la edificación como se muestra en el artículo 6.4 de la norma COVENIN 1756.

Tabla 3.3. Factor de Reducción de Respuesta R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.00	5.00	4.50	5.00	2.00
ND2	4.00	3.50	3.00	3.50	1.50
ND1	2.00	1.75	1.50	2.00	1.25

3.4.4. Determinación de Forma Espectral S, Factor de Corrección ϕ , Valores T^* , β , P y T^+

Ahora se procede a clasificar el terreno de fundación según el perfil del subsuelo y determinar la forma espectral (S1 a S4) y su correspondiente factor de corrección (ϕ) para el coeficiente de aceleración horizontal (A_0). En la tabla 3.4, se muestra los valores de velocidad de ondas de corte del suelo, la profundidad H en metros y la zonificación que serán los valores de entrada para la determinación de S y ϕ .

Tabla 3.4. Forma Espectral (S) y Factor de Corrección (ϕ)

Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Zona sísmica 1 y 4		Zona sísmica 5 y 7	
			Forma espectral	ϕ	Forma espectral	ϕ
Roca sana / fracturada	> 500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0.85	S1	1.00
		30 - 50	S2	0.80	S2	0.90
		> 50	S3	0.70	S2	0.90
Suelo duros o densos	250 - 400	< 15	S1	0.80	S1	1.00
		15 - 50	S2	0.80	S2	0.90
		> 50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes / medios densos	170 - 250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		> 50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos / sueltos	< 170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		> 15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S2 ^(c)	0.65	S2	0.7

(a) Si $A_o \leq 0.15$, úsese S4

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

(c) Si $H_1 \geq 0,25 H$ y $A_o \leq 0,20$ úsese S4

Una vez conocido la forma espectral y el factor de corrección (ϕ) se procede a determinar los siguientes valores.

Tabla 3.5. Valores de T^* , β y p

Forma Espectral	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Donde:

T* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, es decir es el periodo del suelo en segundos.

β= Factor de magnificación promedio

P= Exponente que define la rama descendente del espectro

Tabla 3.6. Valores de T⁺ ⁽¹⁾

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

⁽¹⁾ T₀ ≤ T⁺

T₀ = 0.25T* Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

3.4.5. Determinación de Periodo Fundamental T y el Periodo Estimado T_a

Ahora se procede hallar el periodo fundamental de la Edificación como lo establece la sección 9.3.2 de la Norma COVENIN 1756 como se muestra en la siguiente expresión.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i \cdot \delta_{ei}^2}{g \cdot \sum_{i=1}^N Q_i \delta_{ei}}} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

Q_i= Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio y dada por:

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

W = Peso total de la edificación.

W_i= Peso del nivel i.

h_i= Altura del nivel medida desde la base.

δ_{ei} = Desplazamiento elástico lateral del nivel i, bajo la acción de las cargas laterales Q_i .

N = Número de niveles de la edificación.

g = Aceleración de la gravedad.

Para determinar el desplazamiento lateral δ_{ei} de cada nivel se aplica la siguiente expresión

$$\delta_{ei} = \frac{V_i}{K_{\text{piso}}} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde

V_i = La fuerza cortante generada por la fuerza lateral Q_i

K_{piso} = Rigidez de piso en la dirección de análisis, es la suma de las rigideces de pórtico en dicha dirección de análisis en el piso de estudio.

$$K_{\text{piso}} = \sum R_{ij} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

R_{ij} = Es la rigidez del pórtico j en el nivel i

Para este trabajo de grado se utilizarán las formulas de Wilbur para determinar la rigidez lateral (R_{ij}) de los pórticos en diferentes pisos mostradas a continuación.

CASO 1. Pórticos del piso bajo, con columnas articuladas en su base.

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left(\frac{8h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{2h_1+h_2}{\sum K_{v1}} \right)} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde $K_c = \frac{I_c}{h_1}$ y $K_v = \frac{I_v}{L_v}$

I_c Es el momento de inercia de la columna de altura h_1 y I_v es el de viga con longitud L_v

CASO 2. Pórticos del piso bajo, con columnas empotradas en su base.

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left(\frac{4h_1}{\Sigma K_{c1}} + \frac{h_1+h_2}{\Sigma K_{v1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} \right)} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

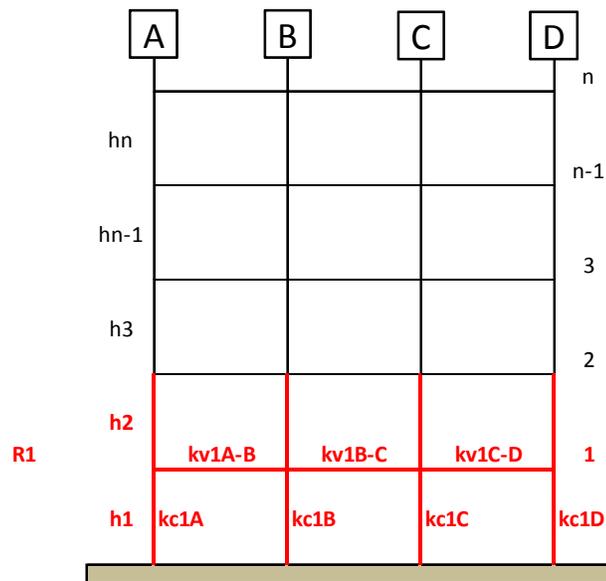


Figura 3.25. Rigidez de pórtico del primer piso CASO 2
Fuente: Elaboración propia

CASO 3. Pórticos del segundo piso, para columnas en planta baja empotradas en su base

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_1+h_2}{\Sigma K_{v1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} + \frac{h_2+h_3}{\Sigma K_{v2}} \right)} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

CASO 4. Pórticos del segundo piso, para columnas en planta baja articuladas en su base

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_2+h_3}{\Sigma K_{v2}} + \frac{2h_1+h_2}{\Sigma K_{v1}} \right)} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

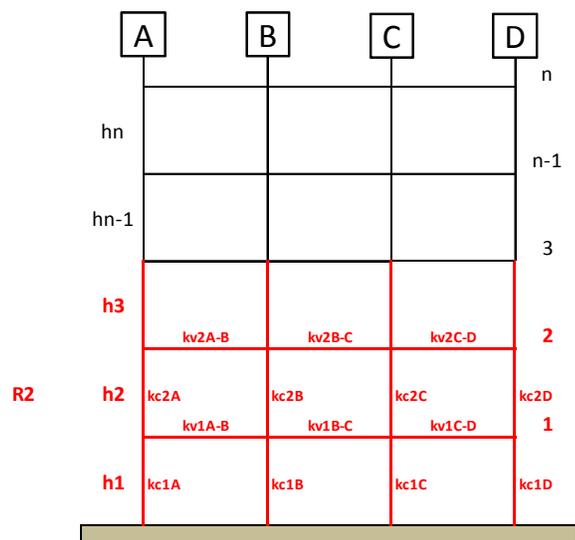


Figura 3.26. Rigidez de pórtico del segundo piso CASO 3

Fuente: Elaboración propia

CASO 5. Pórticos de un piso intermedio genérico i.

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left(\frac{4h_i}{\Sigma K_{ci}} + \frac{(h_i-1)+h_i}{\Sigma K_{vi-1}} + \frac{h_i+(h_i+1)}{\Sigma K_{vi}} \right)} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

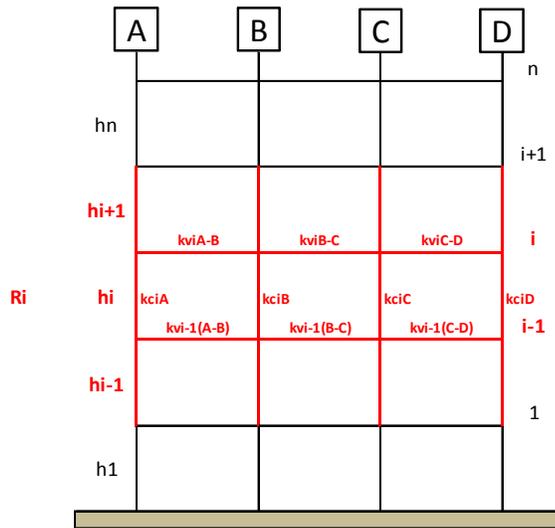


Figura 3.27. Rigidez de pórtico de cualquier piso CASO 5

Fuente: Elaboración propia

Una vez calculado el periodo fundamental de la edificación se procede a determinar el periodo estimado (T_a) como se muestra la sección 3.2.2 del capítulo 9 la norma sismorresistente. Existen 2 ecuaciones para calcular dicho periodo estimado, una es para edificaciones Tipo I y la otra es para el resto de Edificaciones Tipo II, III y IV. Para este trabajo de grado se utilizará la ecuación para Tipo I.

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad \text{(Ec. 3.11)}$$

$C_t = 0.07$ para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.

$C_t = 0.08$ para edificios de acero.

h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

3.4.6. Determinación de Ordenada Espectral de diseño Ad

Una vez conocido el periodo de la edificación (T) se procede a realizar el grafico de la función espectral del suelo para determinar la ordenada del espectro de diseño (Ad) expresada en función de la gravedad (m/seg²). A continuación se muestran las funciones espectrales principales, cuando el factor de reducción de respuesta es 1, y cuando el factor de reducción es mayor a 1.

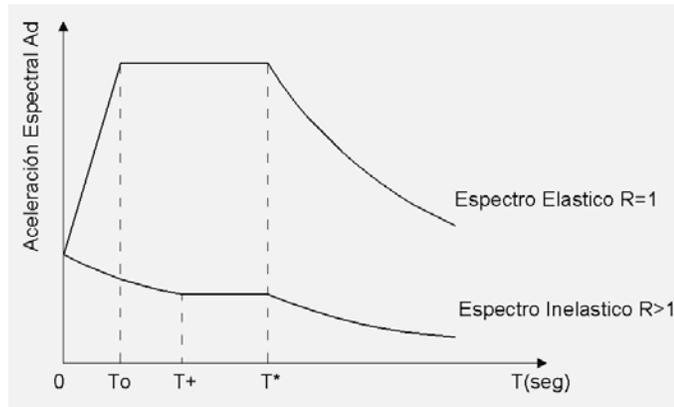


Figura 3.28. Forma Espectral Tipificada para Perfiles de Suelo

Fuente: COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes

Para realizar dicho grafico se emplearán las siguientes ecuaciones, como se muestra en el artículo 7.2 de la norma sismorresistente COVENIN 1756

$$T < T_+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_0 \left(1 + \frac{T}{T_+} \cdot (\beta - 1) \right)}{1 + \left(\frac{T}{T_+} \right)^c (R - 1)} \quad \text{(Ec. 3.12)}$$

$$T_+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_0}{R} \quad \text{(Ec. 3.13)}$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad \text{(Ec. 3.14)}$$

Dónde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α = Factor de importancia

A_0 = Coeficiente de aceleración horizontal

φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal

β = Factor de magnificación promedio

$T_0 = 0.25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante

$T^+ \geq T_0$ Período característico de variación de respuesta dúctil (seg)

$$c = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}}$$

A continuación se mostrará cómo se determina la ordenada espectral a partir del periodo fundamental T , luego de haber realizado función espectral de diseño.

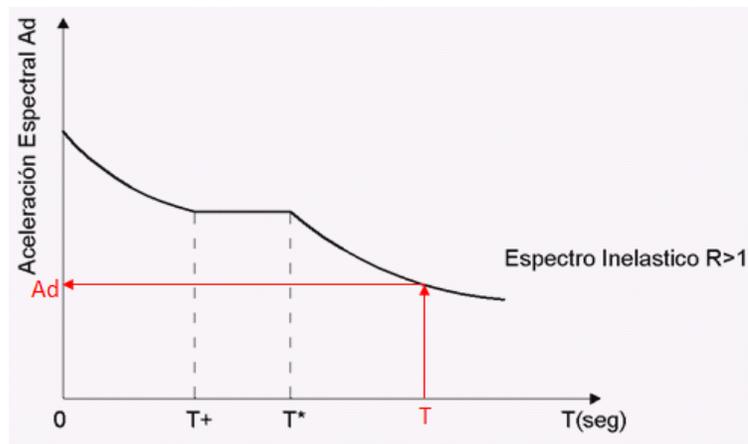


Figura 3.29. Ubicación de A_d a partir del Periodo Fundamental T

Fuente: COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes

3.4.7. Determinación de la Cortante Basal V_o

La fuerza cortante basal V_o , en cada dirección de análisis, se determinará de acuerdo con la expresión:

$$V_o = \mu A_d W \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, para el período T .

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ = El mayor de las siguientes expresiones.

$$\mu = 1.4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right) \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Donde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período.

El valor V_o debe ser mayor o igual que el coeficiente sísmico mínimo $\frac{\alpha A_o W}{R}$,

en caso de no cumplirse se adoptara el valor del coeficiente sísmico $\frac{\alpha A_o W}{R}$.

3.4.8. Distribución Vertical de las Fuerzas de Diseño debido a los Efectos Traslacionales.

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán al distribuir verticalmente la fuerza cortante basal V_o , determinada en el paso anterior, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_0 = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad \text{(Ec. 3.18)}$$

Donde:

F_t = Fuerza lateral concentrada en el nivel N calculada de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02\right) V_0 \quad \text{(Ec. 3.19)}$$

Dicha fuerza lateral debe acotarse entre los siguientes límites, en caso de no cumplirse se adoptará el valor al límite más cercano.

$$0.04V_0 \leq F_t \leq 0.10V_0 \quad \text{(Ec. 3.20)}$$

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i, calculada según la siguiente fórmula.

$$F_i = (V_0 - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad \text{(Ec. 3.21)}$$

W_j = Peso del nivel j de la edificación.

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.

Las fuerzas F_i y F_t se aplicarán en los centros de masas del respectivo nivel, y solamente producen efectos traslacionales. A continuación se mostrará una representación de la ecuación.

Es importante resaltar que las Fuerzas laterales F_i , corresponden al primer modo de vibración, suponiendo una distribución lineal de aceleraciones y despreciando los modos superiores. La distribución triangular de fuerzas resultantes (ver Fig.3.30), se acepta solo en estructuras

regulares con uniformidad de masa y rigideces. A continuación se mostrará dicha distribución a partir de la fuerza cortante basal V_0 .

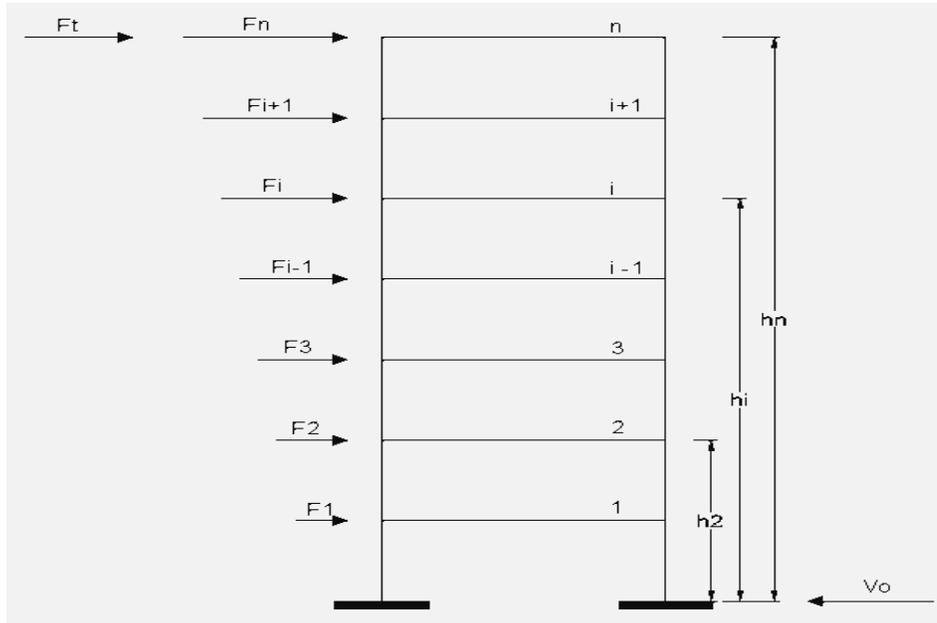


Figura 3.30. Ubicación de Fuerzas Laterales por Nivel

Fuente: Elaboración propia

Observación: la fuerza lateral del último nivel será la suma de la fuerza Tople F_t y la fuerza correspondiente a dicho nivel F_n .

3.5. ETAPA V

La quinta etapa consiste en aplicar el Método Torsional Estático Equivalente para determinar los momentos Torsores productos de las Cortantes por traslación obtenidas del Método Estático Equivalente, y a través de estos momentos, determinar las cortantes por torsión.

En cada nivel y en cada dirección se incorporarán los efectos de los momentos torsores indicados, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez. Para cada miembro resistente se seleccionarán las sollicitaciones más desfavorables derivadas de las combinaciones de fuerza cortante y los distintos momentos torsores indicados.

3.5.1. Determinación de Coordenadas de Centro de masa CM

Las coordenadas del centro de masa, con relación a un sistema de ejes iniciales, se pueden obtener tomando en cuenta los pesos de los entrepisos en el nivel que se analiza.

$$x_{CM} = \frac{\sum W_j x_j}{W_i} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

$$y_{CM} = \frac{\sum W_j y_j}{W_i} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

Donde W_j es el peso inicial de las losas o placas de entrepiso y demás elementos tales como escaleras, maquinarias pesadas, etc. más las cargas móviles correspondientes.

x_j y y_j son las distancias del centro masa de estos pesos parciales W_j a los ejes coordenados mencionados.

W_i es el peso total efectivo del nivel i que se analiza.

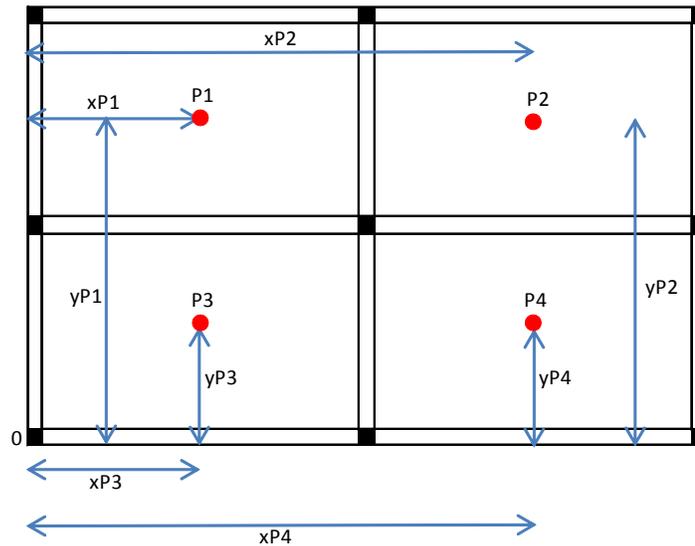


Figura 3.31. Determinación del centro de masa de un nivel

Fuente: Elaboración propia

$$X_{CM} = \frac{P1 \cdot xP1 + P2 \cdot xP2 + P3 \cdot xP3 + P4 \cdot xP4}{P1 + P2 + P3 + P4} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

De igual forma se calculará la ordenada del centro de masa del nivel

3.5.2. Determinación de Coordenadas de Centro de Cortantes CC

Es importante resaltar que el centro de cortantes es el punto de intersección de las líneas de acción de las fuerzas cortantes que actúan según las direcciones X e Y respectivamente. En cada entrepiso se debe definir la posición del centro de cortantes, cuyas coordenadas para el nivel i genérico son:

$$x_{CC} = \frac{\sum F_{iy} x_{CM}}{V_{iy}} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

$$y_{CC} = \frac{\sum F_{ix} y_{CM}}{V_{ix}} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

F_i = son las fuerzas laterales en el nivel i que se obtienen sumando vectorialmente las fuerzas de piso aplicadas en los niveles por encima del entrepiso considerado. V_i es la cortante que actúa en dicho nivel en la dirección de análisis.

x_{CM} y y_{CM} son las coordenadas respectivas del centro de masa en el nivel i .

Observación: Cuando los centros de masa de todos los pisos se encuentran en un mismo eje vertical, los centros de cortantes coinciden con los centros de masa.

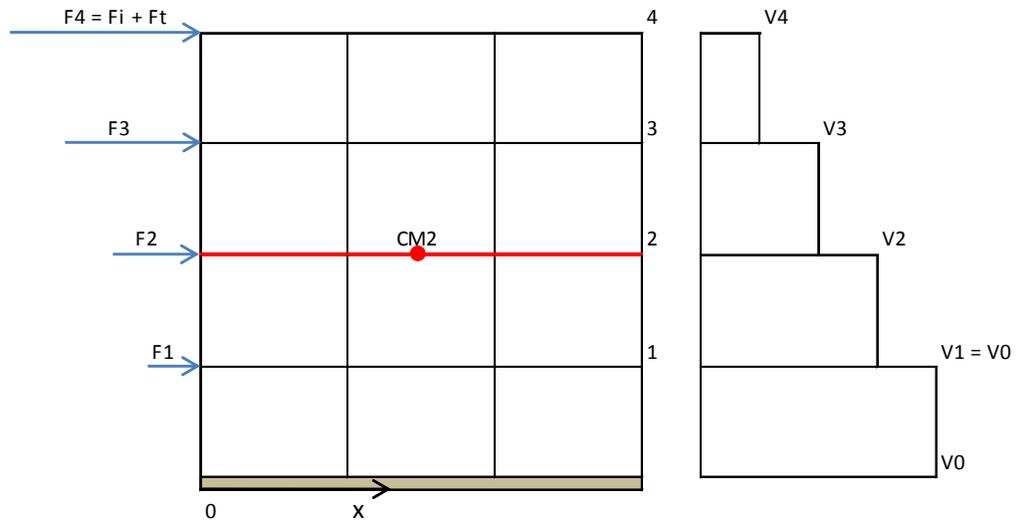


Figura 3.32. Determinación del centro de cortantes de un nivel vista frontal

Fuente: Elaboración propia

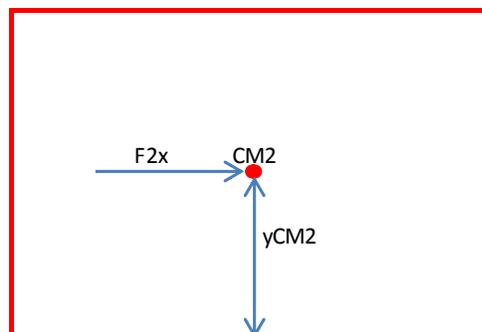


Figura 3.33. Determinación del centro de cortantes de un nivel vista planta

Fuente: Elaboración propia

$$y_{CC2} = \frac{F4x \cdot y_{CM4} + F3x \cdot y_{CM3} + F2x \cdot y_{CM2}}{V2} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

De igual forma se calculará las demás coordenadas de centros de cortantes del resto de los niveles en sus distintas direcciones de análisis.

3.5.3. Determinación de Centro de Torsión CT y Excentricidades e_x y e_y

El centro de torsión, también llamado centro de rigidez de un determinado nivel, es el punto donde al aplicar la fuerza de corte horizontal correspondiente, el piso solo se traslada horizontalmente, sin rotar con respecto al nivel inferior.

Conocidas las coordenadas del centro de cortantes en cada nivel, se deben hallar las coordenadas del centro de torsión de cada nivel, para poder determinar las excentricidades e_x y e_y en cada dirección de análisis. Las coordenadas del centro de torsión se obtienen de la siguiente manera.

$$x_{CT} = \frac{\sum R_{iy} \cdot x_i}{\sum R_{iy}} \quad (\text{Ec. 3.27}) \quad y_{CT} = \frac{\sum R_{ix} \cdot y_i}{\sum R_{ix}} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

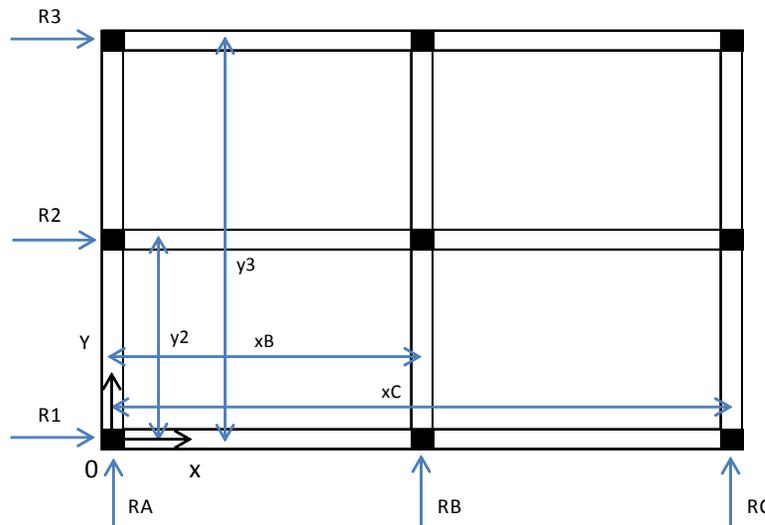


Figura 3.34. Determinación del centro de torsión

Fuente: Elaboración propia

$$x_{CT} = \frac{R_B x_B + R_C x_C}{R_A + R_B + R_C} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

$$y_{CT} = \frac{R_2 y_2 + R_3 y_3}{R_1 + R_2 + R_3} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Una vez determinado el centro de torsión o de rigidez del nivel considerado, se podrá hallar las excentricidades estáticas con respecto al centro de cortantes de la manera siguiente.

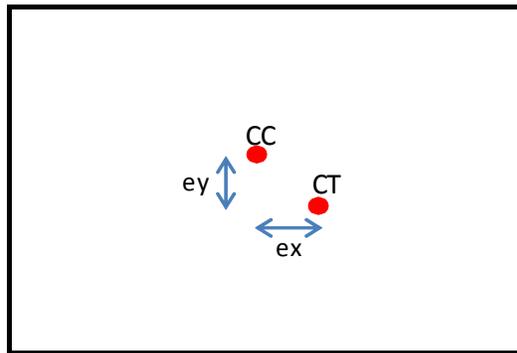


Figura 3.35. Determinación de excentricidades en ambas direcciones

Fuente: Elaboración propia

3.5.4. Determinación de Radio de Giro Torsional r_{tx} y r_{ty}

Para la determinación de radio de giro torsional en ambas direcciones de análisis del nivel considerado, se usarán las siguientes ecuaciones.

$$r_{tx} = \sqrt{\frac{R_t^{CC}}{R_x}} \quad (\text{Ec. 3.29})$$

$$r_{ty} = \sqrt{\frac{R_t^{CC}}{R_y}} \quad (\text{Ec. 3.30})$$

Donde: R_t^{CC} es la rigidez torsional de la planta analizada, con respecto al centro de corte del nivel analizado.

R_x y R_y son las rigideces laterales o traslacionales de cada nivel analizado, tomando en cuenta la totalidad de los pórticos (o pantallas) en cada dirección.

El valor de R_t^{CC} puede obtenerse a través de la rigidez torsional R_t^{CT} referida al centro de torsión o rigidez con la siguiente expresión.

$$R_t^{CC} = R_t^{CT} + R_x (e_y)^2 + R_y (e_x)^2 \quad \text{(Ec. 3.31)}$$

Donde R_t^{CT} es la rigidez de torsión ó también conocida como constante de rotación K_Θ con respecto al punto CR, e_x y e_y son las excentricidades estáticas, según las direcciones ortogonales x e y .

$$R_t^{CT} = \sum R_{px} \cdot y't^2 + \sum R_{py} \cdot x't^2 \quad \text{(Ec. 3.32)}$$

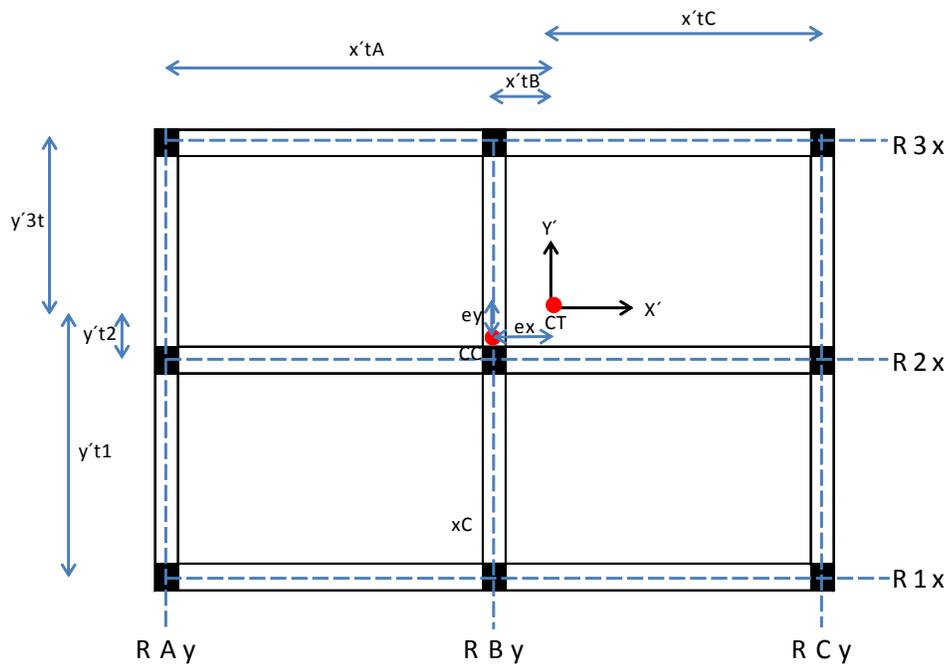


Figura 3.36. Determinación de la Constante de Rotación K_Θ

Fuente: Elaboración propia

$$Rt^{CT} = K_{\Theta} = R_{1x} \cdot (y't1)^2 + R_{2x} \cdot (y't2)^2 + R_{3x} \cdot (y't3)^2 + R_{AY} \cdot (x'tA)^2 + R_{BY} \cdot (x'tB)^2 + R_{CY} \cdot (x'tC)^2 \quad \text{(Ec. 3.32)}$$

$$Rt^{CC} = Rt^{CT} + (R_{1x} + R_{2x} + R_{3x})(e_y)^2 + (R_{AY} + R_{BY} + R_{CY})(e_x)^2 \quad \text{(Ec. 3.31)}$$

3.5.5. Determinación de Radio de Giro Inercial (r)

El radio de giro inercial se obtiene mediante la siguiente expresión.

$$r = \sqrt{\frac{J^{CC}}{m}} \quad \text{(Ec. 3.33)}$$

Donde:

J^{CC} es el momento polar de inercia de las masas en una planta, referido al centro de corte respectivo.

m = es la masa del piso de análisis

El momento polar de inercia J^{CM} referido al centro de masas de una placa rectangular de lados B_x y B_y con distribución uniforme de masas y masa total m , se obtiene:

$$J^{CM} = \frac{m}{12} \cdot (B_x^2 + B_y^2) \quad \text{(Ec. 3.34)}$$

El momento polar de inercia referido a otro punto del plano, por ejemplo el centro de corte CC se obtiene aplicando el teorema de Steiner de ejes paralelos, al caso de los momentos polares de inercia mediante la siguiente expresión

$$J^{CC} = J^{CM} + m(s)^2 \quad (\text{Ec. 3.35})$$

NOTA: cuando el centro de masa coincide con el centro de corte de un nivel, el radio de giro inercial queda de la siguiente manera.

$$r = \sqrt{\frac{B_x^2 + B_y^2}{12}} \quad (\text{Ec. 3.36})$$

3.5.6. Determinación de Factores de Amplificación T

Los factores de amplificación se deben calcular para cada piso y para cada dirección de análisis, y dependen de la distribución de las rigideces laterales del edificio. Los valores de T y T' son factores que modifican el valor de la excentricidad estática e_i en cada dirección, y se obtienen de la siguiente manera.

$$T = 1 + [4 - 16 \varepsilon] \Omega \quad \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \quad (\text{Ec. 3.37})$$

$$T = 1 + [4 - 16 \varepsilon (2 - \Omega)](2 - \Omega)^4 \quad \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \quad (\text{Ec. 3.38})$$

$$T = 1 \quad \text{para } 2 \leq \Omega \quad (\text{Ec. 3.39})$$

$$T' = 6(\Omega - 1) - 0.6 \quad \text{pero acotando } -1 \leq T' \leq 1 \quad (\text{Ec. 3.40})$$

Para Sismo en x (T_x) se usará Ω_x y ε_y , y para Sismo en y (T_y) se usará Ω_y y ε_x

Donde:

ε = Valor representativo del cociente e / r , no mayor que 0.2.

Ω = Valor representativo del cociente rt / r , no menor que 0.5.

e = Valor representativo de las excentricidades entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante de las plantas de la edificación, en la dirección analizada.

r = Valor representativo del radio de giro inercial de las plantas de la edificación.

r_t = Valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de las plantas de la edificación, en la dirección considerada.

Observación: Cuando los valores Ω y \mathcal{E} exceden, es necesario realizar un análisis dinámico espacial. La ecuación (3.37) indica la condición de una planta torsionalmente flexible, y si resulta $\Omega \leq 0.5$ la planta es excesivamente flexible y las amplificaciones de los desplazamientos pueden alcanzar grandes magnitudes, por lo cual la estructura se clasifica con alto riesgo torsional.

Si los valores Ω ó de \mathcal{E} no varían notoriamente para los diferentes pisos de la edificación, sus respectivos promedios pueden tomarse como valores representativos de Ω y \mathcal{E} . Pero si los valores son muy diferentes entre las distintas plantas, se exige la aplicación del Método Dinámico Espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.

3.5.7. Determinación de Momentos Torsores M_t

Una vez determinado los factores de amplificación, se procede a determinar los momentos torsores de la edificación por cada nivel de análisis en ambas direcciones de análisis.

$$M_{ti} = V_i(T \cdot e_i + 0.06B_i) \quad \text{(Ec. 3.41)}$$

$$M_{ti} = V_i(T' \cdot e_i - 0.06B_i) \quad \text{(Ec. 3.42)}$$

Para sismo en X:

$$M_{t_1x_i} = V_x(T_x e_{yi} + 0.06B_{yi})$$

$$M_{t_2x_i} = V_x(T'_x e_{yi} - 0.06B_{yi})$$

Para sismo en Y:

$$M_{t_1y_i} = V_y(T_y e_{xi} + 0.06B_{xi})$$

$$M_{t_2y_i} = V_y(T'_y e_{xi} - 0.06B_{xi})$$

Donde:

V_i = Fuerza cortante de diseño en el nivel i para la dirección analizada.

e_i = Excentricidad estática en el nivel i , entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada, se tomará siempre positiva en dichas ecuaciones.

B_i = Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada.

T = Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección considerada.

T' = Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.

Las ecuaciones (3.41) y (3.42) permiten calcular los momentos torsores en función de dos tipos de excentricidad en cada dirección de análisis:

- a) Excentricidad Estática e_i , que es la distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez o torsión de cada nivel. Esta excentricidad, magnificada por los factores $\#$, depende de la distribución de las rigideces en el sistema, y de la ubicación de las masas.

b) Excentricidad Accidental $0.06B_i$, la cual toma en cuenta pequeñas variaciones en la posición calculada del centro de masa y el centro de torsión, y también la posibilidad de torsiones generadas por movimientos rotacionales de la base de la edificación.

En todos los casos, el signo de la excentricidad estática e_i y del ancho B_i de la planta del edificio, es el mismo, de modo de obtener los momentos torsores más desfavorables para el diseño. Los momentos torsores producen en el sistema fuerzas cortantes por torsión, que deben ser sumadas vectorialmente a las fuerzas cortantes por traslación.

3.6. ETAPA VI

La sexta etapa consiste en calcular los desplazamientos para cada pódico que conforma la estructura por efecto de las cortantes dadas por traslación y las cortantes de torsión, y determinar las derivas inelásticas para así poder compararlas con las máximas dadas según el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1756 y concluir si la estructura es susceptible a sufrir daños por deformaciones de la estructura.

Para determinar los desplazamientos elásticos, es necesario conocer las cortantes de piso por traslación más el efecto torsional y luego con estas cortantes se hallan sus desplazamientos a través de la (Ec. 3.4).

Las cortantes por traslación se obtienen a partir de la distribución de fuerzas laterales a partir del corte basal por cada dirección de análisis como se muestra en el artículo 3.4.8.

Las cortantes por torsión provienen de las mismas cortantes traslacionales y se obtienen a partir de la distribución de los momentos torsores de las ecuaciones 3.41 y 3.42. Dichos momentos torsores producen dos tipos de cortes, estos son cortes directos y cortes indirectos.

Corte directo por torsión:

$$V^T_{ix} = M_{tix} \left(\frac{R_{ix} \cdot y'_{it}}{K_{\Theta}} \right) \quad \text{(Ec. 3.43)}$$

$$V^T_{iy} = M_{tiy} \left(\frac{R_{iy} \cdot x'_{it}}{K_{\Theta}} \right) \quad \text{(Ec. 3.44)}$$

Corte indirecto por torsión:

$$V^T_{ix} = M_{tiy} \left(\frac{R_{ix} \cdot y'_{it}}{K_{\Theta}} \right) \quad \text{(Ec. 3.43.b)}$$

$$V^T_{iy} = M_{tix} \left(\frac{R_{iy} \cdot x'_{it}}{K_{\Theta}} \right) \quad \text{(Ec. 3.44.b)}$$

Donde:

M_{tiy} y M_{tix} momentos torsores de las (Ec. 3.41) y (Ec. 3.42).

K_{Θ} = Es la constante de torsión de la (Ec. 3.32).

R_{ix} = Rigidez de piso del pórtico i en dirección x.

R_{iy} = Rigidez de piso del pórtico i en dirección y.

y'_{it} = Distancia del pórtico i hasta el centro de torsión.

x'_{it} = Distancia del pórtico i hasta el centro de torsión.

Los cortes indirectos por torsión no son necesarios para la superposición de fuerzas, es decir la cortante total por traslación más torsión

será la suma de la cortante por traslación aplicada al centro de corte más los cortes directos por torsión de las ecuaciones 3.43 y 3.44.

Una vez obtenidas las cortantes por traslación más torsión, se prosigue a determinar los desplazamientos relativos elásticos a través de la ec. 3.4.

$$\delta_{ei} = \frac{V_i}{K_{\text{piso}}}$$

Dónde V_i será la cortante total por traslación más torsión y K_{piso} es la rigidez de piso, ambas en sus direcciones correspondientes.

Para hallar los desplazamientos elásticos (Δ_{ei}), es necesario sumar los desplazamientos relativos de cada nivel desde el primer nivel.

Obtenidos los desplazamientos elásticos Δ_{ei} de cada nivel y en cada dirección de análisis, los mismos serán modificados como lo estipula el capítulo 10 de la norma sismorresistente COVENIN 1756:2001, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_i = 0.8R \Delta_{ei} \quad \text{(Ec. 3.45)}$$

Donde:

R = Factor de reducción de Respuesta obtenido en el artículo 3.4.3.

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

Se denomina deriva inelástica δ_i , a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = (\Delta_i - \Delta_{i-1}) \quad \text{(Ec. 3.46)}$$

Una vez obtenidas las derivas inelásticas se prosigue a hallar el valor θ mediante la Ec. 3.47, dicho valor se comprobará si cumple con los valores límites de la tabla 3.7.

$$\theta = \frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad \text{(Ec. 3.47)}$$

Tabla 3.7. Valores Límites de θ

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.02	0.024

CAPITULO IV

ANALISIS Y RESULTADOS

El siguiente capítulo consiste en analizar una edificación Aporticada Tipo I, a base de concreto armado de carácter regular con una altura no mayor de 30 metros en una zona de alta sismicidad, aplicando la metodología expuesta en el capítulo III.

Para este trabajo de grado se optó como Edificación de estudio, el Hospital “Dr. Adolfo Prince Lara” ubicado en la ciudad de Puerto Cabello Edo. Carabobo. Dicho hospital está compuesto por una serie de módulos con distintos usos. En este Trabajo, se estudiará el modulo 3 de Hospitalización y Pediatría, ya que el mismo posee características geométricas aceptables para la aplicación de los análisis propuestos.



Figura 4.0. Modulo 3 del Hospital “Dr Prince Lara” Edo. Carabobo

Fuente: Google Earth

En cuanto a las características estructurales y geométricas, en forma general la edificación está conformada por pórticos prefabricados en una dirección y en la otra por losas prefabricadas pretensadas. Dicha estructura, posee tres niveles, el primer nivel a 1.70 metros y el segundo nivel a 4.80

metros, destinados a hospitalización y pediatría, y el tercero a 7.90 metros es el nivel techo sin acceso. A diferencia de otras edificaciones regulares comunes, ésta posee 8 pórticos en su dirección más corta y en la otra dirección solo posee 2 pórticos, lo que la convierte en una edificación estructuralmente interesante.

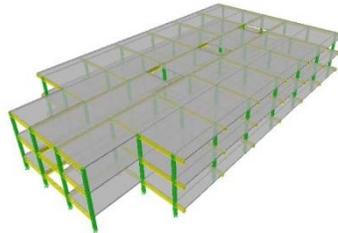


Figura 4.1. Modelo Estructural de la Edificación

Fuente: Elaboración Propia

4.1. ETAPA I

4.1.1. Irregularidades Verticales

4.1.1. 1. Entrepiso Blando

La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. Para el cálculo de las rigideces de los entrepisos se empleará el método de Wilbur

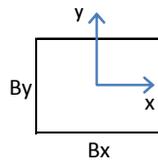


Tabla 4.0. Inercias de Miembros Estructurales

Elemento	Bx (m)	By (m)	Icx (m ⁴)	Icy (m ⁴)	Iv (m ⁴)
C-25x30	0.25	0.30	0.0006	0.0004	
V-25x45	0.25	0.45			0.0019
V-25x50	0.25	0.50			0.0026

_Pórticos en dirección x

- *Pórtico A*

Tabla 4.1. Rigideces en Vigas para el Pórtico A

Nivel + 7.90				
Longitudes	4.4	4.8	4.4	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00043	0.00040	0.00043	0.00126
Nivel + 4.80				
Longitudes	4.4	4.8	4.4	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00059	0.00054	0.00059	0.00173
Nivel + 1.70				
Longitudes	4.4	4.8	4.4	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00059	0.00054	0.00059	0.00173

Tabla 4.2. Rigideces en Columnas para el Pórtico A

Nivel + 7.90		
Long Colum	3.1	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	4	0.00073
Nivel + 4.80		
Long Colum	3.1	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	4	0.00073
Nivel + 1.70		
Long Colum	1.7	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	4	0.00132

Tabla 4.3. Rigidez de Piso del Pórtico A, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm²

Nivel	E (ton/m ²)	h (m)	ΣKc	ΣKv	R_{Ay} (ton/cm)
3 (+7.90)	2526713.3	3.1	0.0007	0.0013	16.91
2 (+4.80)	2526713.3	3.1	0.0007	0.0017	16.80
1 (+1.70)	2526713.3	1.7	0.0013	0.0017	92.04

- *Pórtico B = C = D = E = G = F*

Tabla 4.4. Rigideces en Vigas para el Pórticos B = C = D = E = G = F

Nivel + 7.90								
Longitudes	1.3	4.8	4.4	4.8	4.4	4.8	1.3	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00146	0.00040	0.00043	0.00040	0.00043	0.00040	0.00146	0.00497
Nivel + 4.80								
Longitudes	1.3	4.8	4.4	4.8	4.4	4.8	1.3	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00200	0.00054	0.00059	0.00054	0.00059	0.00054	0.00200	0.00682
Nivel + 1.70								
Longitudes	1.3	4.8	4.4	4.8	4.4	4.8	1.3	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00200	0.00054	0.00059	0.00054	0.00059	0.00054	0.00200	0.00682

Tabla 4.5. Rigideces en Columnas para el Pórticos B = C = D = E = G = F

Nivel + 7.90		
Long Colum	3.1	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	6	0.00109
Nivel + 4.80		
Long Colum	3.1	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	6	0.00109
Nivel + 1.70		
Long Colum	1.7	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	6	0.00199

Tabla 4.6. Rigidez de Piso del Pórticos B = C = D = E = G = F, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm²

Nivel	E (ton/m ²)	h (m)	ΣKc	ΣKv	R_{BY} (ton/cm)
3 (+7.90)	2526713.3	3.1	0.0011	0.0046	29.97
2 (+4.80)	2526713.3	3.1	0.0011	0.0063	29.81
1 (+1.70)	2526713.3	1.7	0.0020	0.0063	171.07

- *Pórtico H*

Tabla 4.7. Rigideces en Vigas para los Pórtico H

Nivel + 7.90								
Longitudes	1.3	4.8	4.4	4.8	4.4	4.8	1.3	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00146	0.00040	0.00043	0.00040	0.00043	0.00040	0.00146	0.00497
Nivel + 4.80								
Longitudes	1.3	4.8	4.4	4.8	4.4	4.8	1.3	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00200	0.00054	0.00059	0.00054	0.00059	0.00054	0.00200	0.00682
Nivel + 1.70								
Longitudes	1.3	4.8	4.4	4.8	4.4	4.8	1.3	$\Sigma kv (m^3)$
Kvigas (m^3)	0.00200	0.00054	0.00059	0.00054	0.00059	0.00054	0.00200	0.00682

Tabla 4.8. Rigideces en Columnas para los Pórtico H

Nivel + 7.90		
Long Colum	3.1	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	6	0.00109
Nivel + 4.80		
Long Colum	3.1	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	6	0.00109
Nivel + 1.70		
Long Colum	1.7	$\Sigma kc (m^3)$
Nro colum.	6	0.00199

Tabla 4.9. Rigidez de Piso del Pórtico H, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm²

Nivel	E (ton/m ²)	h (m)	ΣKc	ΣKv	R_{HY} (ton/cm)
3 (+7.90)	2526713.3	3.1	0.0011	0.0050	30.27
2 (+4.80)	2526713.3	3.1	0.0011	0.0068	30.13
1 (+1.70)	2526713.3	1.7	0.0020	0.0068	173.47

Tabla 4.10. Rigideces de Piso en dirección y

Nivel	ΣR_{PY} (ton/cm)
3 (+7.90)	226.99
2 (+4.80)	225.80
1 (+1.70)	1291.91

_Pórticos en dirección x

- *Pórtico 3 = 4*

Tabla 4.11. Rigideces en Vigas para el Pórtico 3 = 4

Nivel + 7.90								
Longitudes	6.5	6.5	6.5	6.65	6.65	6.65	6.65	Σkv (m ³)
Kvigas (m ³)	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00202
Nivel + 4.80								
Longitudes	6.5	6.5	6.5	6.65	6.65	6.65	6.65	Σkv (m ³)
Kvigas (m ³)	0.00040	0.00040	0.00040	0.00039	0.00039	0.00039	0.00039	0.00277
Nivel + 1.70								
Longitudes	6.5	6.5	6.5	6.65	6.65	6.65	6.65	Σkv (m ³)
Kvigas (m ³)	0.00040	0.00040	0.00040	0.00039	0.00039	0.00039	0.00039	0.00277

Tabla 4.12. Rigideces en Columnas para el Pórtico 3 = 4

Nivel + 7.90		
Long Colum	3.1	Σkc (m ³)
Nro colum.	8	0.00101
Nivel + 4.80		
Long Colum	3.1	Σkc (m ³)
Nro colum.	8	0.00101
Nivel + 1.70		
Long Colum	1.7	Σkc (m ³)
Nro colum.	8	0.00184

Tabla 4.13. Rigidez de Piso del Pórtico 3 = 4, Considerando $f'c$ de 280 kgf/cm²

Nivel	E (ton/m ²)	h (m)	ΣKc	ΣKv	R_{3x} (ton/cm)
3 (+7.90)	2526713.3	3.1	0.0010	0.0020	24.34
2 (+4.80)	2526713.3	3.1	0.0010	0.0028	24.17
1 (+1.70)	2526713.3	1.7	0.0018	0.0028	133.55

Tabla 4.14. Rigideces de Piso en dirección x

Nivel	ΣR_{px} (ton/cm)
3 (+7.90)	48.67
2 (+4.80)	48.35
1 (+1.70)	267.09

En resumen, a continuación se presentan las rigideces de piso en cada dirección de análisis para cada nivel, en donde se puede apreciar claramente que la condición de irregularidad de entrepiso blando no se aplica.

Tabla 4.15. Rigideces de Piso, Verificación de Entrepiso Blando

Nivel	ΣR_{px} (ton/cm)	ΣR_{py} (ton/cm)	Obser. (x)	Obser. (y)
3 (+7.90)	48.67	226.99	N/A	N/A
2 (+4.80)	48.35	225.80	Regular	Regular
1 (+1.70)	267.09	1291.91	Regular	Regular

4.1.1. 2. Entrepiso débil

La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. Para la edificación en estudio, no se cuenta con la información necesaria para determinar dichas resistencias ya que las mismas dependen de las cuantías de acero en las columnas del sistema, lo que si se tiene, es que las columnas de todos los

niveles poseen las mismas dimensiones, cuyo dato se utilizará para suponer que existe este tipo de irregularidad de forma cualitativa, es decir se supondrá que la edificación posee entrepiso débil.

4.1.1.3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. A continuación se presentará los pesos de cada nivel y poder ver así si ésta condición se presenta.

Tabla 4.16. Pesos de cada nivel

Nivel	w (ton)
3 (+7.90)	442
2 (+4.80)	868
1 (+1.70)	811

Como lo expresa dicha condición, en el nivel superior techo no aplica. Entonces solo quedan 2 niveles para la cual se debe realizar dicha verificación. En el caso del nivel 2 de peso 868 ton no excede el 1.3 del nivel 1 de 811 ton. En resumen la edificación no presenta este tipo de irregularidad vertical.

4.1.1.4. Aumento de las masas con la elevación y Variaciones en la geometría del sistema estructural

La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura y la dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel. Esta condición no aplica para la edificación en estudio, ya que posee una distribución de masas constante y en cuanto a su geometría mantiene las mismas dimensiones desde la base hasta el nivel techo.

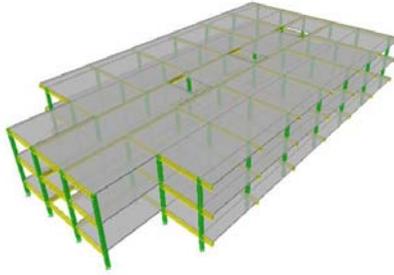


Figura 4.2. Modelo Estructural de la Edificación sin variaciones de geometría

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.5. Esbeltez excesiva

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. La altura de la es de 7.90 metros y la menor dimensión es de 23.2 metros, la cual es mayor a la altura, es decir no alcanza el valor 4 el cociente entre la altura y la menor dimensión, esto quiere decir que este tipo de irregularidad no se presenta en la edificación.

4.1.1.6. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales

Se considerará ésta discontinuidad cuando al menos se cumpla con una de las siguientes condiciones:

- Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base. Esta condición no se presenta, ya que las todas las columnas son continuas desde el nivel base hasta el nivel techo.

- El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal. Esta condición no se presenta, ya que todas las columnas poseen las mismas dimensiones para todos los niveles.

- El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento. Esta condición no aplica, ya que todas columnas continúan en sus mismo ejes verticales no se presenta desalineamiento en algún nivel.

4.1.1.7. Efecto de columna corta

El efecto de columnas corta se genera cuando existe una reducción de la longitud libre del elemento por efecto de restricciones laterales, disminuyendo su esbeltez y aumentado por consiguiente su rigidez, lo cual atrae mayor concentración de esfuerzos del cual estaba previamente diseñado bajo excitaciones sísmicas generando un mecanismo de falla frágil. En la edificación en estudio, la mampostería es de tipo no estructural lo que significa que la edificación no presenta este efecto de columna corta.

4.1.2. Irregularidades Horizontales

4.1.2.1. Gran excentricidad

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta.

4.1.2.1.1 Determinación del Centro de Cortante

Para hallar las coordenadas del centro de cortante, previamente es necesario determinar las coordenadas del centro de masa de la edificación y las cargas de cada nivel, para poder así distribuir dichas cargas y obtener las cortantes de cada piso.

Análisis de Cargas

El presente análisis, presenta de forma general los pesos de los materiales con los cuales fue construida la edificación. Dichos pesos servirán de datos para la determinación de las acciones permanentes. Para la definición de las acciones permanentes y las acciones variables es necesario acudir a la Norma Venezolana COVENIN 2002:98 de Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. A continuación se presentan los materiales con sus pesos correspondientes.

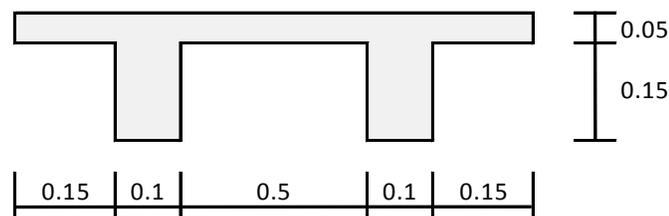


Figura 4.3. Losa Prefabricada Pretensada

Fuente: Elaboración Propia

Todos los elementos estructurales como vigas, columnas, losas prefabricadas y escaleras, el peso del concreto es de 2500 kgf/m^3

El acabado es granito de 5 cm de espesor con un peso de 100 kgf/m^2 para los niveles 1 y 2

El techo tiene una impermeabilización de manto asfáltico con un peso de 6 kgf/m^2

La tabiquería interna es de bloques de arcilla de 10 cm de espesor, frisada en ambas caras con un peso de 230 kgf/m^2

En todos los niveles las columnas son de $0.25 \times 0.30 \text{ m}$

Las vigas del nivel 1 y el nivel 2 son de $0.25 \times 0.50 \text{ m}$

Las vigas del nivel techo son de $0.25 \times 0.45 \text{ m}$

La escalera es de 0.15 m de espesor con acabado de granito

Por otro lado, se tiene que las cargas variables son:

_Áreas públicas (pasillos, comedores, salas de estar): 300 kgf/m^2

_Depósitos (cargas livianas): 250 kgf por metro de altura del entrepiso

_Techos inaccesibles (salvo con fines de mantenimiento): 100 kgf/m^2

_Escaleras: 500 kgf/m^2

Análisis de Cargas Nivel 3 (+7.90)

Cargas permanentes (kgf/m²)

Losa prefa. (20cm)	200
Tabiquería	130
Vigas	71.11
Columnas	10.07
Manto Asfáltico (6mm)	6

Cargas Variables (kgf/m²)

Techos inaccesibles salvo con fines de mantenimiento	100
--	-----

Carga de Diseño Aprox. (kgf/m²)

Para Nivel Techo se usará el 0% de la carga variable como se estipula en el artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1756:2001, siendo la carga de diseño netamente dependiente de las solicitaciones permanentes. Donde Q_t será la sumatoria de las cargas permanentes. Ver distribución de planta en anexos.

$$Q_t = 420 \text{ kgf/m}^2$$

Tabla 4.17. Distribución de cargas para el nivel + 7.90

Zona	Área (m ²)	Carga (kgf/m ²)	Pi (ton)	xi (m)	yi (m)	Pixi (ton-m)	Piyi (ton-m)
1	407.71	420	171.24	26.35	19.29	4512.13	3303.18
2	91.85	420	38.58	3.31	11.60	127.69	447.49
3	42.11	420	17.69	11.13	11.60	196.85	205.16
4	36.30	420	15.25	22.25	11.60	339.22	176.85
5	38.11	420	16.01	32.87	11.60	526.12	185.67
6	28.43	420	11.94	42.79	11.60	510.94	138.51
7	407.71	420	171.24	26.35	3.90	4512.13	667.83

$$W = \sum P_i$$

$$W = 442 \text{ ton}$$

	x_{CM} (m)	y_{CM} (m)
Coordenadas de Centro de Masa	24.27	11.60

Análisis de Cargas Nivel 2 (+4.80)

Cargas permanentes (kgf/m ²)		Cargas Variables (kgf/m ²)	
Losa prefabricada	200	Áreas públicas, pasillos, comedores, vestuarios, sala de estar	300
Granito (5cm)	100	Deposito cargas livianas 250kgf/m por metro de altura	775
Tabiquería	250	Escaleras	500
Vigas	71.11		
Columnas	20.15		
Escalera	675		

En el presente nivel se presentan 3 tipos de cargas distribuidas distintas según su uso, las cargas Q1 hasta Q7 y la carga Q10 están referidas al a áreas públicas, pasillos con una carga variable de 300 kgf/m² con un porcentaje de 50%. Las cargas Q8 y Q9 representan la zona de depósito con una carga variable de 775 kgf/m² y un porcentaje del 100%. Las cargas QE1 y QE2 representan las escaleras del nivel con una carga variable de 500 kgf/m² y un porcentaje del 50%.

Carga de Diseño Aprox. (kgf/m ²)		
	Q1..Q7, Q10	800
	Q8=Q9 (deposito)	1400
	QE1 =QE2	925

Tabla 4.18. Distribución de cargas para el nivel + 4.80

Zona	Area (m ²)	Carga (kgf/m ²)	Pi (ton)	xi (m)	yi (m)	Pixi (ton-m)	Piyi (ton-m)
1	29.81	800	23.85	3.25	16.50	77.51	393.49
2	407.71	800	326.17	26.35	19.29	8594.53	6291.78
3	8.87	800	7.10	4.55	12.73	32.29	90.33
4	42.11	800	33.69	11.13	11.60	374.95	390.78
5	36.30	800	29.04	22.25	11.60	646.14	336.86
6	38.11	800	30.49	32.87	11.60	1002.14	353.66
7	17.71	800	14.17	41.50	11.60	587.97	164.35
8	11.80	1400	16.52	1.36	6.69	22.47	110.52
9	28.45	1400	39.83	4.55	7.95	181.23	316.65
10	407.71	800	326.17	26.35	3.90	8594.53	1272.06
E1	11.45	925	10.59	1.36	11.60	14.40	122.86
E2	11.45	925	10.59	44.77	11.60	474.17	122.86

$$W = \sum P_i$$

$$W = 868 \text{ ton}$$

	x_{CM} (m)	y_{CM} (m)
Coordenadas de Centro de Masa	23.73	11.48

Análisis de Cargas Nivel 1 (+1.70)

Cargas permanentes (kgf/m²)

Losa prefabricada	200
Granito (5cm)	100
Tabiquería	250
Vigas	71.11
Columnas	20.15
Escalera	675

Cargas Variables (kgf/m²)

Áreas públicas, pasillos, comedores, vestuarios, sala de estar	300
Deposito cargas livianas 250kgf/m por metro de altura	600
Escaleras	500

Carga de Diseño Aprox. (kgf/m²)

Q1..Q7, Q10	750
Q8=Q9 (deposito)	1200
QE1 =QE2	925

Tabla 4.19. Distribución de cargas para el nivel + 1.70

Zona	Area (m ²)	Carga (kgf/m ²)	Pi (ton)	xi (m)	yi (m)	Pixi (ton-m)	Piyi (ton-m)
1	29.81	750	22.36	3.25	16.50	72.66	368.90
2	407.71	750	305.78	26.35	19.29	8057.37	5898.54
3	8.87	750	6.65	4.55	12.73	30.27	84.69
4	42.11	750	31.58	11.13	11.60	351.51	366.36
5	36.30	750	27.23	22.25	11.60	605.76	315.81
6	38.11	750	28.58	32.87	11.60	939.51	331.56
7	17.71	750	13.28	41.50	11.60	551.22	154.08
8	11.80	1200	14.16	1.36	6.69	19.26	94.73
9	28.45	1200	34.14	4.55	7.95	155.34	271.41
10	407.71	750	305.78	26.35	3.90	8057.37	1192.55
E1	11.45	925	10.59	1.36	11.60	14.40	122.86
E2	11.45	925	10.59	44.77	11.60	474.17	122.86

$$W = \sum P_i$$

$$W = 811 \text{ ton}$$

	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)
Coordenadas de Centro de Masa	23.84	11.50

Una vez determinada las coordenadas del centro de masa y los pesos sísmicos de cada nivel se determina las coordenadas del centro de cortantes. Para ello es necesario tomar el peso total de la edificación y distribuirlo en todos los niveles para así, obtener las fuerzas laterales que conllevan a las cortantes de piso de cada nivel y determinar dichos centros de cortantes.

Tabla 4.20. Coordenadas de Centro de Corte

Nivel	w (ton)	h(m)	wihi (ton-m)	Fi (ton)	Vi(ton)	Centro de masa		Centro de corte	
						X _{CM}	Y _{CM}	X _{CC}	Y _{CC}
3 (+7.90)	441.93	7.9	3491	819.4	819.4	24.27	11.60	24.27	11.60
2 (+4.80)	868.20	4.8	4167	978.0	1797.4	23.73	11.48	23.98	11.53
1 (+1.70)	810.73	1.7	1378	323.5	2120.9	23.84	11.50	23.96	11.53
	2120.86		9037						

4.1.2.1.2 Determinación del Centro de Rigidez

Una vez determinado el centro de cortantes de cada nivel, se prosigue a obtener las coordenadas del centro de torsión por cada piso. Para su obtención, es necesario conocer las rigideces de piso de todos los pórticos. En el sección 4.1.1.1 se determinaron éstas rigideces de piso para cada pórtico.

Tabla 4.21. Rigideces de piso de pórticos en ambas direcciones

Nivel	Rigideces de Piso en dirección x		Rigideces de Piso en dirección y		
	3	4	A	B=C=D=E=G=F	H
3 (+7.90)	24.34	24.34	16.91	29.97	30.27
2 (+4.80)	24.17	24.17	16.80	29.81	30.13
1 (+1.70)	133.55	133.55	92.04	171.07	173.47

Tabla 4.22. Coordenadas de Centro de Torsión Nivel 3 (+7.90)

Portico	R _{py} (ton/cm)	x (m)	R _{px} (ton/cm)	y (m)	x_{CT} (m)	y_{CT} (m)
A	16.91	0			24.28	11.60
B	29.97	6.5				
C	29.97	13				
D	29.97	19.5				
E	29.97	26.15				
G	29.97	32.8				
F	29.97	39.45				
H	30.27	46.1				
3			24.34	9.2		
4			24.34	14		

Tabla 4.23. Coordenadas de Centro de Torsión Nivel 2 (+4.80)

Portico	R _{py} (ton/cm)	x (m)	R _{px} (ton/cm)	y (m)	x_{CT} (m)	y_{CT} (m)
A	16.80	0			24.29	11.60
B	29.81	6.5				
C	29.81	13				
D	29.81	19.5				
E	29.81	26.15				
G	29.81	32.8				
F	29.81	39.45				
H	30.13	46.1				
3			24.17	9.2		
4			24.17	14		

Tabla 4.24. Coordenadas de Centro de Torsión Nivel 1 (+1.70)

Portico	R_{py} (ton/cm)	x (m)	R_{px} (ton/cm)	y (m)	x_{CT} (m)	y_{CT} (m)
A	92.04	0			24.38	11.60
B	171.07	6.5				
C	171.07	13				
D	171.07	19.5				
E	171.07	26.15				
G	171.07	32.8				
F	171.07	39.45				
H	173.47	46.1				
3			133.55	9.2		
4			133.55	14		

Tabla 4.25. Coordenadas de Centro de Torsión por nivel

Nivel	x_{CT} (m)	y_{CT} (m)
3 (+7.90)	24.28	11.60
2 (+4.80)	24.29	11.60
1 (+1.70)	24.38	11.60

Una vez calculada las coordenadas del centro de cortantes y el del centro de torsión de cada nivel se prosigue a determinar las excentricidades estáticas expresadas a continuación.

Tabla 4.26. Excentricidades Estáticas por nivel

Nivel	x_{CT} (m)	y_{CT} (m)	x_{CC} (m)	y_{CC} (m)	e_x (m)	e_y (m)
3 (+7.90)	24.29	11.60	24.27	11.60	0.02	0.00
2 (+4.80)	24.29	11.60	23.98	11.53	0.32	0.07
1 (+1.70)	24.38	11.60	23.96	11.53	0.43	0.07

4.1.2.1.3 Determinación del radio de giro inercial

Para el cálculo del radio de giro inercial, se trabajará con las mismas zonas empleadas en el análisis de cargas de la sección 4.1.2.1.1 por razones de facilidad.

_Determinación de Radio de Giro Inercial r en el Nivel 3 (+7.90)

Tabla 4.27. Distribución de cargas para la determinación del radio de giro inercial, nivel 3

Zona	w (kgf/m ²)	bx(m)	by(m)	Área (m ²)	wi (ton)	x (m)	y (m)
1	420	39.45	10.33	407.52	171.16	26.35	19.29
2	420	6.37	14.59	92.94	39.03	3.31	11.60
3	420	9.30	4.50	41.85	17.58	11.13	11.60
4	420	8.00	4.50	36.00	15.12	22.25	11.60
5	420	8.40	4.50	37.80	15.88	32.87	11.60
6	420	6.52	4.50	29.34	12.32	42.79	11.60
7	420	39.45	10.33	407.52	171.16	26.35	3.90
				1053			

Tabla 4.28. Momento polar de inercias por zonas, nivel 3

Zona	J ^{CM} (ton-m ²)	s (m)	J ^{CC} (ton-m ²)
1	23719.78	7.97	34593.08
2	824.42	20.96	17970.63
3	156.35	13.14	3190.53
4	106.16	2.02	167.76
5	120.14	8.60	1294.72
6	64.45	18.52	4291.69
7	23719.78	7.97	34599.01

Tabla 4.29. Radio de giro inercial, nivel 3

w (ton)	J ^{CC} (ton-m ²)	r (m)
442	96107.43	14.74

_Determinación de Radio de Giro Inercial r en el Nivel 2 (+4.80)

Tabla 4.30. Distribución de cargas para la determinación del radio de giro inercial, nivel 2

Zona	w (kgf/m ²)	bx(m)	by(m)	Área (m ²)	wi (ton)	x (m)	y (m)
1	800	6.25	4.90	30.63	24.50	3.25	16.50
2	800	39.45	10.33	407.52	326.01	26.35	19.29
3	800	3.90	2.40	9.36	7.49	4.55	12.73
4	800	9.30	4.51	41.94	33.55	11.13	11.60
5	800	8.00	4.51	36.08	28.86	22.25	11.60
6	800	8.40	4.51	37.88	30.31	32.87	11.60
7	800	3.90	4.51	17.59	14.07	41.50	11.60
8	1400	2.47	4.90	12.10	16.94	1.36	6.69
9	1400	3.90	7.29	28.43	39.80	4.55	7.95
10	800	39.45	10.33	407.52	326.01	26.35	3.90
E1	925	2.47	4.80	11.86	10.97	1.36	11.60
E2	925	2.62	4.51	11.82	10.93	44.77	11.60
				1053			

Tabla 4.31. Momento polar de inercias por zonas, nivel 2

Zona	J ^{CM} (ton-m ²)	s (m)	J ^{CC} (ton-m ²)
1	128.77	21.31	11257.25
2	45180.53	8.11	66637.82
3	13.09	19.46	2849.43
4	298.72	12.85	5835.60
5	202.87	1.73	288.94
6	229.58	8.89	2627.37
7	41.69	17.52	4363.12
8	42.52	23.13	9106.17
9	226.73	19.75	15757.44
10	45180.53	7.99	66010.65
E1	26.63	22.62	5635.79
E2	24.78	20.79	4751.06

Tabla 4.32. Radio de giro inercial, nivel 2

w (ton)	J ^{CC} (ton-m ²)	r (m)
869	195120.62	14.98

_Determinación de Radio de Giro Inercial r en el Nivel 1 (+1.70)

Tabla 4.33. Distribución de cargas para la determinación del radio de giro inercial, nivel 1

Zona	w (kgf/m ²)	bx(m)	by(m)	Area (m ²)	wi (ton)	x (m)	y (m)
1	750	6.25	4.90	30.63	22.97	3.25	16.50
2	750	39.45	10.33	407.52	305.64	26.35	19.29
3	750	3.90	2.40	9.36	7.02	4.55	12.73
4	750	9.30	4.51	41.94	31.46	11.13	11.60
5	750	8.00	4.51	36.08	27.06	22.25	11.60
6	750	8.40	4.51	37.88	28.41	32.87	11.60
7	750	3.90	4.51	17.59	13.19	41.50	11.60
8	1200	2.47	4.90	12.10	14.52	1.36	6.69
9	1200	3.90	7.29	28.43	34.12	4.55	7.95
10	750	39.45	10.33	407.52	305.64	26.35	3.90
E1	925	2.47	4.80	11.86	10.97	1.36	11.60
E2	925	2.62	4.51	11.82	10.93	44.77	11.60
				1053			

Tabla 4.34. Momento polar de inercias por zonas, nivel 1

Zona	J ^{CM} (ton-m ²)	s (m)	J ^{CC} (ton-m ²)
1	120.72	21.29	10535.28
2	42356.74	8.12	62525.47
3	12.27	19.44	2665.84
4	280.05	12.83	5454.36
5	190.19	1.71	269.00
6	215.23	8.92	2473.54
7	39.08	17.55	4099.90
8	36.44	23.11	7791.17
9	194.34	19.73	13478.08
10	42356.74	7.99	61892.54
E1	26.63	22.60	5625.64
E2	24.78	20.82	4760.38

Tabla 4.35. Radio de giro inercial, nivel 1

w (ton)	J ^{CC} (ton-m ²)	r (m)
812	181571.20	14.95

Tabla 4.36. Radio de giro inercial por nivel

Nivel	r (m)
3 (+7.90)	14.74
2 (+4.80)	14.98
1 (+1.70)	14.95

Una vez obtenidas las excentricidades en cada dirección de análisis junto con los radios de giro inercial de cada nivel, se prosigue contrastar ambos valores como lo rige ésta condición de gran excentricidad.

Tabla 4.37. Verificación de Gran excentricidad

Nivel	ex (m)	ey (m)	r (m)	Obser.
3 (+7.90)	0.020	0.004	14.74	Regular
2 (+4.80)	0.316	0.067	14.98	Regular
1 (+1.70)	0.429	0.072	14.95	Regular

Como se muestra en la tabla anterior, las excentricidades no se acercan al 20% del radio de giro inercial, esto quiere decir que la edificación no presenta gran excentricidad.

4.1.2.2. Riesgo Torsional Elevado

El riesgo torsional elevado ha sido la causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, debido a que existen el peligro de sufrir demandas inelásticas no bien predecibles, lo cual produce desplazamientos en el perímetro muy grandes causado por rotaciones, los cuales pueden causar hasta el colapso estructural. Este tipo de debilidad se presentará si se cumple alguna de las siguientes condiciones.

_El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r . La cual no se cumple para la edificación en estudio como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.38. Primera verificación de Riesgo Torsional Elevado

Nivel	rtx (m)	rty (m)	r (m)	Obser.
3 (+7.90)	31.34	14.51	14.74	Regular
2 (+4.80)	31.37	14.52	14.98	Regular
1 (+1.70)	31.84	14.48	14.95	Regular

_ La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección. Esta condición tampoco cumple.

Tabla 4.39. Segunda verificación de Riesgo Torsional Elevado

Nivel	ex (m)	ey (m)	rtx (m)	rty (m)	Obser. (x)	Obser. (y)
3 (+7.90)	0.02	0.00	31.34	14.51	Regular	Regular
2 (+4.80)	0.32	0.07	31.37	14.52	Regular	Regular
1 (+1.70)	0.43	0.07	31.84	14.48	Regular	Regular

Para el cálculo de los radios de giro torsional en cada dirección de análisis, se pueden apreciar en la sección 4.5.4 del método torsional equivalente.

4.1.2.3. Sistema no Ortogonal

Este tipo de irregularidad no se presenta en la Edificación en estudio, ya que sus planos del sistema sismorresistente son ortogonales y paralelos entre sí.

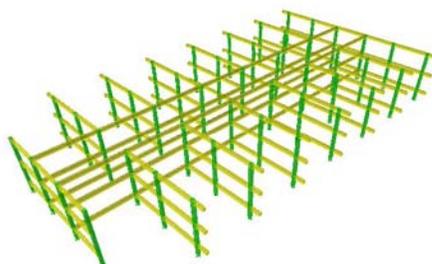


Figura 4.4. Sistema No Ortogonal

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2.4. Diafragma Flexible

_Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor. Esta condición no se presenta ya que el espesor de la losa prefabricada es de 5 cm.

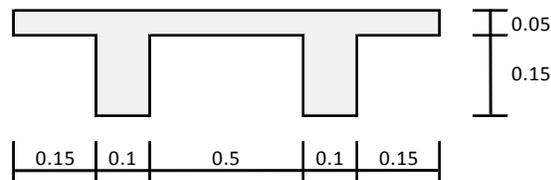


Figura 4.5. Espesor Superior a 4cm

Fuente: Elaboración Propia

Y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5. En una vista en planta de la edificación se puede apreciar las dimensiones principales.

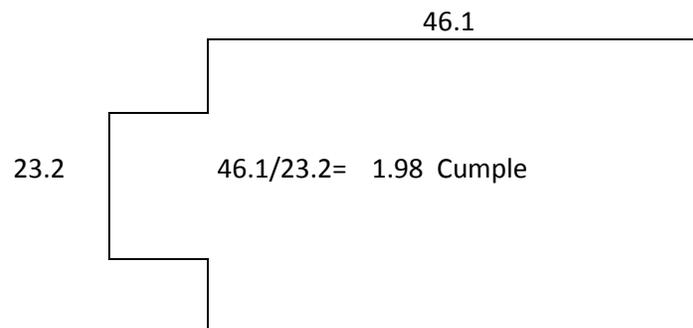


Figura 4.6. Relación largo/ancho menor a 4.5

Fuente: Elaboración Propia

_Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta

por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito. Lo mismo Aplica para salientes, la cual si se presenta en la edificación de estudio.

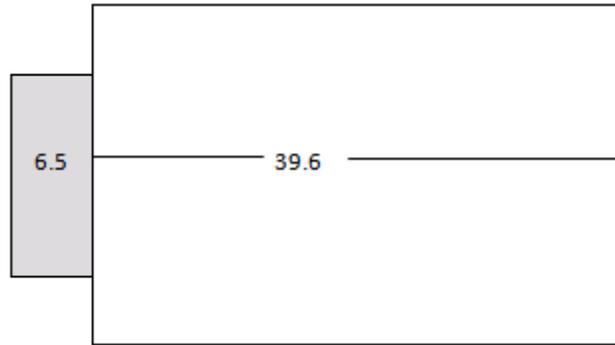


Figura 4.7. Saliente menor al 40% del ancho paralelo

Fuente: Elaboración Propia

La distancia de 6.5 m es menor que 15.84 m que sería el 40% de 39.6 m. En el caso del área sombreada del saliente es de 88.4 m², mientras que el área restante es de 918.7 m², lo cual es inferior al 30 %. No cumple dicha condición.

_Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas

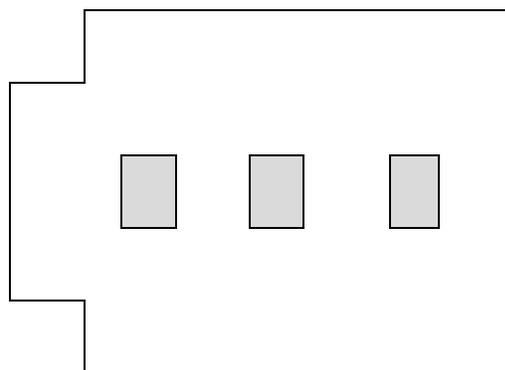


Figura 4.8. Área total de aberturas menor al 20% del área total

Fuente: Elaboración Propia

Las áreas sombreadas corresponden a aberturas o vacíos destinados a la ventilación natural de la edificación. La total área de dichos vacíos es de 33 m², la cual es menor al 20% del área total de la planta de 1052 m². Lo que implica que esta condición no cumple.

En conclusión, la Edificación en estudio es de carácter regular geométricamente, ya que cumple con los requisitos de regularidades horizontales como verticales. Dicho esto, y sabiendo que la estructura es menor a 30 metros de altura, en consecuencia es aplicable el método estático equivalente y el método torsional equivalente como lo estipula la Norma Sismorresistente 1756 en la sección 9.2 de selección de métodos de análisis.

4.2. ETAPA II

La siguiente etapa consiste en verificar si la edificación en estudio cumple con los parámetros geométricos establecidos en el capítulo 18 de requisitos sismorresistentes de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 de Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural.

4.2.1. Requisitos para Vigas

_La Luz libre (L_n) debe ser por lo menos 4 veces su altura total H , en este caso se usará la mayor altura de 50 cm, es decir todas las luces deben ser mayor a 2 metros.

Tabla 4.40. Luz de la viga mayor a 4 veces la altura de la viga

	dirección x		dirección x	
Luz (m)	6.65	6.5	4.8	4.4
Obser	cumple	cumple	cumple	cumple

_La relación anchura/altura de su sección transversal es mayor o igual a 0,3.

Tabla 4.41. Relación ancho/alto mayor a 0.3

	b (m)	h (m)	b/h	Obser.
Viga 1	0.25	0.5	0.50	cumple
Viga 2	0.25	0.45	0.56	cumple

_La anchura mínima es 25cm. En la tabla anterior se muestra los tipos de vigas utilizados en la edificación, en donde ambas cumplen con el ancho mínimo.

_La existencia de vigas planas es un factor de debilidad para la estructura. En la edificación no hay presencia de vigas planas.

4.2.2. Requisitos para Columnas

_La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no debe ser menor de 30 cm. En toda la edificación las columnas son de 25x30 cm, esto quiere decir que no cumple con el ancho mínimo.

_La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular no sea inferior a 0.4. La relación de la columna de 25x30 es de 0.83, si cumple.

_ La relación entre la menor dimensión de la sección y la longitud (L) del entre piso libre, debe ser mayor a 0.1. Considerando la menor dimensión de la columna de 25 cm, se puede apreciar en la siguiente tabla si ésta condición cumple o no.

Tabla 4.42. Verificación de Esbeltez en columna $b/H \geq 0.1$

	Ancho b (m)	Altura H (m)	Relación b/H	Obser.
Nivel 2 =3	0.25	3.1	0.08	no cumple
Nivel 1	0.25	1.7	0.15	cumple

Como se muestra en la tabla anterior, para los niveles 2 y 3, las columnas son esbeltas.

4.2.3. Requisitos para Nodos

El nodo se considera confinado, cuando en todas sus caras llegan a miembros confinantes. Un miembro se considera confinante cuando cubre al menos $\frac{3}{4}$ partes de la cara del nodo. Para la edificación en estudio todos los miembros son confinantes, pero en todos los nodos no llegan a cubrir sus 4

caras estos miembros confinantes, en conclusión todos los nodos son no confinados.

4.3. ETAPA III

La tercera etapa consiste en la evaluación de la edificación, aplicando la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Aporticadas Tipo I (PAVETI).

Nombre de la Edificación: Hospital “Dr. Prince Lara” Modulo 3 de hospitalización y pediatría. La edificación se encuentra ubicada en puerto cabello Edo. Carabobo.

_Paso 1

Estimación de ocupantes: 260 personas

Clasificación según su uso: La edificación pertenece al Grupo A, debido a que es una obra hospitalaria.

_Paso 2

Ubicación Geográfica.



Figura 4.9. Ubicación Geográfica de la Edificación

Fuente: Elaboración Propia

Paso 3

Altura del edificio: 7.9 metros

Número de pisos: 3 pisos

Año de construcción: después del 1967 y antes 1982

Año en que la estructura fue reforzada: No aplica.

Paso 4

Zonificación Sísmica: La obra hospitalaria se encuentra ubicada en Puerto Cabello edo. Carabobo, esto quiere decir que pertenece a una zona sísmica 5.

Paso 5

Según el Estudio Geotécnico, los valores de velocidad de ondas de corte del suelo se encuentran en el rango de 170 y 250 m/s y a una profundidad no mayor de 50 metros, con una forma espectral de S2 y un factor de corrección de 0.95 para una zona sísmica 5.

Paso 6

Esquema del piso con mayor abertura y plano de planta de la edificación. Con un total de área de aberturas de 33 m², y un área total de la planta de 1052 m².

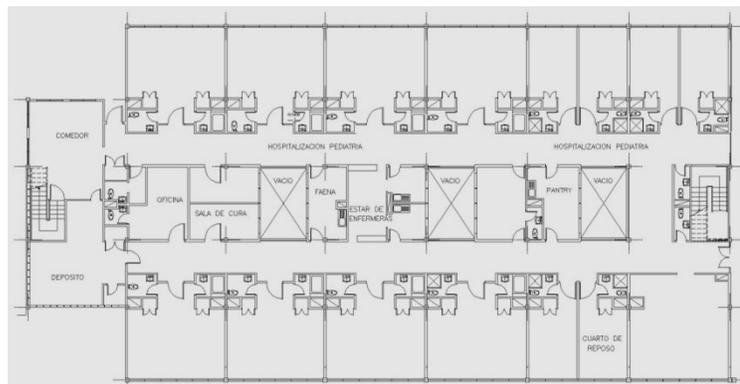


Figura 4.10. Plano de Planta con aberturas

Fuente: Elaboración Propia

_Paso 7

Inspección de irregularidades en planta

Sistema de pórticos no ortogonales: todos los pórticos de la edificación son ortogonales y paralelos entre sí.

Diafragma flexible: no se presenta diafragma flexible, el procedimiento de ésta condición se realizó en la etapa I.

Gran excentricidad y Riesgo Torsional Elevado: a pesar de no presentar ninguna de las dos condiciones como se vio en la etapa I, se considerará que si posee debido a una mala distribución de pórticos y por la falta de conexión de vigas.

_Paso 8

Plano Vertical de la Edificación

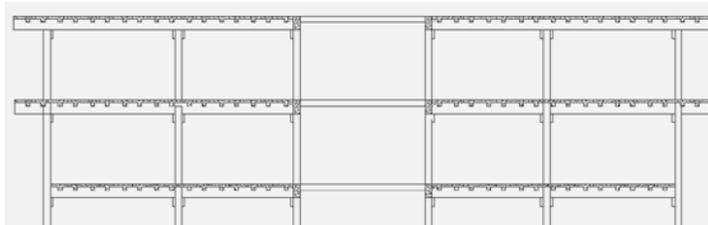


Figura 4.11. Vista Frontal de la Edificación

Fuente: Elaboración Propia

_Paso 9

Inspección de irregularidades en elevación: a pesar de no presentar irregularidades en elevación como se vio en la etapa II, se considerará que tiene entrepiso débil derivado a que la edificación fue diseñada con una normativa vieja lo que implica en la resistencia del entrepiso.

_Paso 10

Revisar el no cumplimiento de los parámetros mínimos sismorresistente. No cumple los requisitos de nodos confinados y los requisitos en columnas.

_Paso 11

Aplicación de modificadores. Los valores resaltados en negrita serán los modificadores utilizados.

Tabla 4.43. Planilla PAVETI para un peligro estructural inicial alto

Peligro Estructural inicial para ALTA actividad sísmica	2.5
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	
Edificios medianos (comprendido entre 4 y 7 pisos)	0.4
Edificios altos (> 7 pisos)	0.6
AÑO DE CONSTRUCCIÓN	
Antes de la existencia de una normativa en Venezuela (<1967)	-1.2
Después de la Norma Sismorresistente (\geq 1982)	1.4
TIPO DE MATERIAL	
Suelo Tipo C	-0.4
Suelo Tipo D	-0.6
Suelo Tipo E	-1.2

El valor 2.5 está referenciado al peligro estructural inicial de la edificación con respecto al nivel de actividad sísmica, que en este caso es alta.

La edificación en estudio, posee 3 pisos por ende se tomará el valor de 0.4 para la altura de la edificación, en cuanto al año de construcción la edificación se ejecutó entre el año 1967 y 1982, como la tabla 4.43 no indica un valor específico para este periodo se decidió tomar el valor de -1.2, ya que para esa fecha no se tenía una norma fija para la construcción de edificaciones.

Una vez obtenidos los valores modificadores referidos a los datos generales de la edificación, se procede a hallar el resto de valores correspondientes a las irregularidades geométricas presentadas en el capítulo 6 de la Norma Sismorresistente COVENIN 1756 y al cumplimiento de los requisitos exigidos por el capítulo 18 de la Norma FONDONORMA 1753, como se muestra en la siguiente tabla generalizada.

Tabla 4.44. Modificadores geométrico en toda la edificación para alta sismicidad

Irregularidades en planta	Grado de Incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.03	-0.06	-0.10
Diafragma flexible	NA	NA	-0.30
Riesgo torsional elevado			
Gran excentricidad	NA	NA	-0.10
Irregularidades en Elevación	Poco	Intermedio	Mucho
Entrepiso blando	-0.30	-0.60	-0.80
Efecto columna corta	-0.09	-0.18	-0.30
Entrepiso débil			
Distribución irregular de masas	NA	NA	-0.10
Aumento de las masas con la elevación			
Variaciones en la geometría del sistema estructural	NA	NA	-0.20
Esbeltez Excesiva			
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.03	-0.06	-0.10

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001

Defectos en Vigas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho menor a 25 cm	-0.03	-0.06	-0.10
Relación ancho/alto menor a 0.3			
Presencia de Vigas Planas			
Luz libre menor a 4 veces la altura de la viga			
Nodos No confinados	Poco	Intermedio	Mucho
No cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.03	-0.06	-0.10
Defectos en Columnas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de la columna menor a 30cm	-0.03	-0.06	-0.10
Relación ancho/largo menor a 0.4			
Efecto de Esbeltez en la columna			

Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006

La tabla 4.44 muestra una serie de valores modificadores clasificados por su grado de incidencia, estos aplican a toda la edificación. Para la edificación en estudio, se decidió tomar dichos valores y redistribuirlos por su grado de incidencia por cada piso, es decir el piso 1 tendrá un porcentaje de incidencia del 60 %, el piso 2 con 30 %, y el piso 3 con un 10 %.

Tabla 4.45. Modificadores geométrico, piso 1 con 60 % de incidencia, alta sismicidad

Irregularidades en planta	Grado de Incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.018	-0.036	-0.06
Diafragma flexible	NA	NA	-0.18*
Riesgo torsional elevado			
Gran excentricidad	NA	NA	-0.06
Irregularidades en Elevación	Poco	Intermedio	Mucho
Entrepiso blando	-0.18	-0.36	-0.48
Efecto columna corta	-0.054	-0.108	-0.18**
Entrepiso débil			
Distribución irregular de masas	NA	NA	-0.06
Aumento de las masas con la elevación	NA	NA	-0.12
Variaciones en la geometría del sistema estructural			
Esbeltez Excesiva	NA	NA	-0.12
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.018	-0.036	-0.06

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001

Defectos en Vigas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho menor a 25 cm	-0.018	-0.036	-0.06
Relación ancho/alto menor a 0.3			
Presencia de Vigas Planas			
Luz libre menor a 4 veces la altura de la viga			
Nodos No confinados	Poco	Intermedio	Mucho
No cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.018	-0.036	-0.06
Defectos en Columnas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de la columna menor a 30cm	-0.018	-0.036	-0.06
Relación ancho/largo menor a 0.4			
Efecto de Esbeltez en la columna			

Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006

***Observación:** Se tomó el valor de -0.18, debido a la discontinuidad de pórticos en la dirección de la losa prefabricada, pues no existen vigas de conexión en esa dirección, lo que lo convierte en un sistema vulnerable.

****Observación:** Se tomó los valor de -0.18 debido a la resistencia de piso, dependiente de las columnas diseñadas por una normativa antigua, que plantea cuantías de acero inadecuadas.

Tabla 4.46. Modificadores geométrico, piso 2 con 30 % de incidencia, alta sismicidad

Irregularidades en planta	Grado de Incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.009	-0.018	-0.03
Diafragma flexible	NA	NA	-0.09*
Riesgo torsional elevado			
Gran excentricidad	NA	NA	-0.03
Irregularidades en Elevación	Poco	Intermedio	Mucho
Entrepiso blando	-0.09	-0.18	-0.24
Efecto columna corta	-0.027	-0.054	-0.09**
Entrepiso débil			
Distribución irregular de masas	NA	NA	-0.03
Aumento de las masas con la elevación			
Variaciones en la geometría del sistema estructural	NA	NA	-0.06
Esbeltez Excesiva			
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.009	-0.018	-0.03

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001

Defectos en Vigas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho menor a 25 cm	-0.009	-0.018	-0.03
Relación ancho/alto menor a 0.3			
Presencia de Vigas Planas			
Luz libre menor a 4 veces la altura de la viga			
Nodos No confinados	Poco	Intermedio	Mucho
No cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.009	-0.018	-0.03
Defectos en Columnas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de la columna menor a 30cm	-0.009	-0.018	-0.03
Relación ancho/largo menor a 0.4			
Efecto de Esbeltez en la columna			

Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006

De igual forma los valores con (*) y (**) son por las mismas razones expuestas en la tabla anterior.

Tabla 4.47. Modificadores geométrico, piso 3 con 10 % de incidencia, alta sismicidad

Irregularidades en planta	Grado de Incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.003	-0.006	-0.01
Diafragma flexible	NA	NA	-0.03
Riesgo torsional elevado			
Gran excentricidad	NA	NA	-0.01
Irregularidades en Elevación	Poco	Intermedio	Mucho
Entrepiso blando	-0.03	-0.06	-0.08
Efecto columna corta	-0.009	-0.018	-0.03
Entrepiso débil			
Distribución irregular de masas	NA	NA	-0.01
Aumento de las masas con la elevación			
Variaciones en la geometría del sistema estructural	NA	NA	-0.02
Esbeltez Excesiva			
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.003	-0.006	-0.01

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001

Defectos en Vigas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho menor a 25 cm	-0.003	-0.006	-0.01
Relación ancho/alto menor a 0.3			
Presencia de Vigas Planas			
Luz libre menor a 4 veces la altura de la viga			
Nodos No confinados	Poco	Intermedio	Mucho
No cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.003	-0.006	-0.01
Defectos en Columnas	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de la columna menor a 30cm	-0.003	-0.006	-0.01
Relación ancho/largo menor a 0.4			
Efecto de Esbeltez en la columna			

Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006

Una vez obtenido los valores modificadores de cada piso, se prosigue a realizar la suma total de la siguiente manera.

Puntaje final = 2.5 + 0.4 – 1.2 -0.6 + modificadores piso1 + modificadores piso2 + modificadores piso 3

Puntaje final = 1.1 – 0.48 – 0.24 – 0.08

Puntaje final = 0.3

Evidentemente el valor es menor a 2, esto implica que la edificación, requiere un análisis más detallado para verificar su estado de vulnerabilidad.

Tabla 4.48. Tabla Resumen de planilla PAVETI

Peligro Estructural inicial para ALTA actividad sismica	2.5
--	------------

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN

Edificios medianos (comprendido entre 4 y 7 pisos)	0.4
Edificios altos (> 7 pisos)	NA

AÑO DE CONSTRUCCIÓN

Antes de la existencia de una normativa en Venezuela (<1967)	-1.2
Despues de la Norma Sismorresistente (> 1982)	NA

TIPO DE MATERIAL

Suelo Tipo C	NA
Suelo Tipo D	-0.6
Suelo Tipo E	NA
Sub total	1.1



Irregularidades en planta	Piso 1 (60%)	Piso 2 (30%)	Piso 3 (10%)		
Sistema con porticos no ortogonales	NA	NA	NA		
Diafragma flexible y Riesgo Torsional elevado	-0.18	-0.09	-0.03		
Gran excentricidad	NA	NA	NA		
Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001	Sub total	-0.18	-0.09	-0.03	-0.3

Irregularidades en Elevacion	Piso 1 (60%)	Piso 2 (30%)	Piso 3 (10%)		
Entrepiso blando	NA	NA	NA		
Efecto columna corta y Entrepiso debil	-0.18	-0.09	-0.03		
Distribucion irregular de masas y aumento de masas con la elevacion	NA	NA	NA		
Variaciones en la geometria del sistema estructural y esbeltez excesiva	NA	NA	NA		
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	NA	NA	NA		
Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001	Sub total	-0.18	-0.09	-0.03	-0.3

Defectos en Vigas	Piso 1 (60%)	Piso 2 (30%)	Piso 3 (10%)		
Ancho menor a 25 cm	NA	NA	NA		
Relacion ancho/alto menor a 0.3					
Presencia de Vigas Planas					
Luz libre menor a 4 vecesla altura de la viga					
Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006	Sub total	0	0	0	0

Nodos No confinados	Piso 1 (60%)	Piso 2 (30%)	Piso 3 (10%)		
No cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.06	-0.03	-0.01		
Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006	Sub total	-0.06	-0.03	-0.01	-0.1

Defectos en Columnas	Piso 1 (60%)	Piso 2 (30%)	Piso 3 (10%)		
Ancho de la columna menor a 30cm	-0.06	-0.03	-0.01		
Relacion ancho/largo menor a 0.4					
Efecto de Esbeltez en la columna					
Cap.18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006	Sub total	-0.06	-0.03	-0.01	-0.1

Puntaje Final	0.3
----------------------	------------

4.4. ETAPA IV

La presente Etapa consiste en la aplicación del método estático equivalente como lo estipula la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 de Edificaciones Sismorresistentes, el cual será empleado para analizar la Edificación en estudio siguiendo la metodología propuesta en la sección 3.4.

4.4.1. Determinación de Peso Sísmico W_i

Los pesos sísmicos de cada nivel de la Edificación se determinaron en la sección 4.1.2.1.1 para la hallar las coordenadas de centro de masa y son los siguientes.

Tabla 4.49. Pesos Sísmicos por nivel

Nivel	W_i (ton)
3 (+7.90)	442
2 (+4.80)	868
1 (+1.70)	811
	2121

4.4.2. Determinación de Coeficiente de Aceleración Horizontal A_0

La Edificación de estudio, se encuentra ubicada en Puerto Cabello Edo. Carabobo lo que implica un peligro sísmico elevado de zona 5 con un coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0.30$

4.4.3. Determinación de Factor de Importancia α , Nivel de Diseño ND y Tipo de Estructura

La Estructura de estudio es de uso Hospitalario, convirtiéndose en una Edificación de suma importancia, representada como Grupo A y un factor de importancia α límite de 1.30.

Tabla 4.50. Factor de importancia

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Perteneciendo al Grupo A y ubicada en una zona 5 de alta sismicidad, la edificación requiere un nivel de diseño 3 como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.51. Nivel de Diseño ND

GRUPO	ZONA SISMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

Por otro lado, la Edificación es una estructura capaz de resistir acciones sísmicas mediante sus elementos estructurales (vigas y columnas), una estructura Aporticada en ambas direcciones y sus ejes de columnas continuos hasta la fundación. Esto quiere decir que la edificación es considerada Tipo I.

4.4.4. Determinación de Forma Espectral S, Factor de Corrección φ , Valores T^* , β , P y T^+

Según el Estudio Geotécnico, los valores de velocidad de ondas de corte del suelo se encuentran en el rango de 170 y 250 m/s y a una profundidad no mayor de 50 metros, con una forma espectral de S2 y un factor de corrección de 0.95 para una zona sísmica 5.

Conociendo la forma espectral (S2), se obtiene los siguientes valores.

Tabla 4.52. Valores de T*,β y p

Forma Espectral	T* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Con R=6 se obtiene el periodo característico de variación de respuesta dúctil T⁺ en la siguiente tabla.

Tabla 4.53. Valores de T⁺ (1)

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

$$T^+ = 0.4$$

4.4.5. Determinación de Periodo Fundamental T y el Periodo Estimado Ta

Tabla 4.54. Fuerzas Laterales obtenidas de la distribución del peso total de la edif.

Nivel	hi (m)	Wi (ton)	Wih _i (ton-m)	Qi (ton)	Vi (ton)
3 (+7.90)	7.9	441.93	3491.27	819.37	819.37
2 (+4.80)	4.8	868.20	4167.34	978.03	1797.40
1 (+1.70)	1.7	810.73	1378.24	323.46	2120.86

Tabla 4.55. Desplazamientos y Rigideces de piso en ambas direcciones

Dirección x			Dirección y		
K _{pisoX} (ton/cm)	δ _{eix} (cm)	Δ _{eix} (cm)	K _{pisoY} (ton/cm)	δ _{eiy} (cm)	Δ _{eiy} (cm)
48.67	16.83	61.95	226.99	3.60	13.21
48.35	37.17	45.11	225.80	7.96	9.60
267.09	7.94	7.94	1291.91	1.64	1.64

Tabla 4.56. Periodo Fundamental en ambas direcciones

Tx (seg)	Ty (seg)
1.20	0.56

Por otro lado, el periodo estimado T_a es de 0.33 segundos en ambas direcciones, el cual es menor que los periodos fundamentales determinados por el método de Raleigh, lo que implica el uso de los periodos $T_x = 1.20$ seg y $T_y = 0.56$ seg.

4.4.6. Determinación de Ordenada Espectral de diseño A_d

Conociendo los datos del Espectro y los periodos fundamentales, se realiza el grafico espectral.

Tabla 4.57. Valores para el grafico espectral de diseño y de respuesta

Factor de Importancia α	1.30
Coeficiente de Aceleración Horizontal A_0	0.30
Factor de Corrección ϕ	0.95
Factor de Magnificación promedio β	2.60
Factor de Reducción de Respuesta R	6.00
$T_0 = 0.25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante	0.18
T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante	0.70
p = Exponente que define la rama descendente del espectro	1.00
c	1.23

Dónde $c = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}} = 1.23$

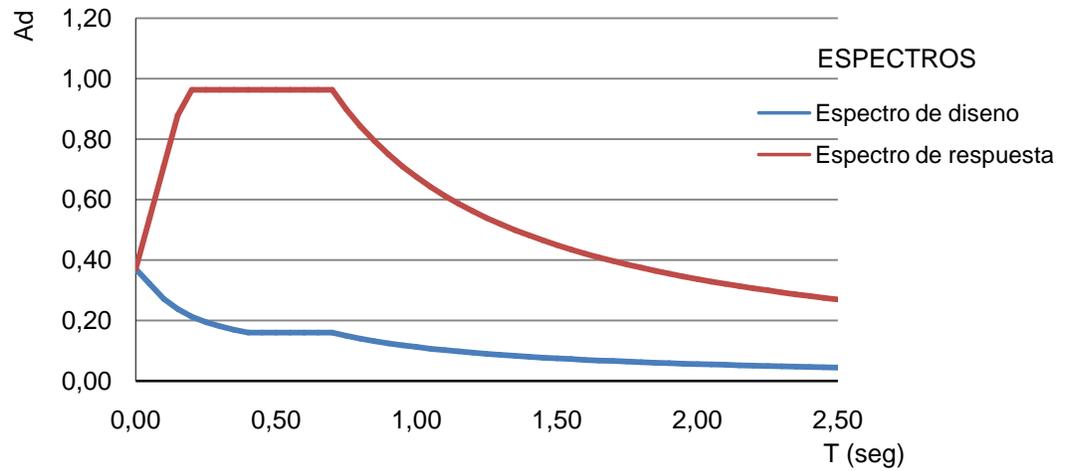


Figura 4.12. Gráfico Espectral de la Edificación

Fuente: Elaboración Propia

Una vez obtenido el gráfico del espectro de diseño, con periodos fundamentales de diseño se determina sus correspondientes ordenadas espectrales.

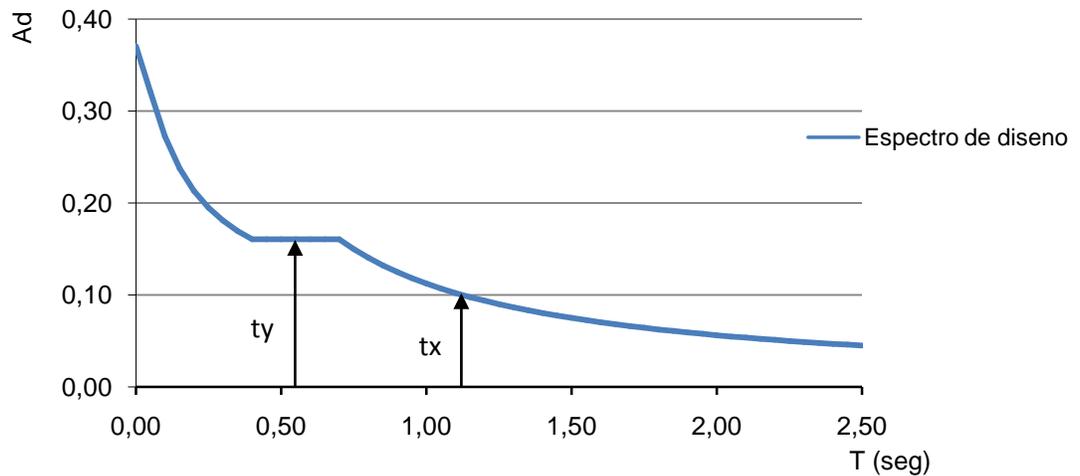


Figura 4.13. Gráfico de Espectro de diseño y Ubicación de Periodos de diseño

Fuente: Elaboración Propia

En el grafico anterior se puede apreciar que el periodo en dirección x arroja una ordenada espectral baja de 0.09, lo que implica un corte basal bajo, mientras que en la dirección contraria el periodo se encuentra en la zona constante del espectro de diseño, arrojando un valor de ordenada espectral de 0.16.

4.4.7. Determinación de la Cortante Basal Vo

Una vez determinada la ordenada espectral para cada dirección de análisis, se prosigue a hallar el corte basal correspondiente a dichas direcciones.

W (ton) =	2121	$\mu_1 =$	0.93
Nro Niveles =	3	$\mu_{2x} =$	0.84
T* (seg) =	0.70	$\mu_{2y} =$	0.79
Tx (seg) =	1.20	$\mu_{def} =$	0.93
Ty (seg) =	0.56		

Tabla 4.58. Ordenadas Espectrales y Cortes Basales

Adx	0.09	Ady	0.16
V_{0x} (ton)	185.39	V_{0y} (ton)	317.80

4.4.8. Distribución Vertical de las Fuerzas de Diseño debido a los Efectos Traslacionales.

Con los cortes basales definidos en el proceso anterior, se realiza una distribución vertical de estos cortes para cada nivel y así obtener las fuerzas laterales sísmicas en cada dirección de análisis.

Tabla 4.59. Corte Basal y Fuerza Tope en ambas direcciones

V_{0X} (ton)	185.39	V_{0Y} (ton)	317.80
F_{Tx} (ton)	15.43	F_{Ty} (ton)	12.71

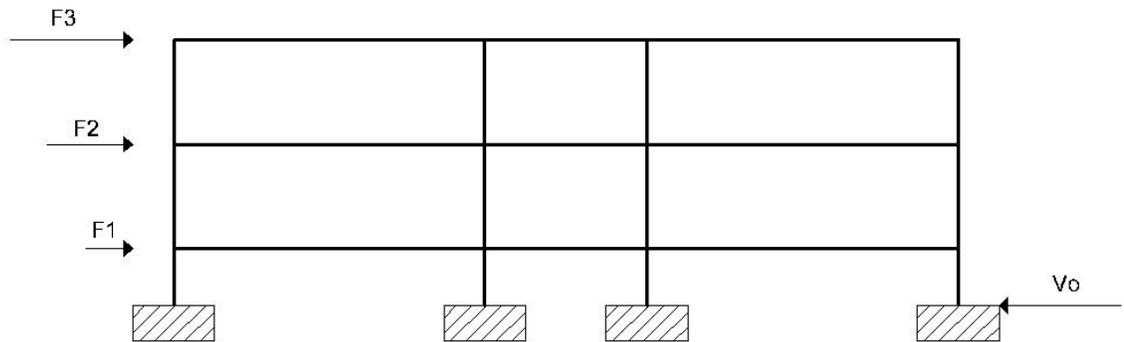


Figura 4.14. Gráfico Espectral de la Edificación

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.60. Fuerzas Laterales y Cortantes de piso

Nivel	h (m)	W (ton)	Wjhj (ton-m)	Fix (ton)	Fiy (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
3 (+7.90)	7.9	442	3491.27	81.09	130.58	81.09	130.58
2 (+4.80)	4.8	868	4167.34	78.37	140.69	159.47	271.27
1 (+1.70)	1.7	811	1378.24	25.92	46.53	185.39	317.80

Figura 4.15. Cuadro Resumen del Método Estático Equivalente

Fuente: Elaboración Propia

4.5. ETAPA V

La presente Etapa consiste en la aplicación del método torsional equivalente como lo estipula la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 de Edificaciones Sismorresistentes, y así apreciar el comportamiento de la masa rotacional de la edificación.

4.5.1. Determinación del Centro de Masa

Las coordenadas del centro de masa son las mismas halladas en el capítulo ## de irregularidades horizontales de la edificación.

Tabla 4.61. Coordenadas de Centro de masa por nivel

Nivel	x_{CM} (m)	y_{CM} (m)
3 (+7.90)	24.27	11.60
2 (+4.80)	23.73	11.48
1 (+1.70)	23.84	11.50

4.5.2. Determinación del Centro de Cortante

Una vez determinadas las fuerzas laterales sísmicas a partir de la distribución vertical de la cortante basal como se hizo en el artículo 4.4.8, las mismas definirán las cortantes de cada nivel y se determina las coordenadas de los centros de cortantes de cada piso como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.62. Coordenadas de Centro de Cortantes por nivel

Nivel	F_{ix} (ton)	V_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)	V_{iy} (ton)	x_{CM} (m)	y_{CM} (m)	x_{CC} (m)	y_{CC} (m)
3 (+7.90)	81.09	81.09	130.58	130.58	24.27	11.60	24.27	11.60
2 (+4.80)	78.37	159.47	140.69	271.27	23.73	11.48	23.99	11.54
1 (+1.70)	25.92	185.39	46.53	317.80	23.84	11.50	23.97	11.53

4.5.3. Determinación de Centro de Torsión CT y Excentricidades e_x y e_y

Las coordenadas del centro de rigidez se obtuvieron en el artículo 4.1.2.2.2, y junto con las coordenadas del centro de cortantes definidas en el paso anterior, se determina las excentricidades estáticas del sistema.

Tabla 4.63. Coordenadas de Centro de Torsión y Excentricidades

Nivel	x_{cc} (m)	y_{cc} (m)	x_{CT} (m)	y_{CT} (m)	e_x (m)	e_y (m)
3 (+7.90)	24.27	11.60	24.29	11.60	-0.020	-0.004
2 (+4.80)	23.99	11.54	24.29	11.60	-0.302	-0.061
1 (+1.70)	23.97	11.53	24.38	11.60	-0.416	-0.067

4.5.4. Determinación de Radio de Giro Torsional r_{tx} y r_{ty}

El radio de giro torsional en cada dirección de análisis, como se muestra en las ecuaciones (3.29) y (3.30) dependerán de la rigidez torsional con respecto al centro de corte y la rigidez de piso según su dirección de análisis.

Determinación de Radio de Giro Torsional r{tx} y r_{ty} en el Nivel 3 (+7.90)

Tabla 4.64. Rigideces de pórticos y distancias, nivel 3

Portico	R_{py} (ton/cm)	x (m)	$x't$ (m)	R_{px} (ton/cm)	y (m)	$y't$ (m)
A	16.908	0	-24.289			
B	29.967	6.5	-17.789			
C	29.967	13	-11.289			
D	29.967	19.5	-4.789			
E	29.967	26.15	1.861			
F	29.967	32.8	8.511			
G	29.967	39.45	15.161			
H	30.275	46.1	21.811			
3				24.34	9.2	-2.400
4				24.34	14	2.400

Tabla 4.65. Rigideces Torsionales, nivel 3

ΣR_{px} (ton/cm)	ΣR_{py} (ton/cm)	ex (m)	ey (m)	Rt ^{CT} (ton-m)	Rt ^{CC} (ton-m)
48.67	226.99	-0.0200	-0.0039	4780961.40	4780970.54

Tabla 4.66. Radios de giro torsional, nivel 3

rtx (m)	rty (m)
31.34	14.51

_Determinación de Radio de Giro Torsional rtx y rty en el Nivel 2 (+4.80)

Tabla 4.67. Rigideces de pórticos y distancias, nivel 2

Portico	R _{py} (ton/cm)	x (m)	x't (m)	R _{px} (ton/cm)	y (m)	y't (m)
A	16.799	0	-24.292			
B	29.813	6.5	-17.792			
C	29.813	13	-11.292			
D	29.813	19.5	-4.792			
E	29.813	26.15	1.858			
F	29.813	32.8	8.508			
G	29.813	39.45	15.158			
H	30.126	46.1	21.808			
3				24.17	9.2	-2.400
4				24.17	14	2.400

Tabla 4.68. Rigideces Torsionales, nivel 2

ΣR_{px} (ton/cm)	ΣR_{py} (ton/cm)	ex (m)	ey (m)	Rt ^{CT} (ton-m)	Rt ^{CC} (ton-m)
48.35	225.80	-0.30	-0.06	4755354.83	4757438.11

Tabla 4.69. Radios de giro torsional, nivel 2

rtx (m)	rty (m)
31.37	14.52

Determinación de Radio de Giro Torsional r{tx} y r_{ty} en el Nivel 1 (+1.70)

Tabla 4.70. Rigideces de pórticos y distancias, nivel 1

Portico	R_{py} (ton/cm)	x (m)	$x't$ (m)	R_{px} (ton/cm)	y (m)	$y't$ (m)
A	92.038	0	-24.384			
B	171.067	6.5	-17.884			
C	171.067	13	-11.384			
D	171.067	19.5	-4.884			
E	171.067	26.15	1.766			
F	171.067	32.8	8.416			
G	171.067	39.45	15.066			
H	173.475	46.1	21.716			
3				133.55	9.2	-2.400
4				133.55	14	2.400

Tabla 4.71. Rigideces Torsionales, nivel 1

ΣR_{px} (ton/cm)	ΣR_{py} (ton/cm)	e_x (m)	e_y (m)	R_t^{CT} (ton-m)	R_t^{CC} (ton-m)
267.09	1291.91	-0.42	-0.07	27051356.43	27073854.28

Tabla 4.72. Radios de giro torsional, nivel 1

r_{tx} (m)	r_{ty} (m)
31.84	14.48

Tabla 4.73. Radios de giro torsional en ambas direcciones

Nivel	r_{tx} (m)	r_{ty} (m)
3 (+7.90)	31.34	14.51
2 (+4.80)	31.37	14.52
1 (+1.70)	31.84	14.48

4.5.5. Determinación de Radio de Giro Inercial r

El radio de giro inercial depende de la masa rotacional de la edificación y el momento de inercia polar con respecto al centro de cortante. Los radios de giro inercial son los mismos hallados en la sección 4.1.2.2.3.

Tabla 4.74. Radios de giro inercial por nivel

Nivel	r (m)
3 (+7.90)	14.74
2 (+4.80)	14.98
1 (+1.70)	14.95

4.5.6. Determinación de Factores de Amplificación T

Los factores de amplificación son valores que se encargan de modificar las excentricidades estáticas del sistema y dependen de la distribución de rigideces laterales. Esta distribución de rigideces condiciona la relación entre las frecuencias torsionales ω_{Θ} y las laterales ω_x , ω_y .

Donde:

$$\Omega_x = \omega_{\Theta} / \omega_x = r_{tx}/r$$

$$\Omega_y = \omega_{\Theta} / \omega_y = r_{ty}/r$$

En cada caso, los valores de Ω comprendidos entre 0,5 y 1 corresponden a estructuras muy flexibles torsionalmente, esto quiere decir que la estructura no es apta para soportar cargas laterales, por lo cual resulta un T elevado.

Cuando los valores de Ω son elevados, aumenta la rigidez del sistema a efectos torsores y disminuye en consecuencia el valor de T.

Por otro lado si los valores de radio de giro torsional y radio de giro inercial son muy disimilares, es edificación es irregular y el método torsional no aplica.

Determinación de Factores de Amplificación T en el Nivel 3 (+7.90)

rtx (m)	rty (m)	ex (m)	ey (m)	r (m)
31.34	14.51	0.020	0.004	14.74

Sismo en X, usar Ω_x y ϵ_y

ϵ_y	0.00026	Cumple
Ω_x	2.13	Cumple

T 1	T 2	T 3	T ´	Tx	T ´x
NA	NA	1	6.16	1.00	1.00

Sismo en Y, usar Ω_y y ϵ_x

ϵ_x	0.001	Cumple
Ω_y	0.98	Cumple

T 1	T 2	T 3	T ´	Ty	T ´y
4.917	NA	NA	-0.69	4.92	-1.00

_Determinación de Factores de Amplificación T en el Nivel 2 (+4.80)

rtx (m)	rty (m)	ex (m)	ey (m)	r (m)
31.37	14.52	0.302	0.061	14.98

Sismo en X, usar Ω_x y ϵ_y

ϵ_y	0.00409	Cumple
Ω_x	2.09	Cumple

T 1	T 2	T 3	T ´	Tx	T ´x
NA	NA	1	5.96	1.00	1.00

Sismo en Y, usar Ω_y y ϵ_x

ϵ_x	0.020	Cumple
Ω_y	0.97	Cumple

T 1	T 2	T 3	T ´	Ty	T ´y
4.56	NA	NA	-0.79	4.56	-1.00

_Determinación de Factores de Amplificación T en el Nivel 1 (+1.70)

rtx (m)	rty (m)	ex (m)	ey (m)	r (m)
31.84	14.48	0.416	0.067	14.95

Sismo en X, usar Ω_x y ϵ_y

ϵ_y	0.00445	Cumple
Ω_x	2.13	Cumple

T 1	T 2	T 3	T´	Tx	T´x
NA	NA	1	6.17	1.00	1.00

Sismo en Y, usar Ω_y y ϵ_x

ϵ_x	0.028	Cumple
Ω_y	0.97	Cumple

T 1	T 2	T 3	T´	Ty	T´y
4.44	NA	NA	-0.79	4.44	-0.79

Figura 4.16. Cuadro Resumen del Método Torsional Equivalente

Fuente: Elaboración Propia

Como se muestra en el cuadro anterior, se presenta un inconveniente con respecto a los valores de radio de giro torsional y los valores de radio de giro inercial, estos son muy disimilares específicamente en los radios de giro torsional en dirección x, son aproximadamente el doble del promedio de los radios de giro inercial. Razón por la cual no es recomendable aplicar el método torsional equivalente para determinar las derivas finales del sistema estructural.

4.6. ETAPA VI

La presente etapa consiste en superponer los desplazamientos elásticos por efectos de traslación y torsión, para determinar los desplazamientos totales inelásticos de la Edificación, y a través de estos se obtendrá la deriva de piso, la cual se utilizará para verificar los valores límites propuestos en el capítulo 10 de la Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756:2001. Dicha verificación definirá si la Edificación es susceptible a sufrir daños bajo las deformaciones calculadas anteriormente, es decir si la Estructura es Vulnerable.

En la etapa 5, el método torsional equivalente no es aplicable debido a la gran diferencia que existe entre los radios de giro torsional y los radios de giro inercial como se señala en la figura 4.16. Por a esta razón, para hallar las derivas de piso solo se tomarán en cuenta los desplazamientos elásticos obtenidos en la etapa 3 del método estático equivalente Traslación, estos desplazamientos se obtienen utilizando la Ec. 3.4. A continuación se presenta una tabla con los desplazamientos de cada nivel.

Tabla 4.75. Desplazamientos elásticos por nivel

Nivel	Dirección x				Dirección y			
	Vx (ton)	K _{piso x} (ton/cm)	δ _{ex} (cm)	Δ _{ex} (cm)	Vy (ton)	K _{piso y} (ton/cm)	δ _{ey} (cm)	Δ _{ey} (cm)
3 (+7.90)	81.09	48.67	1.67	5.66	130.58	9036.85	0.58	2.02
2 (+4.80)	159.47	48.35	3.30	3.99	271.27	0.00	1.20	1.45
1 (+1.70)	185.39	267.09	0.69	0.69	317.80	0.00	0.25	0.25

Una vez obtenidos los desplazamientos elásticos, se procede a determinar los desplazamientos inelásticos a través de la Ec.3.45, luego con estos desplazamientos se obtiene las derivas inelásticas de cada piso en donde participa un factor de reducción de respuesta $R = 6$.

R	6
Grupo A	0.012

Tabla 4.76. Verificación de Derivas en dirección x

Nivel	h (cm)	Δ _{ei} (cm) cedente	Δ _i (cm)	δ _i (cm)	Θ _i max 0.012	Obser.
3 (+7.90)	310	5.7	27.2	11.3	0.037	No cumple
2 (+4.80)	310	4.0	19.2	15.8	0.051	No cumple
1 (+1.70)	170	0.7	3.3	3.3	0.020	No cumple

Tabla 4.77. Verificación de Derivas en dirección y

Nivel	h (cm)	Δ _{ei} (cm) cedente	Δ _i (cm)	δ _i (cm)	Θ _i max 0.012	Obser.
3 (+7.90)	310	2.0	9.7	3.9	0.013	No cumple
2 (+4.80)	310	1.4	6.9	5.8	0.019	No cumple
1 (+1.70)	170	0.2	1.2	1.2	0.007	cumple

4.7. ETAPA VII

La presente etapa consiste en interpretar los resultados obtenidos en la etapa III y la etapa VI, en donde se realizó un análisis a través de una planilla para el análisis de vulnerabilidad de edificaciones tipo I denominada PAVETI y los desplazamientos obtenidos por el método estático equivalente (Torsión y Traslación) de la norma venezolana COVENIN 1756:2001 de edificaciones sismorresistentes.

La sección 4.3 referente al análisis cualitativo por la planilla PAVETI, se puede apreciar a través de la tabla 4.48. que la edificación en estudio es vulnerable sísmicamente, ya que su puntaje final es de 0.3 y el mínimo aceptable es de 2 según como lo establece el ATC-21. Esta disminución ocurre por diferentes factores, entre los cuales se encuentra:

El nivel de detallado sismorresistente que se exige para esa fecha en este tipo de estructura es muy bajo, influyendo en los mecanismos de disipación de energía a través de las rotulas plásticas en vigas, y por ende en las derivas de piso, en este caso las columnas estarán más comprometidas para desarrollar los mecanismos de disipación de energía contrario a la filosofía establecida en la norma, es decir que estas estén menos comprometidas a la disipación de energía y que su función sea elementos de gran resistencia del sistema. Esto incide en las fuerzas producidas en cada nivel que puede soportar la estructura, y a su vez se ve reflejado a través del factor de reducción de respuesta de la norma presente.

Por otro lado la edificación es comprometida por las propiedades dinámicas de los suelos, específicamente en la amplificación de la aceleración en roca cuando actúa el sismo, es decir los suelos con periodos altos, en este caso S2 con un factor de magnificación de 2.6, genera una acción sísmica más significativa.

Ahora bien cuando una estructura es clasificada regular tanto vertical como horizontal, la norma COVENIN 1756 establece de forma indirecta que la conducta dinámica estructural, es de naturaleza traslacional y que los modos torsionales son despreciables por lo tanto los valores de evaluación torsional son mínimos. En caso contrario que la estructura es irregular y sobretodo esa irregularidad es horizontal, esta evaluación bajo este concepto toma un valor de importancia, situación que se ve presente en la edificación estudiada.

La sección 4.6 muestra los desplazamientos totales del sistema estructural, obtenidos a través del método estático equivalente (traslación y torsión), específicamente en la tablas 4.76 y la tabla 4.77, se puede notar en ambas direcciones de análisis el valor Θ_i es mayor que los valores límites de la tabla 3.7. Esto quiere decir que las derivas de piso son muy altas, generando daños en elementos no estructurales como escaleras, juntas y otros elementos, como consecuencia de desplazamientos laterales excesivos.

CONCLUSIÓN

En cuanto a las conclusiones que se derivan de este trabajo de investigación, se tiene las de mayor trascendencia y que permitirán investigar y desarrollar líneas al respecto:

- 1) Es de interés y del dominio público y profesional saber que Venezuela es un país con alta actividad sísmica, hoy cuenta con numerosas normas de diseño y construcción que contemplan un aspecto de vital importancia en cuanto a la reducción de riesgos se refiere. El mejoramiento de las normas nacionales ha ido en progreso de forma gradual, lamentablemente por eventos catastróficos, que han ayudado a mejorar las técnicas y métodos que se empleaban en el pasado. Sin embargo aun existen edificaciones construidas bajo los criterios de las normativas antiguas, convirtiéndose hoy en estructuras de gran riesgo ante un evento sísmico elevado. Específicamente aquellas edificaciones que son más frecuentes, caracterizadas por pórticos a base de concreto armado conocidas como Estructuras Tipo I.
- 2) Para cumplir los objetivos planteados fue necesario realizar un estudio de vulnerabilidad, el cual constó de dos metodologías de análisis diferentes, la primera consistió en una evaluación cualitativa a través de la planilla PAVETI que proporciona una información básica sobre la vulnerabilidad de la edificación, y la segunda en la aplicación del método estático equivalente (Traslación y Torsión), para el cual se tomó como criterios preliminares la caracterización de los materiales de pórticos de concreto armado, su geometría, dimensiones y calidad de los materiales, la cual fue suministrada por la empresa consultora GELCA C.A.

- 3) Por otra parte, por tratarse de una estructura regular se le asignó en beneficio de la misma un valor de $R = 6$, el cual generó un valor superior al admisible en el control de desplazamientos del capítulo 10 de la norma sismorresistente, lo cual convierte a la estructura vulnerable sísmicamente. Este valor de R podría modificarse como se plantea en la tabla 12.1 de los comentarios de la norma sismorresistente correspondiendo a un ND1 generando un $R = 2$, y de esta manera corregir las derivas inelásticas, calculando nuevamente las fuerzas laterales reducidas con $R = 2$ y de esta forma para chequear las derivas inelásticas. Este procedimiento es apropiado porque inicialmente se le está dando una bondad al beneficio a la estructura, que al no cumplirse con esta condición tendría que ajustarse el valor R y de esta forma se evidencia la vulnerabilidad del sistema estructural.
- 4) De acuerdo al punto anterior se corrobora que los resultados obtenidos por los métodos aplicados demostraron que la edificación en estudio es vulnerable ante un evento sísmico. Esto ocurre por diferentes factores, entre los principales se encuentra una mala distribución de rigideces laterales de pórticos, relacionados por una falta de conexión de vigas ocasionando una inestabilidad en el sistema estructural, y por tanto susceptible a sufrir daños mayores a los esperados ante un evento sísmico de gran magnitud. Por otro lado, se tiene que la edificación posee un nivel de detallado inadecuado, a causa de que la estructura fue diseñada bajo criterios de normas antiguas.

RECOMENDACIONES

En cuanto a las recomendaciones que son producto del desarrollo de este trabajo especial de grado se tiene:

- 1) La implementación de los métodos planteados como lo son el método PAVETI y el método estático equivalente (traslación y torsión) para una evaluación preliminar, le permita al estudiante de ingeniería civil y al profesional de la materia, el estudio de edificaciones existentes de esta tipología en zonas de alta sismicidad.
- 2) De esta edificación de concreto armado, conformada por losas prefabricadas, se recomienda una adecuación sismorresistente, sin embargo la empresa de ingenieros consultores de GELCA C.A. en el año 1999 intervino la edificación, reforzándola estructuralmente, eliminando de esta manera la vulnerabilidad de la misma.
- 3) Por otro lado, el presente trabajo servirá como una fuente base para realizar futuras investigaciones, aplicando otros tipos de materiales como acero estructural o estructuras mixtas regulares y no regulares.
- 4) El uso de estos métodos de análisis sencillos como los de la planilla PAVETI derivado del ATC 21 y el método estático, pueden ser reforzados a través de un estudio más profundo que permita evaluar la conducta sismorresistente, el cual consta de ensayos de materiales, la conexión entre los mismos, y finalmente si es posible a través de un ensayo de vibración libre verificar la adecuación sismorresistente.

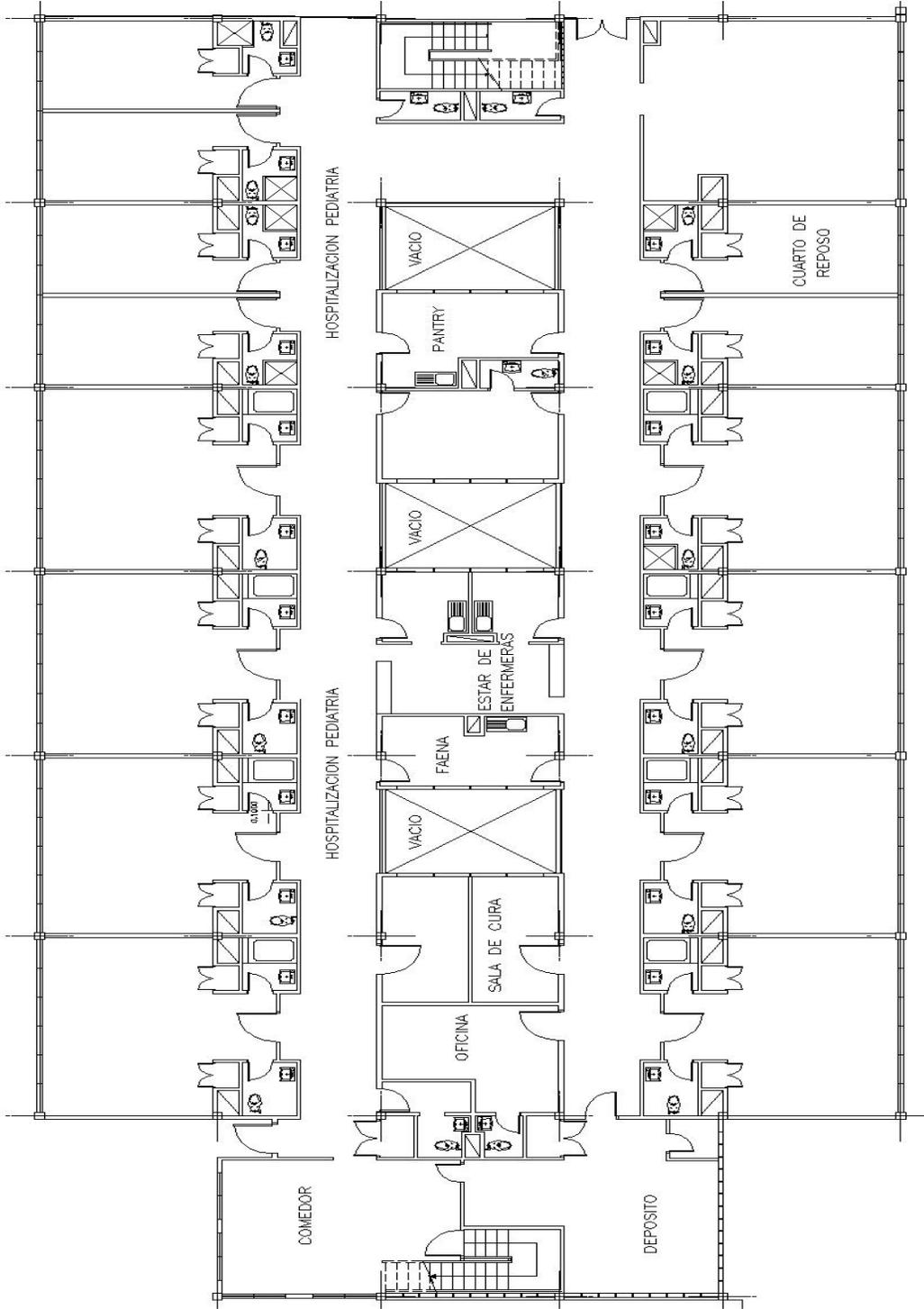
BIBLIOGRAFÍA

1. Bazán, E., Meli, R. (2001). *Diseño Sísmico de Edificios*. Limusa
2. COVENIN (1987). *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones; Análisis y Diseño*. Norma COVENIN MINDUR 1753:87. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.
3. COVENIN (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Norma COVENIN MINDUR (Provisional) 2002:88. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, Venezuela.
4. COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma COVENIN 1756:01.
5. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1988a, *Rapid visual screening of building for potential seismic hazards: Manual*. FEMA 154.
6. Fratelli, M. *Estructuras Sismorresistentes*. U.C.V Biblioteca Central. Sala de Ciencias Puras.
7. FUNVISIS. (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*. Caracas.
8. FUNVISIS (2010). *Glosario sismológico*. <http://www.funvisis.gob.ve/glosario.php>.
9. IMME, FUNVISIS y FEDE, (2009). *Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela (FONACIT N° 2005000188)*. Informe Técnico, Segundo Avance. Instituto de Materiales y Modelos

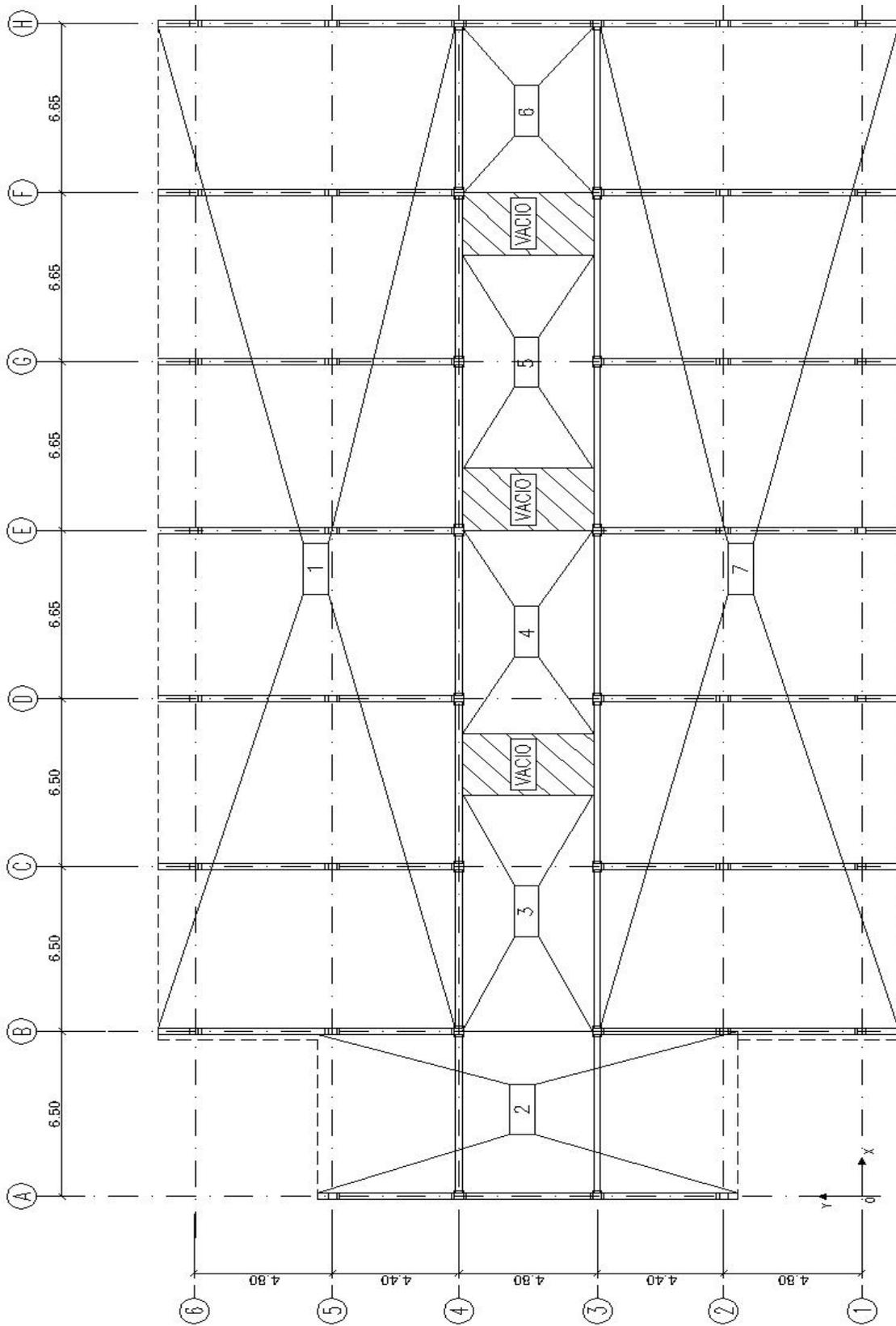
Estructurales, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas y Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas, Caracas, Venezuela.

10. Lozada, A., & Correa, C. (2011). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones aporticadas tipo i según los parámetros geométricos establecidos en las normas covenin 1756 y fondonorma 1753 vigentes en venezuela*. Trabajo de Grado. No publicado, Universidad Central de Venezuela, Caracas.
11. MOP (1955). Norma para el Cálculo de Edificios. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales. Caracas, Venezuela.
12. Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. *Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural*. Caracas, Venezuela.

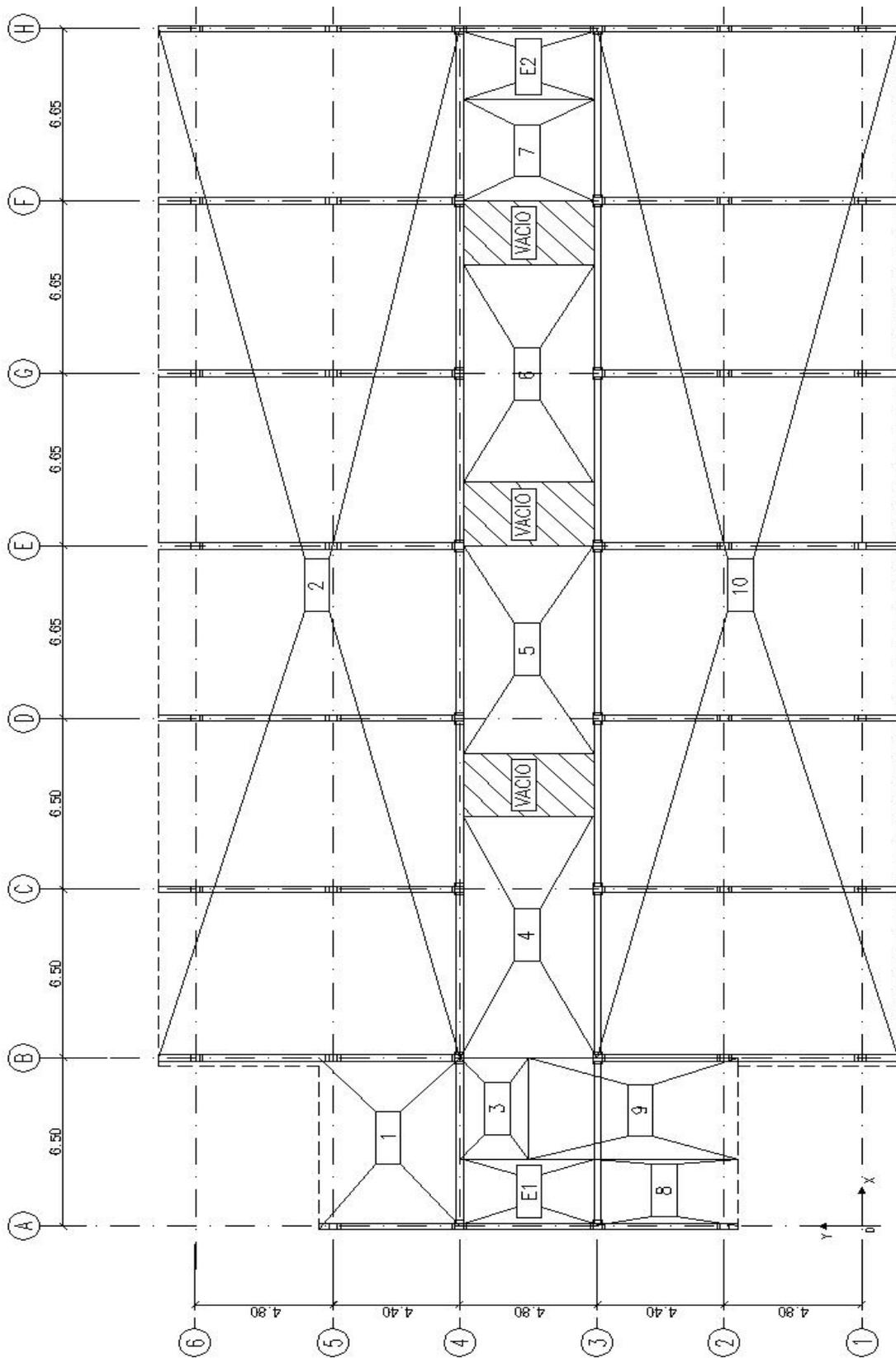
ANEXOS



Plano de Arquitectura del modulo 3 del Hospital Dr. Prince Lara



Distribución por zonas nivel +7.90 (Techo)



Distribución por zonas nivel 1 (+1.70) y nivel 2 (+4.80)

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Datos de la edificación	Fecha de estudio de campo
Nombre:	
Dirección:	Inspector(es):

Estudio Pre-Campo

Marcar con una "x" y completar la información según corresponda:

Paso 1: Clasificación de la edificación (este paso es aplicable solo en caso de dar una priorización para mitigación de riesgo)

Estimación de ocupantes:

Grupo A <input type="checkbox"/>	Grupo B1 <input type="checkbox"/>	Grupo B2 <input type="checkbox"/>	Grupo C <input type="checkbox"/>
Hospitales, planteles educativos, centrales eléctricas y de bombeo, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones, estación de bomberos cuarteles y policía, edificios gubernamentales, bibliotecas, centro de tráfico aéreo y todas aquellas que coloquen en peligro este Grupo.	Edificaciones públicas o privadas densamente ocupadas, tales como: Ocupación mayor a 3000 personas Área techada mas de 20000 m2 Centro de salud tipo ambulatorios con una capacidad total de 20 a 60 camas.	Edificaciones de baja ocupación, tales como: Vivienda, apartamentos, oficinas, hoteles, restaurantes, entidades bancarias, cines, teatros, almacenes y depósitos.	Edificaciones no destinada a la habitación o uso público y cuyo derrumbe no causa daños a otro Grupo.

Paso 2: Ubicación geográfica

Referencia para determinar velocidades de onda y la resistencia a la penetración del ensayo SPT (1)

Descripción del material	N1 (60)	Vs
Roca dura	---	Vs > 700
Roca blanda	---	Vs > 400
Suelos muy duros o muy densos (rígidos)	N1 (60) > 50	Vs > 400
Suelos duros o densos (medianamente rígidos)	20 ≤ N1 (60) ≤ 50	250 ≤ Vs ≤ 400
Suelos firmes o medio densos (Baja rigidez)	10 ≤ N1 (60) ≤ 20	170 ≤ Vs ≤ 250
Suelos blandos o sueltos (Muy baja rigidez)	N1 (60) < 10	Vs < 170

Paso 5: Seleccionar el material y marcar con un círculo el tipo de suelo

Paso 3: Recolección de datos de la edificación.

Altura del edificio	Numero de pisos
Data del proyecto	Año de construcción
Año en que la estructura fue reforzada (si aplica)	

Tipo	Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zona 1-4	Zona 5-7
C	Roca sana/fracturada	>500	-	S1	S1
	Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30 30-50 >50	S1 S2 S3	S1 S2 S2

Paso 4: Zonificación sísmica (1)

Estado: _____

Municipio: _____

Encerrar en un círculo zona sísmica y selección de planilla

Zona sísmica	Selección de planilla	
1	Sismicidad baja <input type="checkbox"/> BS	Zona 1-4
2		
3	Sismicidad intermedia <input type="checkbox"/> IS	Zona 1-4
4		
5	Sismicidad elevada <input type="checkbox"/> ES	Zona 5-7
6		
7		

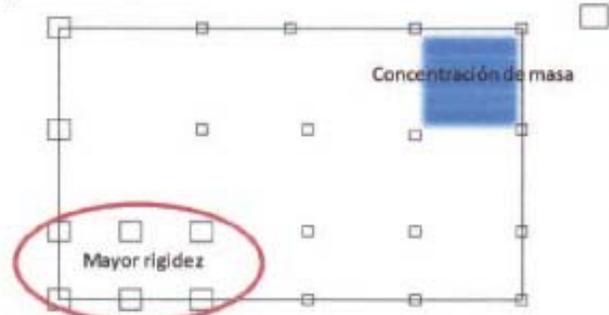
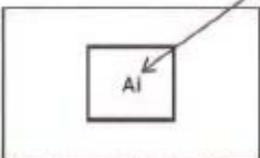
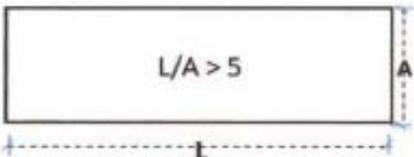
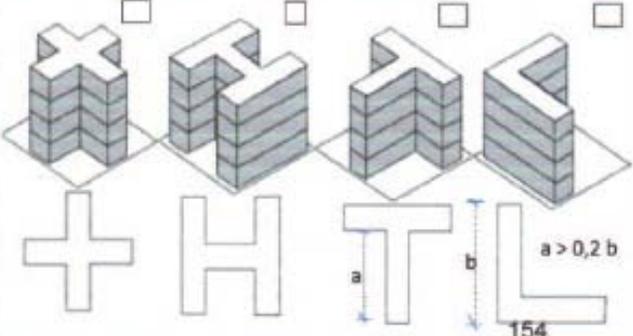
Tipo	Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zona 1-4	Zona 5-7
D	Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	S1
			15-50	S2	S2
			>50	S3	S2
E	Suelos firmes/ medio densos	170-250	≤50	S3	S2
			>50	S3 (a)	S3
E	Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	S2
			>15	S3 (a)	S3
E	Suelos blandos o sueltos intercalados con suelos mas rígidos.	---	H1	S2 (c)	S2

1: Norma COVENIN 1756.

a) Si se encuentra zona sísmica 1 ó 2 úsese S4
 b) El espesor de los estratos con Vsp < 170 m/s debe ser mayor que 0,1H
 c) Si H1 ≥ H/4 y con zona sísmica 1,2 ó 3, úsese S3
 H: Prof. a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte Vs > 500 m/s

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)

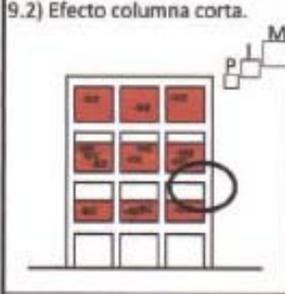
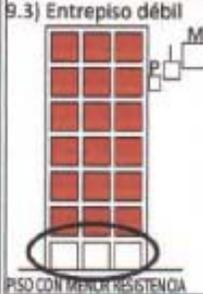
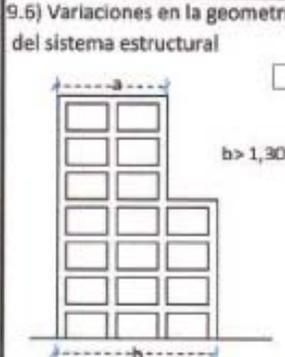
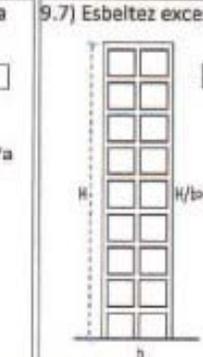
Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Estudio Campo	
Paso 6: Esquema del piso con mayor abertura y plano de planta de la edificación.	
<p style="text-align: center;">Esquema con dimensiones de planta</p> <p>Área de planta <input type="text"/> Área total de aberturas <input type="text"/></p>	
<p>Marcar con una "X" (solo si aplica), según el porcentaje aprox. de presencia de la irregularidad en comparación a toda la estructura:</p> <p>Paso 7: Inspección de Irregularidades en planta.1</p>	
<p>7.1) Sistema con pórticos no ortogonales.</p> <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Mucha <input type="checkbox"/> a 90 %</p> <p>Intermedio <input type="checkbox"/> Entre 30-60</p> <p>Poco <input type="checkbox"/> < 30 %</p> </div> </div>	<p>7.2) Gran excentricidad.</p> <div style="text-align: center;">  </div>
<p>7.3) Diafragma flexible</p> <p>Abertura mayores al 20% del área de la planta</p> <div style="text-align: center;">  <p>$A_i > 20\% \text{ Área total}$</p> </div> <p>Excesiva long. de planta o Esbeltez horizontal</p> <div style="text-align: center;">  <p>$L/A > 5$</p> </div>	<p>7.4) Riesgo torsional elevado y salientes flexibles.</p> <div style="text-align: center;">  <p>$a > 0,2 b$</p> <p style="text-align: right;">154</p> </div>

1: Norma COVENIN 1756:2001.

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Estudio Campo				
Paso 8: Fotografías y plano vertical de la edificación.				
Paso 9: Inspección de irregularidades en elevación.				
<p>9.1) Entrepiso blando</p> 				
<p>9.2) Efecto columna corta.</p> 	<p>9.3) Entrepiso débil</p> 	<p>9.4) Distribución irregular de masas</p> 	<p>9.5) Aumento de las masas con la elevación</p> <p style="text-align: center;">$A/L > 0,10$</p> 	
<p>9.6) Variaciones en la geometría del sistema estructural</p>  <p style="text-align: right;">$b > 1,30 * a$</p>	<p>9.7) Esbeltez excesiva</p>  <p style="text-align: right;">$H/b > 4$</p>	<p>9.8) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.</p>  <p style="text-align: right;">$e > a/3$</p> <p style="text-align: right;">$a = \text{Ancho de columna}$</p>		

1: Norma COVENIN 1756:2001.

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)

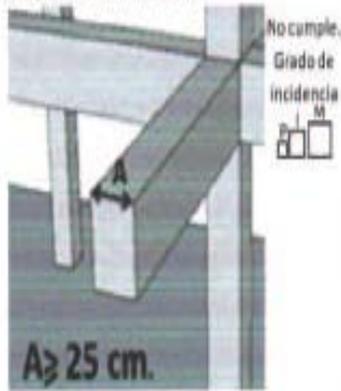
Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Paso 10: Revisar el NO cumplimiento de los parámetros mínimos sismorresistentes. Cap. 18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006.

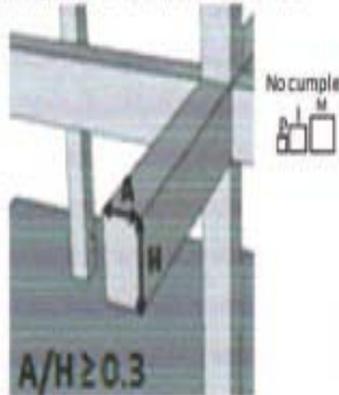
Marcar con una "x" si no cumple, según el grado de incidencia aproximado con respecto a toda la edificación. (solo aplica para ND2 y ND3)

10.1) Requisitos mínimos para vigas

10.1.1) Ancho mínimo 25 cm



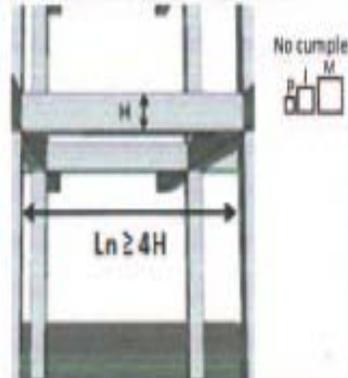
10.1.2) Relación Ancho/Alto mayor a 0.3



10.1.2) Evitar presencia de vigas planas



10.1.4) Luz libre mayor a 4 veces la altura



Referencia del nivel de diseño

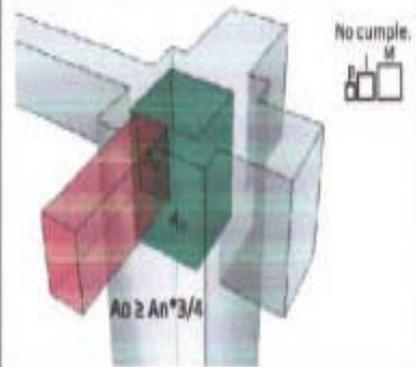
Grupo	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2	ND1 (*)	ND2	ND3
	ND2	ND3 (*)	ND2 (**)
	ND3		

(*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura

(**) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m de altura

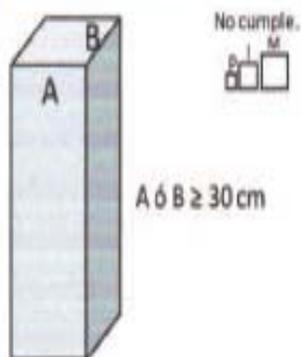
10.2) Nodos confinados

10.2.1) Los miembros que llegan al nodo debe cubrir por lo menos 3/4 partes de la cara del mismo.

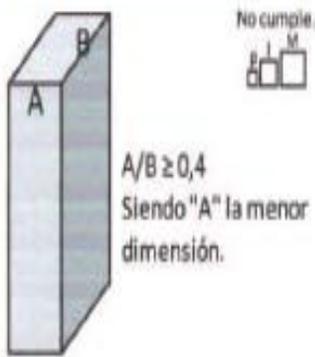


10.3) Requisitos mínimos para columnas

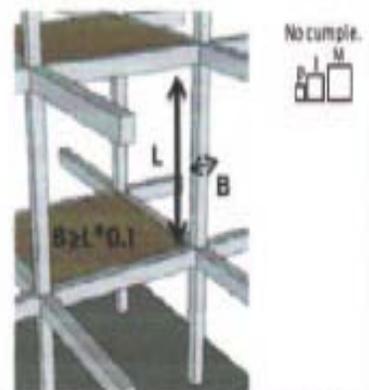
10.3.1) Ancho de columna mayor a 30 cm



10.3.2) Relación Ancho/Largo mayor a 0,4



10.3.3) Efecto de esbeltez en la columna



Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Estudio Campo

Paso 11: Encerrar en un círculo el puntaje modificador correspondiente según la información previamente recolectada.

Peligro Estructural inicial para BAJA actividad sísmica	4.4
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	
Edificios medianos (comprendido entre 4 y 7 pisos)	+0.4
Edificios altos (> 7 pisos)	+1
AÑO DE CONSTRUCCION	
Antes de la existencia de una normativa en Venezuela (< 1967)	N/A
Después de la Norma Sismorresistente (≥ 1982)	+0,6
TIPO DE MATERIAL	
Suelo Tipo C	-0.6
Suelo Tipo D	-1.4
Suelo Tipo E	-2

Sub-Total de las variables exógenas

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001.

	Grado de incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
IRREGULARIDADES EN PLANTA			
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.05	-0.10	-0.16
Diaphragma flexible	N/A	N/A	-0.48
Riesgo torsional elevado y salientes flexibles			
Gran excentricidad	N/A	N/A	-0.16

	Grado de incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
IRREGULARIDADES EN ELEVACION			
Entrepiso blando	-0.30	-0.60	-1.00
Efecto columna corta			
Entrepiso Débil	-0.09	-0.18	-0.30
Distribución irregular de masas			
Aumento de las masas con la elevación	N/A	N/A	-0.10
Variaciones en la geometría del sistema estructural			
Esbeltez excesiva	N/A	N/A	-0.20
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.03	-0.06	-0.10

Cap. 18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006.

	Grado de incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
REQUISITOS MÍNIMOS EN VIGAS			
Ancho mínimo 25 cm.			
Relación ancho/alto mayor a 0.3			
Evitar presencia de vigas plana	-0.03	-0.06	-0.10
Luz libre mayor a 4 veces la altura			
REQUISITOS MÍNIMOS NODOS	Poco	Intermedio	Mucho
Cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.03	-0.06	-0.10
REQUISITOS MÍNIMOS COLUMNAS	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de columna mayor a 30 cm.			
Relación ancho/largo mayor a 0.4	-0.03	-0.06	-0.10
Efecto de esbeltez en la columna			

Sub-Total de las variables endógenas

Paso 12: Realizar una sumatoria de todos los modificadores seleccionados y sumarlo a la puntuación inicial.

Puntaje Final (Sumatoria global)		
Puntaje mínimo de aceptación o punto de corte	2	
Requiere una evaluación detallada	NO	SI

Diagnostico: _____

157

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Estudio Campo

Paso 11: Encerrar en un círculo el puntaje modificador correspondiente según la información previamente recolectada.

Peligro Estructural inicial para MODERADA actividad sísmica	3
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	
Edificios medianos (comprendido entre 4 y 7 pisos)	+0.2
Edificios altos (> 7 pisos)	+0.5
AÑO DE CONSTRUCCION	
Antes de la existencia de una normativa en Venezuela (< 1967)	-1
Después de la Norma Sismorresistente (≥ 1982)	+1.2
TIPO DE MATERIAL	
Suelo Tipo C	-0.6
Suelo Tipo D	-1
Suelo Tipo E	-1.6

Sub-Total de las variables exógenas

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:200L

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Grado de incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.03	-0.06	-0.10
Diafragma flexible	N/A	N/A	-0.30
Riesgo torsional elevado y salientes flexibles	N/A	N/A	-0.10
Gran excentricidad	N/A	N/A	-0.10
IRREGULARIDADES EN ELEVACION	Poco	Intermedio	Mucho
Entrepiso blando	-0.40	-0.80	-1.33
Efecto columna corta	-0.12	-0.24	-0.40
Entrepiso Débil	N/A	N/A	-0.13
Distribución irregular de masas	N/A	N/A	-0.13
Aumento de las masas con la elevación	N/A	N/A	-0.27
Variaciones en la geometría del sistema estructural	N/A	N/A	-0.13
Esbeltez excesiva	-0.04	-0.08	-0.13
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.04	-0.08	-0.13

Cap. 18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006.

REQUISITOS MÍNIMOS EN VIGAS	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho mínimo 25 cm.	-0.03	-0.06	-0.10
Relación ancho/alto mayor a 0.3	-0.03	-0.06	-0.10
Evitar presencia de vigas plana	-0.03	-0.06	-0.10
Luz libre mayor a 4 veces la altura	-0.03	-0.06	-0.10
REQUISITOS MÍNIMOS NODOS	Poco	Intermedio	Mucho
Cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.03	-0.06	-0.10
REQUISITOS MÍNIMOS COLUMNAS	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de columna mayor a 30 cm.	-0.03	-0.06	-0.10
Relación ancho/largo mayor a 0.4	-0.03	-0.06	-0.10
Efecto de esbeltez en la columna	-0.03	-0.06	-0.10

Sub-Total de las variables endógenas

Paso 12: Realizar una sumatoria de todos los modificadores seleccionados y sumarlo a la puntuación inicial.

Puntaje Final (Sumatoria global)		
Puntaje mínimo de aceptación o punto de corte	2	
Requiere una evaluación detallada	NO	SI

Diagnostico: _____

158

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructuras Tipo I (PAVETI)

Estudio Campo

Paso 11: Encerrar en un círculo el puntaje modificador correspondiente según la información previamente recolectada.

Peligro Estructural inicial para ALTA actividad sísmica	2.5
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	
Edificios medianos (comprendido entre 4 y 7 pisos)	+0.4
Edificios altos (> 7 pisos)	+0.6
AÑO DE CONSTRUCCION	
Antes de la existencia de una normativa en Venezuela (< 1967)	-1.2
Después de la Norma Sismorresistente (≥ 1982)	+1.4
TIPO DE MATERIAL	
Suelo Tipo C	-0.4
Suelo Tipo D	-0.6
Suelo Tipo E	-1.2

Sub-Total de las variables exógenas

Cap. 6 de la Norma COVENIN 1756:2001.

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Grado de incidencia		
	Poco	Intermedio	Mucho
Sistema con pórticos no ortogonales	-0.03	-0.06	-0.10
Diaphragma flexible	N/A	N/A	-0.30
Riesgo torsional elevado y salientes flexibles	N/A	N/A	-0.10
Gran excentricidad	N/A	N/A	-0.10
IRREGULARIDADES EN ELEVACION	Poco	Intermedio	Mucho
Entrepiso blando	-0.30	-0.60	-1.00
Efecto columna corta	-0.09	-0.18	-0.30
Entrepiso Débil	N/A	N/A	-0.10
Distribución irregular de masas	N/A	N/A	-0.10
Aumento de las masas con la elevación	N/A	N/A	-0.20
Variaciones en la geometría del sistema estructural	N/A	N/A	-0.20
Esbeltez excesiva	-0.03	-0.06	-0.10
Discontinuidad en los planos resistentes a cargas laterales	-0.03	-0.06	-0.10

Cap. 18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006.

REQUISITOS MÍNIMOS EN VIGAS	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho mínimo 25 cm.	-0.03	-0.06	-0.10
Relación ancho/alto mayor a 0.3	-0.03	-0.06	-0.10
Evitar presencia de vigas plana	-0.03	-0.06	-0.10
Luz libre mayor a 4 veces la altura	-0.03	-0.06	-0.10
REQUISITOS MÍNIMOS NODOS	Poco	Intermedio	Mucho
Cubre por los menos 3/4 partes de la cara del nodo	-0.03	-0.06	-0.10
REQUISITOS MÍNIMOS COLUMNAS	Poco	Intermedio	Mucho
Ancho de columna mayor a 30 cm.	-0.03	-0.06	-0.10
Relación ancho/largo mayor a 0.4	-0.03	-0.06	-0.10
Efecto de esbeltez en la columna	-0.03	-0.06	-0.10

Sub-Total de las variables endógenas

Paso 12: Realizar una sumatoria de todos los modificadores seleccionados y sumarlo a la puntuación inicial.

Puntaje Final (Sumatoria global)		
Puntaje mínimo de aceptación o punto de corte	2	
Requiere una evaluación detallada	NO	SI

Diagnostico: _____

159

Planilla para el Análisis de Vulnerabilidad de Estructura Tipo I (PAVETI)