

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO NORTE DE LA
ESCUELA “JESÚS MARÍA ALFARO ZAMORA” UBICADO EN EL
MUNICIPIO BARUTA, ESTADO MIRANDA**

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.:
Colmenares Torres, Elaine Tahianne
Serrao Rodríguez, Jorge Luis
Para Optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO NORTE DE LA
ESCUELA “JESÚS MARÍA ALFARO ZAMORA” UBICADO EN EL
MUNICIPIO BARUTA, ESTADO MIRANDA**

Tutor Académico: Prof. Budimir Spasic Hernández

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.:
Colmenares Torres, Elaine Tahianne
Serrao Rodríguez, Jorge Luis
Para Optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2012

ACTA

El día 18 de Junio se reunió el jurado formado por los profesores:

Budimir Spasic

Oscar López

Eliud Hernández

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **"EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO NORTE DE LA ESCUELA "JESÚS MARÍA ALFARO ZAMORA" UBICADO EN EL MUNICIPIO BARUTA, ESTADO MIRANDA"**.
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

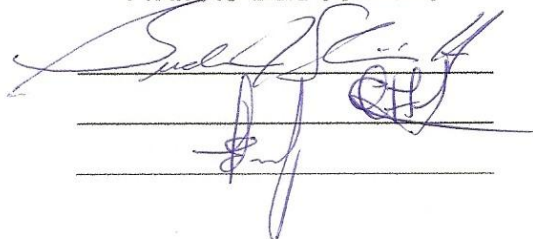
Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Elaine Colmenares	20	Veinte
Br. Jorge Serrao	20	Veinte

Recomendaciones:

Mención Publicación.

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 18 de Junio de 2012

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por acompañarnos en todo momento de nuestras vidas.

Al profesor Spasic, nuestro tutor, quien dedicó parte de su tiempo para impartirnos conocimientos, que servirían para el desarrollo de este trabajo especial de grado y para nuestras vidas a nivel profesional.

A nuestros compañeros y amigos Neyda, Luisa, María Isabel, María Carolina, Jozmiguel, Rafael Cheng, Carlitox, José Gregorio, Victor T, Carlos Arellano, Juanito, Lisseth, Victoria y Adelmair, con quienes compartimos excelentes momentos, tanto en la universidad como fuera de ella, gracias por su apoyo, los queremos.

A los profesionales que nos brindaron un apoyo importante y nos guiaron en el desarrollo del trabajo, profesores de la UCV Eliud Hernández, Gustavo Coronel, José Luis Alonso y Oscar López. Así como los profesionales Charles Kotzer, Desire Araujo y Mayerlin Alvarado.

A la comunidad de la escuela, representada por la directora Thais Coa, quienes nos permitieron el desarrollo de la investigación en el plantel educativo.

A la UCV, Universidad que nos dio la oportunidad de desarrollarnos a nivel académico y a nivel personal a través de las numerosas experiencias que en ella vivimos.

Elaine y Jorge

A mis padres Enid y Richard, ejemplos de perseverancia y lucha, a ellos, que me han apoyado en todas mis decisiones y me han dado todo lo que he necesitado en la vida, en especial me han dado las bases para crecer como una buena persona. Su ayuda y consejos han sido fundamentales en el desarrollo de ésta meta. A mi hermana quien ha estado conmigo todo el tiempo, soportando mi estrés, te quiero.

A Auribel quien me ha ayudado también con sus consejos y en especial quiero agradecer a la familia Salinas, quienes me ofrecieron albergue en su casa para el desarrollo de mis estudios superiores (infinitamente agradecida).

A mi familia, tías, tíos y primas, que siempre estuvieron presentes y apoyándome en todo momento, gracias!.

A mi compañero de tesis y amigo Jorge, te quiero muchísimo, eres un ejemplo de perseverancia y lucha; te admiro y gracias por haberme acompañado a lo largo de la carrera, compartiendo buenos y malos momentos.

Elaine Colmenares

A Dios y la virgen de Fátima por guiarme en el buen camino y permitirme éste gran logro.

A mis padres, María Inés Rodríguez y José Luis Serrao por el apoyo incondicional que me dieron a lo largo de la carrera y todos los buenos ejemplos que inculcaron en mi, soy reflejos sus logros y sin ustedes nada de esto podría haberse materializado.

A mi compañera de tesis y amiga Elaine Colmenares, gracias por no decaer y siempre estar al pie del cañón, te mereces estos y muchos éxitos más, te quiero muchísimo, asimismo toda su familia nos brinda apoyo y un especial impulso para continuar.

A toda la Gerencia General de Proyectos Especiales de Metro de Caracas C.A. coordinada por la Ing. Marisela Sánchez, por apoyarme y permitirme el tiempo para desarrollar éste trabajo especial de grado.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de esta investigación, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

Jorge Serrao

Colmenares T, Elaine T; Serrao R, Jorge L

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO NORTE DE LA ESCUELA
“JESÚS MARÍA ALFARO ZAMORA” UBICADO EN EL MUNICIPIO BARUTA,
ESTADO MIRANDA**

Tutor Académico: Prof. Budimir Spasic Hernández

Trabajo especial de grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2012, 211 pág.

Palabras claves: Estructura mixta, edificio educacional, evaluación sismorresistente.

Resumen

El estudio del comportamiento sismorresistente de la estructura Norte de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora”, ubicada en el Municipio Baruta, Estado Miranda, se elaboró bajo un esquema de investigación de campo con carácter evaluativo. La institución educativa, abrió sus puertas en el año 1.965 y se presume que originalmente estaba conformada por nueve edificaciones de Tipo Rural, tipología que experimentó daños durante el terremoto de Cariaco en 1.997. Posteriormente en la década de los años 70 del siglo XX al edificio “Norte” (originalmente de un nivel) se le añadió un nivel soportado por una nueva estructura con pórticos en una dirección, constituidos por columnas de concreto armado, con cerchas y vigas de acero. La losa de entrepiso está conformada por correas de acero, tabelones de arcilla y loseta de concreto armado, mientras que la cubierta de techo es a dos aguas y está conformada por láminas livianas soportadas por correas de acero. En la actualidad el edificio “Norte” funciona como sede para las aulas y laboratorios de 7^{mo} a 9^{no} grado de básica.

Para la evaluación sismorresistente de la edificación, no fue posible la obtención de los planos estructurales y arquitectónico originales, por ello se realizó una recopilación exhaustiva en campo de las características geométricas de los elementos estructurales y no estructurales. La información recopilada fue posteriormente organizada en planos 2D (plantas y cortes verticales típicos) y 3D (maqueta electrónica tridimensional), con la ayuda de los programas de computadora AUTOCAD® y SketchUp®.

En el análisis del comportamiento dinámico de la estructura, no se contó con un estudio geotécnico que especifique la forma espectral y los parámetros asociados a la misma para la definición del espectro de diseño conforme a lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001, por lo que se realizó un análisis de sensibilidad con la finalidad de seleccionar el factor de reducción de respuesta y la forma espectral a ser empleados para la estimación de la magnitud de las fuerzas sísmicas en el análisis estructural. La evaluación estructural se desarrolló en base a simulaciones numéricas con la asistencia del software ETABS[®]. El análisis estructural comprendió además la realización de un análisis dinámico espacial, que permitió estimar la magnitud de las derivas de la estructura, las fuerzas cortantes sísmicas por nivel, los períodos de vibración, entre otros parámetros. A través del programa de cálculo se evaluó la capacidad portante de los elementos estructurales, la cual fue expresada en función de la relación demanda/capacidad.

Los análisis numéricos desarrollados en base al marco normativo vigente venezolano, permitieron concluir que la estructura no satisface los requerimientos mínimos de resistencia y rigidez, y es vulnerable desde el punto de vista sismorresistente por lo cual se recomienda que sea reforzada.

ÍNDICE

CAPITULO I.....	4
EL PROBLEMA.....	4
1.1. El Planteamiento del Problema.....	4
1.2. Objetivos.....	8
1.3. Justificación.....	9
CAPITULO II.....	10
MARCO TEÓRICO	10
2.1. Sismorresistencia.....	10
2.2. Principios Básicos que Favorecen un Adecuado Comportamiento Sismorresistente.....	12
2.3. Parámetros que Definen el Espectro de Diseño.....	17
2.4. Vulnerabilidad	23
2.5. Sismorresistencia en Venezuela.....	27
2.6. Evaluación de la Vulnerabilidad en las Edificaciones Escolares de Venezuela.....	29
2.7. Materiales	32
2.8. Elementos Resistentes de la Edificación.....	36
2.9. Normas empleadas.....	44
2.10. CSI ETABS® V9	46
CAPITULO III.....	47
MÉTODO.....	47
3.1. Diseño de la Investigación	47
3.2. Inspecciones Oculares	47

3.3.	Registro de un Archivo Fotográfico	48
3.4.	Elaboración de Planos.....	48
3.5.	Elaboración del Modelo 3D de la edificación.	48
3.6.	Elaboración Modelos Matemáticos.	49
3.7.	Cargas Consideradas en el Análisis Estructural.	50
3.8.	Combinaciones de Carga para la Evaluación de la Capacidad Portante de los Elementos Estructurales.	52
3.9.	Estimación de las Acciones Sísmicas.	53
3.10.	Propiedades Mecánicas de los Materiales.....	55
3.11.	Método de Análisis Dinámico.....	56
3.12.	Evaluación de la Rigidez Lateral de la Edificación	57
3.13.	Verificación de la Falla Frágil.	58
3.14.	Verificación de la Falla Dúctil.	59
3.15.	Revisión de Efecto Columna Corta.....	59
3.16.	Evaluación de Columna de Concreto Armado Esbelta	60
3.17.	Revisión de Esbeltez en Perfiles Metálicos.....	60
3.18.	Evaluación de la Demanda/Capacidad de los Elementos Estructurales.....	61
3.19.	Interpretación de los Resultados.	61
3.20.	Servicio Comunitario “Aula Sísmica”	61
CAPITULO IV		63
	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO NORTE DE LA ESCUELA “JESÚS MARÍA ALFARO ZAMORA”	63
4.1.	Identificación de la Escuela de Estudio	63

4.2.	Edificio Norte de la Escuela “Jesús María Alfaro Zamora”	65
4.3.	Propiedades Geométricas de los Perfiles de Acero	72
CAPITULO V		73
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		73
5.1.	Deficiencias Observadas durante las Inspecciones Oculares.	73
5.2.	Elaboración de Planos.....	78
5.3.	Elaboración del Modelo 3D	79
5.4.	Análisis de Sensibilidad para Evaluar la Variación del Corte Basal y Distorsiones con Diferentes Hipótesis del Factor de Reducción de Respuesta (R) y las Formas Espectrales (S).	80
5.5.	Espectro de Análisis.	86
5.6.	Centros de Masas y Rigidez de la Estructura.	87
5.7.	Peso de la Estructura.	88
5.8.	Porcentaje de Masa Participativa y Períodos de Vibración de la Estructura.	88
5.9.	Corte por nivel de los modelos matemáticos.	94
5.10.	Evaluación de los desplazamientos horizontales de la estructura a través de las derivas.	95
5.11.	Revisión de Esfuerzos Cortantes en Columnas	96
5.12.	Revisión de Efecto Columna Corta.....	99
5.13.	Revisión de la Esbeltez de la Sección de los Elementos de Acero.....	100
5.14.	Revisión de Esbeltez del Elemento	102
5.15.	Evaluación de las Relaciones Demanda/Capacidad de los Elementos Estructurales.....	103

CAPITULO VI	117
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126
ANEXO A	129
Mapa de Falla de la Ciudad de Caracas	129
6.1. Mapa de Fallas de Caracas	130
ANEXO B	131
Imágenes del Edificio Norte de la “Escuela Jesús María Alfaro” Zamora	131
7.1. Imágenes del Edificio.....	132
7.2. Imágenes del Servicio Comunitario “Aula Sísmica”	145
ANEXO C	148
Modelo 3D Elaborados con la Asistencia del Software AUTOCAD® y SketchUp®	148
8.1. Modelo 3D	149
ANEXO D	153
Imágenes de los Modelos Matemáticos Elaborados con Asistencia del software ETABS®	153
9.1. Imágenes de los Modelos Matemáticos	154
ANEXO E.....	159
Tablas de “Demanda/Capacidad” para los Elementos de Principales de la Estructura.	159
10.1. Tablas de Demanda/Capacidad	160
ANEXO F	190
Planilla de Inspección	190
ANEXO G	199
Planos de Arquitectura y Estructura.	199

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.7.1 Propiedades mecánicas de algunos aceros estructurales.	33
Tabla 2.7.2 Clasificación de las barras estriadas.	34
Tabla 2.8.1 Clasificación de la estructura	40
Tabla 2.8.2 Evaluación de los Efectos de Esbeltez.....	40
Tabla 3.6.1 Resumen de los modelos matemáticos.	50
Tabla 3.7.1 Cargas variables según los usos de la edificación.	51
Tabla 3.7.2 Pesos de elementos estructurales y no estructurales de la edificación. .	51
Tabla 3.9.1 Modelos para el análisis de sensibilidad.	55
Tabla 3.10.1 Resumen de propiedades de los materiales.....	56
Tabla 4.3.1 Propiedades geométricas de los perfiles IPE.	72
Tabla 4.3.2 Propiedades geométricas de los perfiles angulares.	72
Tabla 5.4.1 Corte basal máximo y mínimo de los diferentes modelos del análisis de sensibilidad.	81
Tabla 5.4.2 Variación de los cortes basales con respecto al máximo y la relación Vo/W.....	82
Tabla 5.4.3 Distorsión máxima y mínima para los diferentes modelos del análisis de sensibilidad.	85
Tabla 5.4.4 Variación con respecto a la máxima distorsión.....	85
Tabla 5.5.1 Parámetros de empleados en los análisis estructurales.	86
Tabla 5.6.1 de masas, cortante y rigidez del entrepiso para los diferentes modelos.	87
Tabla 5.7.1 Peso de los diferentes niveles para la edificación.	88
Tabla 5.8.1 Período fundamental de la estructura	91
Tabla 5.8.2 Períodos de vibración y masas participativas de los modelos 1 y 2.	92
Tabla 5.8.3 Períodos de vibración y masas participativas de los modelos 3 y 4.	93
Tabla 5.9.1 Relación corte basal entre peso sísmico.....	94
Tabla 5.10.1 Distorsión máxima de los niveles de la edificación ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$)	96
Tabla 5.11.1 Revisión de resistencia a corte de las columnas de la planta baja (falla frágil).....	97
Tabla 5.11.2 Revisión de la resistencia a corte de las columnas (Falla Dúctil).	98

Tabla 5.12.1 Revisión de efecto columna corta.....	99
Tabla 5.13.1 Esbeltez de las alas de la sección.....	101
Tabla 5.13.2 Esbeltez del alma de la sección.....	101
Tabla 5.13.3 Esbeltez de las secciones angulares.	101
Tabla 5.14.1 Revisión de esbeltez por flexión	102
Tabla 5.14.2 Revisión de esbeltez por compresión.....	103
Tabla 5.15.1 Rango de los factores de resistencia.	103
Tabla 5.15.2 Porcentaje de elemento entre los rangos de factores de resistencia, - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	105
Tabla 5.15.3 Porcentaje de elemento entre los rangos de factores de resistencia, - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	105
Tabla 5.15.4 Porcentaje de elementos dentro de los rangos de factor de resistencia, del cordón superior e inferior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.....	107
Tabla 5.15.5 Porcentaje de elementos dentro de los rangos de factor de resistencia, de verticales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	107
Tabla 5.15.6 Porcentaje de elementos dentro de los rangos de factor de resistencia, de diagonales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	108
Tabla 5.15.7 Porcentaje de elementos de los cordones superiores e inferiores de las cerchas comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	109
Tabla 5.15.8 Porcentaje de elementos verticales de las cerchas comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.	110
Tabla 5.15.9 Porcentaje de elementos diagonales de las cerchas comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.	110

Tabla 5.15.10 Porcentaje de vigas de techo comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente gravitacionales.	111
Tabla 5.15.11 Porcentaje de vigas de techo comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.	112
Tabla 5.15.12 Porcentaje de correas de techo comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente gravitacionales	113
Tabla 5.15.13 Porcentaje de losa de entrepiso comprendido dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.	114
Tabla 5.15.14 Porcentaje del módulo 1 de escaleras comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	116
Tabla 5.15.15 Porcentaje del módulo 2 de escaleras comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	116
Tabla 10.1.1 Factor de resistencia de las columnas	160
Tabla 10.1.2 Factor de resistencia para el cordón superior e inferior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	162
Tabla 10.1.3 Factor de resistencia para las verticales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	162
Tabla 10.1.4 Factor de resistencia para las diagonales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	163
Tabla 10.1.5 Factor de resistencia para el cordón inferior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	164

Tabla 10.1.6 Factor de resistencia para el cordón superior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	164
Tabla 10.1.7 Factor de resistencia para las verticales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	165
Tabla 10.1.8 Factor de resistencia para las diagonales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	169
Tabla 10.1.9 Factor de resistencia para las correas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.....	173
Tabla 10.1.10 Factor de resistencia para las correas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	175
Tabla 10.1.11 Factor de resistencia para las vigas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.....	178
Tabla 10.1.12 Factor de resistencia para las vigas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	179
Tabla 10.1.13 Factor de resistencia para la losa de entrepiso - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.....	181
Tabla 10.1.14 Factor de resistencia para la losa de entrepiso - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.....	185
Tabla 10.1.15 Factor de resistencia para las escaleras - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.	189

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.4.1 Diagrama de riesgo sísmico.	25
Figura 2.5.1 Microzonas de la Ciudad de Caracas.	28
Figura 2.5.2 Períodos predominantes de la Ciudad de Caracas.	29
Figura 2.7.1 Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.	32
Figura 2.7.2 Perfiles de acero estructural de uso frecuente.	34
Figura 2.7.3 Curva esfuerzo-deformación del concreto bajo cargas uniaxiales.	35
Figura 2.8.1 Diagrama de interacción carga axial (N) y momento flectante (M).	38
Figura 2.8.2 Interacción de las resistencias en columnas esbeltas.	39
Figura 2.8.3 Carga de falla en función de la esbeltez de una columna.	39
Figura 2.8.4 Efecto de la esbeltez de la sección sobre el comportamiento de una viga.	42
Figura 2.8.5 Efecto de la esbeltez global sobre el comportamiento de una viga.	43
Figura 3.20.1 Charlas de educación sísmica.	62
Figura 3.20.2 Simulacro de evacuación.	62
Figura 4.1.1 Ciudad de Caracas 2012.	64
Figura 4.1.2 Ubicación de la escuela.	65
Figura 4.2.1 Usos de los ambientes de planta baja.	65
Figura 4.2.2 Usos del nivel de entepiso.	66
Figura 4.2.3 Disposición de los pórticos.	66
Figura 4.2.4 Vista de la elevación del edificio.	67
Figura 4.2.5 Módulo 1 de escalera.	70
Figura 4.2.6 Módulo 2 de escalera.	71
Figura 5.1.1 Deficiencias estructurales observadas.	73
Figura 5.1.2 Deficiencias estructurales observadas.	76
Figura 5.3.1 Fachada principal de la edificación (Este-Oeste).	80
Figura 5.3.2 Fachada principal de la edificación (Oeste-Este).	80
Figura 5.4.1 Distorsiones en la dirección X para todos los modelos del análisis de sensibilidad.	83

Figura 5.4.2 Distorsiones en la dirección Y para todos los modelos del análisis de sensibilidad.	84
Figura 5.5.1 Espectro de diseño para el análisis.....	87
Figura 5.8.1 Modos de vibración para el Modelo 1	89
Figura 5.8.2 Modos de vibración para el Modelo 2	90
Figura 5.8.3 Modos de vibración para el Modelo 3	90
Figura 5.8.4 Modos de vibración para el Modelo 4	91
Figura 5.12.1 presencia de columna corta en nivel 1.....	100
Figura 5.15.1 Relaciones demanda/capacidad para la cercha típica del entrepiso bajo - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.	106
Figura 5.15.2 Cumplimiento de la demanda/capacidad para la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica modelo 1.	108
Figura 5.15.3 factores de resistencia típicos para vigas de techo bajo combinaciones gravitacionales	111
Figura 5.15.4 factores de resistencia típicos para vigas de techo bajo combinación sísmicas	112
Figura 5.15.5 factores de resistencia típicos para correas de techo bajo combinación gravitacionales	113
Figura 5.15.6 factores de resistencia típicos para el modulo 1 de escaleras bajo combinación sísmicas. Fuente: Los Autores	115
Figura 5.15.7 factores de resistencia típicos para el modulo 2 de escaleras bajo combinación sísmicas. Fuente: Los Autores	116
Figura 6.1.1 Mapa de Fallas en Caracas,	130
Figura 7.1.1 Fachada posterior del edificio	132
Figura 7.1.2 Fachada principal en planta baja.....	132
Figura 7.1.3 Fachada Este	133
Figura 7.1.4 Fachada Oeste	133
Figura 7.1.5 Escalera 1 vista desde arriba, ubicada entre ejes 2 y 3.....	134
Figura 7.1.6 Escalera 1 vista desde abajo, ubicada entre ejes 2 y 3	134
Figura 7.1.7 Columnas base del módulo de escalera 1	135

Figura 7.1.8 Módulo de escalera 2, ubicada entre ejes 11 y 12	135
Figura 7.1.9 Base de un perfil de apoyo del módulo de escalera 2, ubicada entre ejes 11 y 12.....	136
Figura 7.1.10 Dos columnas de apoyo del módulo de escalera 2.....	136
Figura 7.1.11 Cercha típica de la estructura	137
Figura 7.1.12 Apoyo típico de la cercha en la columna	137
Figura 7.1.13 Separación entre el apoyo y la plancha de anclaje de la cercha	138
Figura 7.1.14 Altura de la columna.....	138
Figura 7.1.15 Parte de fundación y viga de riostra expuesta en el eje 15	139
Figura 7.1.16 Pérdida de recubrimiento en la columna A-15.....	139
Figura 7.1.17 Exposición del acero transversal, columna A-15.....	140
Figura 7.1.18 Apoyo típico de la viga en las columnas (vista 1).....	140
Figura 7.1.19 Apoyo típico de la viga en las columnas (vista 2).....	141
Figura 7.1.20 Separación de la mampostería de la estructura.....	141
Figura 7.1.21 Grietas en la losa de entrepiso	142
Figura 7.1.22 Ferroskan utilizado en la detección de acero en las columnas	142
Figura 7.1.23 Proceso de detección de acero de refuerzo de una columna	143
Figura 7.1.24 Disposición del acero de refuerzo en la columna A-9.....	143
Figura 7.1.25 Disposición del acero de refuerzo en la columna A-8.....	144
Figura 7.1.26 Disposición del acero de refuerzo en la columna A-11.....	144
Figura 7.2.1 Charlas servicio comunitario “Aula Sísmica” (1).....	145
Figura 7.2.2 Charlas servicio comunitario “Aula Sísmica” (2).....	145
Figura 7.2.3 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (1).....	146
Figura 7.2.4 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (2).....	146
Figura 7.2.5 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (3).....	147
Figura 7.2.6 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (4).....	147
Figura 8.1.1 Vista frontal Oeste- Este	149
Figura 8.1.2 Vista frontal Este-Oeste	149
Figura 8.1.3 Vista posterior Este-Oeste	150
Figura 8.1.4 Vista posterior Oeste-Este	150
Figura 8.1.5 Fachada Oeste	151

Figura 8.1.6 Vista oeste del edificio.....	151
Figura 8.1.7 Fachada principal	152
Figura 8.1.8 Fachada posterior.....	152
Figura 9.1.1 Modelo 1 y 3 (Vista 3D).....	154
Figura 9.1.2 Modelo 2 y 4 (Vista 3D).....	155
Figura 9.1.3 Modelo 5 (Vista 3D).....	156
Figura 9.1.4 Pórtico típico del modelo 1 y 3. (Modelo con escaleras).....	157
Figura 9.1.5 Pórtico típico modelo 2 y 4. (Modelo sin escaleras)	157
Figura 9.1.6 Módulo de escalera 1 (ubicada entre ejes 2 y 3).....	158
Figura 9.1.7 Módulo de escalera 2 (ubicada entre ejes 11 y 12).....	158

INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad, se tienen registros de los impactos generados por los terremotos en Venezuela. Probablemente la primera crónica escrita de los efectos de un terremoto en el territorio nacional corresponde al Clérigo Juan de Castellanos, que describe la destrucción de la fortaleza Jácome de Castellón en Nueva Córdoba (actualmente Cumaná) en 1.530. A raíz del terremoto de Caracas, ocurrido en el año 1.967 y posteriormente con el terremoto de Cariaco en 1.997, el estudio de la ingeniería sismorresistente en el país toma especial impulso. Estos eventos relativamente recientes, ocasionaron pérdidas de vidas humanas y cuantiosas pérdidas económicas, sin embargo estimularon el desarrollo de líneas de investigación, que condujeron a importantes cambios en las normas nacionales para el diseño de estructuras, con el objetivo de reducir la vulnerabilidad de las edificaciones ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Desde el punto de vista del estudio sismorresistente de las edificaciones escolares, el terremoto de Cariaco (1.997), fue de gran interés, ya que ocasionó el colapso de dos planteles educativos, cuyas tipologías corresponden a la de muchas escuelas construidas en el territorio nacional, lo cual promovió la realización de numerosas inspecciones e investigaciones en diversas edificaciones escolares, para identificar otras tipologías susceptibles a experimentar daños significativos por efecto de la acción sísmica. Dado que muchas de estas estructuras, fueron construidas de forma repetitiva en todo el territorio nacional, las líneas de investigación se han extendido y continúan en desarrollo.

La escuela “Jesús María Alfaro Zamora”, ubicada en el Municipio Baruta del Estado Miranda, está conformada por nueve edificaciones. Cuatro de ellas han sido objeto de investigaciones previas, otras cuatro son estructuras con

poco uso, y una edificación adicional, identificada en el presente trabajo especial de grado como edificio “Norte”, la cual cuenta con dos niveles y es donde funciona el bachillerato. Dicha estructura originalmente correspondía a la tipología denominada “Rural” y contaba con un solo nivel; posteriormente le fue removido el techo liviano y añadido un nivel adicional, soportado por una nueva estructura conformada por pórticos en una dirección, constituidos por columnas de concreto armado, cerchas de acero para soportar la nueva losa de entrepiso, y vigas de acero para soportar la cubierta liviana de techo. La edificación evidencia numerosas irregularidades desde el punto de vista sismorresistente y está ubicada en una zona de alto peligro sísmico, factores que podrían comprometer su seguridad estructural en caso de ocurrencia de un evento.

Basados en la importancia que tiene la reducción de la vulnerabilidad estructural en las escuelas, el presente trabajo especial de grado titulado: “Evaluación Sismorresistente del Edificio Norte de la Escuela “Jesús María Alfaro Zamora” Ubicado en el Municipio Baruta, Estado Miranda”, pretende determinar la vulnerabilidad estructural del edificio “Norte” de la mencionada escuela, en base a inspecciones oculares y análisis estructurales desarrollados en base a los parámetros establecidos en las normas de diseño vigentes. Los resultados de la presente investigación no podrán generalizarse para otras estructuras, aun cuando presenten similitudes, por tratarse de un estudio de caso.

El contenido de la investigación, está estructurado de la siguiente manera:

En el Capítulo I, se plantea el problema que representa la vulnerabilidad estructural del edificio “Norte” de la escuela, a través de la observación de sus características y similitudes con otras edificaciones; seguidamente se expone la justificación donde se establece la importancia de la investigación y se especifican los objetivos perseguidos.

El Capítulo II comprende el marco teórico en el cual se basa la investigación, los estudios realizados en el área, las bases teóricas y las normas empleadas para el desarrollo de la investigación.

En el Capítulo III se describe la metodología utilizada, estableciendo el tipo de investigación; el tipo de instrumento de recolección de datos, las consideraciones para la elaboración de los modelos matemáticos y el método de análisis.

En el Capítulo IV se realiza una descripción detallada de la arquitectura y estructura de la edificación en estudio.

El Capítulo V comprende el análisis de los resultados obtenidos con los diferentes modelos matemáticos.

El Capítulo VI contiene las conclusiones de la investigación y las recomendaciones.

Finalmente, se presenta la bibliografía utilizada y los anexos que soportan la investigación.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1. El Planteamiento del Problema

A nivel mundial numerosos edificios destinados al uso educativo han colapsado por efecto de terremotos, generando cuantiosas pérdidas de vidas humanas y pérdidas materiales, evidenciando así la vulnerabilidad de estas edificaciones. Según Revkin (2008), en los últimos años, terremotos ocurridos en Italia, Argelia, Marruecos, Turquía y Paquistán, han producido el colapso de más de 7 mil escuelas, con un número importante de pérdidas de vidas humanas.

La vulnerabilidad sismorresistente de edificaciones escolares en América Latina se demostró; por citar algunos ejemplos, durante el terremoto ocurrido en Perú en el año 1.970, el cual originó la pérdida de varias edificaciones escolares; o el sismo ocurrido en El Salvador en el año 2.001, donde más del 50% de las víctimas fueron estudiantes (López, 2009).

En Venezuela, donde probablemente más del 80% de la población y un alto porcentaje de la infraestructura industrial está concentrada en zonas de alto peligro sísmico, se han presentado eventos de mediana y gran magnitud, produciendo daños considerables; evidencias recientes de ello, lo constituyen el terremoto de Caracas en 1.967 con una magnitud de 6,5 grados y el de Cariaco, Estado Sucre en 1.997 con una magnitud de 6,8 grados en la escala

Richter, este último produjo el colapso estructural del “Liceo Raimundo Martínez Centeno” y de la “Escuela Valentín Valiente”, así como severos daños a otras estructuras; ocasionando 32 muertes sólo en los centros educativos mencionados.

El colapso de las dos escuelas durante el terremoto de Cariaco, despertó el interés de investigadores venezolanos, quienes observaron que las tipologías estructurales de dichas edificaciones corresponden a las denominados “Cajetón” y “Antiguo I”, construidos en muchos lugares del territorio nacional durante la década de los años 50 y 60 del siglo XX por el antiguo Ministerio de Obras Públicas (MOP), por tal motivo, distintas instituciones y organismos como: la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), la Universidad Central de Venezuela (UCV) a través del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) y del Departamento de Ingeniería Estructural, así como investigadores y profesionales independientes han realizado importantes aportes en el estudio de la vulnerabilidad sismorresistente de las mencionadas tipologías, extendiendo el estudio a un significativo número de edificaciones educativas, algunas de ellas declaradas patrimonio histórico nacional, con la finalidad de contribuir a reducir su vulnerabilidad.

Por otra parte, en la actualidad existen algunas edificaciones escolares, de construcción más reciente, cuyas características estructurales no corresponden a las tipologías de las escuelas construidas masivamente en el territorio nacional, las cuales podrían sufrir el colapso estructural por la acción sísmica o experimentar daños considerables que pueden comprometer su estabilidad, por lo cual requieren estudios detallados para comprobar su vulnerabilidad, y contribuir de ésta manera alertando y emitiendo recomendaciones a los entes responsables del Estado Venezolano para que adopten las medidas pertinentes destinadas a reducir el riesgo.

Caso particular, de lo expuesto en el párrafo anterior, lo constituyen las edificaciones que conforman la “Escuela Jesús María Alfaro Zamora”, ubicada en el Municipio Baruta, del Estado Miranda, en la cual se han realizado evaluaciones previas, desde el punto de vista sismorresistente, a las edificaciones correspondientes a básica, pre-escolar y oficinas administrativas, cuyas estructuras en general poseen características similares a las clasificadas como “Tipo R”, según lo expuesto en una investigación desarrollado por Bule y Azancot (2008). No obstante el edificio “Norte”, de dos niveles, donde funciona el liceo no fue incluido en el estudio mencionado; éste edificio posee características particulares, especialmente en lo relativo a su configuración estructural, por lo que podría ser vulnerable ante la acción sísmica. La estructura cuenta con pórticos en una dirección, constituidos por columnas de concreto armado y cerchas de acero a nivel del entrepiso articuladas en sus extremos (uniones a las columnas), lo cual se puede traducir en una muy limitada capacidad de la estructura para la incursión en el rango inelástico y de los mecanismos para la redistribución de los esfuerzos en caso de acciones extraordinarias.

Es importante destacar, que las escuelas constituyen edificaciones donde existen concentraciones de personas, principalmente niños y adolescentes, cuyas vidas deben ser preservadas durante la ocurrencia de eventos naturales extraordinarios, tales como terremotos. Adicionalmente estos espacios pueden ser usados como refugios o centros de coordinación de operaciones en situaciones de emergencia, razón por la cual la Norma COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” las clasifica en el Grupo “A” que corresponde a edificaciones que albergan instalaciones esenciales y de vital funcionamiento en situaciones de emergencia.

Por las razones expuestas, se considera que edificios para uso educativo como los que constituyen la escuela “Escuela Jesús María Alfaro Zamora” ameritan una revisión detallada, en base a los parámetros normativos

vigentes, para evaluar la posible vulnerabilidad sismorresistente, y posteriormente emitir recomendaciones para la reducción del riesgo, lo cual es objeto del presente trabajo especial de grado.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Evaluar el comportamiento sismorresistente del edificio “Norte” de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora”, ubicada en el Municipio Baruta del Estado Miranda.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Diagnosticar la vulnerabilidad de la estructura, a través de inspecciones del Edificio “Norte” de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora”.
- Generar los planos de las plantas y pórticos de la edificación en 2D y 3D, por medio de un levantamiento geométrico de los elementos que conforman la superestructura, así como de los elementos no estructurales.
- Modelar el comportamiento estructural del edificio Norte de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora”, tomando como referencia los parámetros establecidos en la norma COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistente”
- Analizar los resultados obtenidos de los modelos matemáticos, con los parámetros de la normativa vigente.
- Emitir recomendaciones generales para mejorar el desempeño resistente del edificio Norte de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora”.

1.3. Justificación

La investigación a realizar se considera relevante, pues aportará información de la vulnerabilidad sismorresistente de la estructura, obtenida en base a un análisis cuantitativo, científicamente sustentado y basado en modelos matemáticos que tomarán en consideración las características propias de la edificación existente.

La principal motivación del presente estudio la constituye la particular configuración de la superestructura de la edificación, que evidencia posibles vulnerabilidades sismorresistentes y se espera que el trabajo constituya un importante aporte de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela a la comunidad, ya que contribuirá a la reducción del riesgo sísmico de una edificación educativa pública (adscrita al Ministerio del Poder Popular para la Educación) actualmente operativa, y a la protección de los estudiantes y al personal docente, administrativo y obrero que hacen vida en ella diariamente.

Adicionalmente, se podría promover el inicio de servicios comunitarios por parte de estudiantes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, con la finalidad instruir y asesorar directa o indirectamente a la comunidad estudiantil, docente, administrativa, de servicios y a sus familiares, tanto en el área de Ingeniería Sísmica como en otras posibles áreas técnicas de interés para la comunidad.

La investigación se traducirá metodológicamente en aportes a los estudios que han realizado organismos como La Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) y el Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad Central de Venezuela, referentes a posibles deficiencias sismorresistentes que puedan presentar las estructuras de las edificaciones para uso educativo a nivel nacional.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Sismorresistencia

Es una propiedad o atributo que pretende describir de una manera cualitativa y cuantitativa, el comportamiento de una estructura ante las fuerzas generadas por un movimiento sísmico. En ingeniería, mediante técnicas de diseño relacionadas con la configuración geométrica y la constitución física de componentes estructurales especiales, se pretende dar u otorgar a las estructuras una cualidad, la cual está relacionada con la capacidad a resistir los movimientos telúricos, otorgando niveles de protección a los ocupantes y la preservación de la estructura misma.

Cuando ocurren sismos, estos se presentan como movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra, pero con mayor énfasis en el movimiento horizontal. Generalmente las estructuras son mucho más rígidas y resistentes para la respuesta ante cargas verticales en comparación con su respuesta ante cargas horizontales. A medida que el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de desplazamientos y de fuerzas inerciales que pueden tener resultados catastróficos. Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura tienen origen inercial (Fratelli, 1999).

En zonas sísmicas, los terremotos de gran intensidad tienen menor probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura, por lo cual, dentro de los fundamentos del diseño se considera que ante movimientos sísmicos menores, solo se aceptan daños no estructurales despreciables, que no afecten el funcionamiento de la estructura. Ante movimientos sísmicos moderados las estructuras podrán sufrir daños en sus componentes no estructurales y muy pocos daños en los componentes estructurales, mientras que para los movimientos sísmicos de diseño establecidos en la norma, debe existir muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no estructurales sean en su mayoría reparables. Para movimientos sísmicos excepcionalmente severos, que superan a los especificados en la norma, se debe reducir la probabilidad de colapso estructural aunque la reparación de la edificación pueda llegar a ser inviable económicamente (COVENIN 1756, 2001).

Para el diseño estructural, la intensidad de un terremoto se describe en términos de la aceleración del terreno como una fracción de la aceleración de la gravedad (g), es decir, 0,1 0,2 ó 0,3 g . Aunque la aceleración pico es un parámetro de diseño decisivo, las características de frecuencia y la duración de un terremoto también son importantes; mientras más cercana sea la frecuencia de vibración del terreno a la frecuencias propias de vibración de la estructura mayor será el potencial de daño por efecto del sismo, lo mismo ocurre en la medida que la duración del movimiento sísmico es mayor.

Asumiendo un comportamiento elástico, las estructuras sometidas a un sismo de magnitud considerable sufrirán también grandes desplazamientos. Sin embargo, la práctica exige, entre otros motivos por razones económicas, que el diseño de las estructuras se realice apenas para una fracción de las fuerzas asociadas con estos desplazamientos. Las fuerzas de diseño relativamente bajas se justifican con la observación de estructuras diseñadas para fuerzas pequeñas que se han comportado de manera satisfactoria en la medida que

tienen capacidad de “absorber” y “disipar” una cantidad de energía significativa a medida que el material fluye y se comporta inelásticamente. No obstante, el comportamiento no lineal se traduce, por lo general, en desplazamientos aún mayores, lo cual puede originar daños significativos en elementos no estructurales y requerir una gran demanda de ductilidad. Por otra parte, los desplazamientos pueden llegar a ser de una magnitud tal que la resistencia de la edificación se vea afectada por consideraciones de estabilidad (Alonso, 2007).

Es importante destacar que la sismorresistencia no solo comprende el diseño de nuevas estructuras, también incluye la verificación de edificios construidos con normas antiguas que no cumplen los criterios de diseño actuales, permitiendo así determinar su posible vulnerabilidad. La evaluación de edificaciones existentes, probablemente constituye la rama más compleja de la ingeniería sismorresistente, ya que en la mayoría de los casos se desconoce si fueron implementados estrictamente los parámetros normativos de diseño de la época, además de las incertidumbres asociadas a la calidad de la construcción, entre otros aspectos, las cuales afectan directamente la resistencia y el comportamiento de las estructuras.

2.2. Principios Básicos que Favorecen un Adecuado Comportamiento Sismorresistente.

Existen algunos conceptos básicos que se recomiendan cumplan las estructuras para favorecer un buen comportamiento sismorresistente, entre las más comunes se destacan las siguientes: plantas con formas geométricas regulares, sin salientes o entrantes excesivos, estructuras altamente hiperestáticas con líneas resistentes a sismos bien definidas en ambas direcciones, sin discontinuidades horizontales o verticales y con adecuados mecanismos de disipación de energía.

Como las fuerzas sísmicas en las estructuras son de origen inercial, se debe evitar la incorporación de grandes masas o masas innecesarias, especialmente en los niveles superiores o dispuestas de manera excéntricas en las plantas. Es aconsejable que exista balance de rigideces en plantas, reduciendo en lo posible la excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de corte; evitar cambios bruscos de resistencia y rigidez, especialmente reducciones de los niveles inferiores respecto a los superiores, así como cambios significativos de las dimensiones de las plantas.

En general para favorecer un comportamiento adecuado de la estructura es recomendable evitar las irregularidades estructurales tipificadas en la Norma venezolana COVENIN 1756:2001, las cuales se mencionan en las siguientes secciones del presente trabajo.

Durante la elaboración del proyecto estructural es importante el desarrollo de modelos numéricos y la implementación de procedimientos de análisis, que permitan predecir con suficiente precisión el comportamiento real de la edificación, especialmente desde el punto de vista dinámico, así como el riguroso diseño y detallado de cada elemento estructural para garantizar su adecuada resistencia, rigidez y ductilidad, los que serán determinantes en el comportamiento global de la estructura. Además, el proyecto estructural debe considerar las características geotécnicas del suelo de fundación, el comportamiento dinámico del terreno, así como la interacción suelo-estructura. En este sentido, con el objeto de contribuir a prevenir fenómenos como la “resonancia”, durante un evento sísmico, es importante, que en el proceso inicial de conceptualización de la estructura, se consideren recomendaciones como: la construcción de edificios rígidos (Ejemplo superestructura constituida por muros de concreto armado) en suelos “blandos” (como aluviones profundos) ó la construcción de estructuras flexibles (edificios aporticados) en suelos “rígidos” (como afloramientos rocosos). Asimismo, los proyectos deben

considerar la posible interacción entre elementos estructurales y no estructurales, para prevenir fenómenos como la “columna corta”.

La construcción de la edificación, debe ser inspeccionada de manera estricta; cumpliendo las especificaciones contenidas en las normas venezolanas vigentes y en los documentos del proyecto estructural (planos, memoria descriptiva, entre otros). Los materiales a emplear en la construcción deben ser de buena calidad y satisfacer las propiedades mecánicas y físicas exigidas por el proyecto. Las técnicas constructivas deben ser las adecuadas para garantizar que la estructura satisfaga y corresponda a la prevista en el proyecto estructural.

2.2.1. Irregularidades Estructurales

Las estructuras irregulares, desde el punto de vista sismorresistente, pueden experimentar comportamientos desfavorables que se puede traducir en: la concentración localizada de esfuerzos de gran magnitud, limitar de manera significativa la capacidad de incursión en el rango plástico previstos en el proyecto que pueden comprometer los niveles de ductilidad previstos en el proyecto estructural, comprometer la estabilidad parcial o global de la estructura, entre otros aspectos.

La presencia de irregularidades estructurales pueden requerir la implementación métodos sofisticados de análisis estructural para predecir adecuadamente el comportamiento de la edificación, tales como: análisis dinámicos espaciales o análisis inelásticos. En algunos casos, es posible la implementación de medidas especiales a nivel de proyecto para compensar posibles incertidumbres relativas al comportamiento estructural.

La Norma COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” tipifica las siguientes irregularidades:

Irregularidades Verticales:

- Entrepiso blando: se presenta cuando un entrepiso tiene una rigidez lateral menor al 70% respecto a la rigidez del entrepiso superior, o cuando es 0,8 veces el promedio de tres entrepisos superiores.
- Entrepiso débil: cuando un entrepiso presenta una resistencia lateral menor a 70% con respecto a la resistencia del entrepiso superior, ó 0,8 veces el promedio de tres entrepisos superiores.
- Distribución irregular de las masas de uno de los pisos continuos: se evidencia cuando uno de los niveles de entrepiso excede en 1,3 veces la masa del piso contiguo. Exceptuando la comparación con el nivel de techo.
- Aumento de la masa con la elevación: ocurre cuando la masa del edificio aumenta sistemáticamente con la elevación de la estructura.
- Variaciones de la geometría del sistema estructural: La dimensión horizontal del sistema resistente excede en más de un 30% la del nivel contiguo. Se excluye al nivel techo de ésta comparación.
- Esbeltez excesiva: se dice que una estructura es esbelta, cuando la relación de la altura de la edificación con respecto a la menor dimensión de la base, supera el valor de 4.
- Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales: es apreciable cuando, muros o columnas, no continúan hasta llegar al nivel de base; el ancho de las columnas o muros presentan una reducción que excede un 20%, con respecto al del nivel inmediatamente superior o cuando existe un desalineamiento horizontal de un muro o columna, que se excede en 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección de evaluación.

- Falta de conexión entre miembros verticales: se evidencia cuando algunos de los elementos como muros o columnas no es tan conectados con el diafragma de algún nivel.
- Efecto columna corta: se produce por la reducción de la longitud libre de la columna, por restricciones laterales, como paredes.

Irregularidades en Planta:

- Gran excentricidad: ocurre cuando la excentricidad entre la línea de acción de la cortante en alguna dirección, y el centro de la rigidez, supera el 20%.
- Riesgo torsional elevado: se evidencia cuando el radio de giro torsional es inferior al 50% del radio de giro inercial, o la excentricidad entre la línea de acción de la cortante y el centro de rigidez de la planta excede el 30% el radio de giro.
- Sistema ortogonal: se presenta cuando una porción significativa de los planos resistentes a sismos no son paralelos del sistema.
- Diagrama flexible: se puede presentar cuando la rigidez de la losa es menor a la rigidez de una losa de concreto armado de 4 cm de espesor, o la relación largo/ancho de la misma es superior a 4,5; cuando un número significativo de las plantas tenga entrantes con una longitud superior al 40% de la dimensión menor rectángulo que inscribe a la planta o cuando el área de los entrantes supere en un 30% al área del rectángulo circunscrito por la planta; cuando el área de la planta presenta aberturas que exceden el 20% de la área bruta de la misma; la existencia de aberturas cercanas a las líneas sismorresistentes importantes, o en general, cuando se carezca de conexión adecuada con las líneas resistentes; el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a la planta sea mayor a 5.

2.3. Parámetros que Definen el Espectro de Diseño.

Cada país posee parámetros particulares para la definición del espectro de diseño, dado a que estos están basados, entre otros aspectos: en el historial sísmico, mecanismos focales, atenuación sísmica y otras condiciones propias de la locales. En Venezuela los parámetros básicos que se emplean para definir el espectro de diseño están definidos en la Norma COVENIN 1756:2001, y se presentan a continuación:

2.3.1. Coeficientes de Aceleración Horizontal.

El mapa de zonificación de Venezuela con fines de ingeniería (1.998) representa los valores del coeficiente de aceleración horizontal (expresado como una fracción de la gravedad) para las diferentes regiones del territorio nacional. En el mapa se definen ocho zonas sísmicas identificadas con los números “0” al “7” cuyos coeficientes de aceleración sísmica (A_0) varían progresivamente desde 0 hasta 0,40g.

Las zonas sísmicas “0” al “2” con coeficientes de aceleración horizontal que varían desde 0 hasta 0,15 se consideran de peligro sísmico bajo. Las zonas identificadas con los números “3” y “4”, tienen asignadas coeficientes de aceleración horizontal de 0,20 y 0,25 respectivamente, se consideran con peligro sísmico intermedio, mientras que las zonas identificadas con los números “5” al “7”, cuyos coeficientes de aceleración horizontal varían desde 0,30 hasta 0,40 se consideran de peligro sísmico elevado.

En la Norma venezolana COVENIN 1756:2001 se considera al coeficiente de aceleración vertical como 0,7 veces el valor correspondiente del coeficiente de aceleración horizontal (A_0).

Los coeficientes de aceleración horizontal del terreno, expresados en el mapa de zonificación sísmica de la Norma COVENIN 1756:2001, se consideran representativos para probabilidades de excedencia del 10% y una vida útil de la estructura de 50 años, lo que equivale a períodos de retorno del evento sísmico de aproximadamente 475 años.

2.3.2. Forma Espectral

La respuesta dinámica de un depósito de suelo depende entre otros aspectos de las características del perfil geotécnico y de la zona sísmica donde esté ubicada la edificación. En general, para fines de ingeniería resulta de interés las aceleraciones espectrales y la aceleración máxima en la superficie del terreno.

En la práctica, los códigos de diseño sismorresistente tipifican las formas de los espectros de respuesta en “formas espectrales normalizadas” considerando las condiciones particulares del terreno de fundación y definiendo las aceleraciones esperadas en sitios rocosos a partir de estudios de amenaza sísmica.

A objeto de lograr la adecuada tipificación de la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, los espectros de respuesta se deben generalizar e idealizar de acuerdo con los parámetros inherentes al suelo y a la forma del depósito, los cuales controlan la respuesta dinámica. Dichas generalizaciones no deben ser interpretadas como una clasificación exhaustiva, por cuanto no es posible considerar todas las combinaciones estratigráficas existentes en la naturaleza. No obstante las mismas deben permitir suficiente flexibilidad y poca ambigüedad al momento de anticipar la respuesta dinámica.

En la Tabla 5.1 de la Norma venezolana COVENIN 1756:2001, se tipifica cuatro formas espectrales denominadas “S1” al “S4”, las cuales tienen asignadas factores de corrección (ϕ), para tomar en cuenta la posible sobreestimación de los valores de aceleración obtenidos con las leyes de atenuación utilizados en los estudios probabilísticos de amenaza sísmica.

2.3.3. Clasificación de las Edificaciones Según el Uso.

La clasificación de las edificaciones según su uso, es una práctica común en la normativa de muchos países. En la Norma venezolana COVENIN 1756:2001 están establecidos cuatro (4) grupos, que diferencian aquellas obras que cuyo funcionamiento es vital en condiciones de emergencia o cuya falla puede dar a lugar a cuantiosas pérdidas humanas de otras edificaciones más comunes donde el alcance de los daños es más limitado, según se explica a continuación:

- El Grupo “A”, corresponde a las estructuras que deben permanecer operativas en casos de emergencia o catástrofe natural deben permanecer operativas, tales como: hospitales, planteles educativos, sedes de gobierno, cuarteles de bomberos, entre otras o aquellas cuyo colapso puede generar la pérdida de un gran número de personas, grandes daños materiales o catástrofes ambientales, tales como: centrales hidroeléctricas, centrales atómicas, depósitos de materias tóxicas.
- El Grupo “B1” comprende las edificaciones de uso público o privado que alberguen más de 3.000 personas, comprendan áreas techadas de más de 20.000 m² o que puedan poner en peligro a las del grupo “A”.
- El Grupo “B2”, incluye las edificaciones más comunes, tales como: las residenciales, los bancos, almacenes, restaurantes, hoteles entre otras que no superen los límites establecidos para los grupos precedentes o

cuyo colapso no comprometa a estructuras comprendidas dentro de los grupo “A” y “B1”.

- Por último se encuentra el Grupo “C”, que corresponde a edificios que no están destinados a uso residencial o público, cuyo colapso, no pone en riesgo a las estructuras incluidas dentro de los grupos anteriores.

2.3.4. Factor de Importancia

El propósito de la aplicación de un factor de importancia (α) mayor a la unidad, es obtener valores de aceleración del terreno asociado a una menor probabilidad de excedencia para una misma vida útil, lo que equivale al diseño de la estructura para movimientos sísmicos con mayor período de retorno. En general las estructuras incluidas en el grupo B2 se diseñan para una probabilidad de excedencia de aproximadamente 10% y un período de vida útil de 50 años; las edificaciones del Grupo B1 se diseñan para probabilidades de excedencia similares y una vida útil de aproximadamente 75 años y finalmente las edificaciones del Grupo A, se diseñan para un período de vida útil de aproximadamente 100 años.

El factor de importancia correspondiente a cada uno de los grupos, está indicado en la Tabla 6.1 de la Norma COVENIN 1756:2001. Se observa que el mayor factor de importancia ($\alpha=1,30$) corresponde a las estructuras pertenecientes al Grupo “A”; mientras que el menor factor de importancia ($\alpha=1,00$) está asignado a las edificaciones incluidas dentro del Grupo “B2”.

2.3.5. Nivel de Diseño

El nivel de diseño de las estructuras establece, entre otros aspectos, criterios para el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y sus conexiones en función de la importancia de edificación y de la zona sísmica

donde se ubica, con el objeto de conferir diferentes grados de ductilidad a la estructura.

En la Norma COVENIN 1756:2001 se establecen tres nivel de diseño, siendo el menos exigente el nivel 1, donde no es necesario el cumplimiento de las especificaciones de la norma, para el dimensionamiento y detallado de miembros y conexiones en zonas sísmicas; el nivel de diseño 2 exige únicamente la aplicación de algunas especificaciones para el diseño y construcción en zona sísmica, las cuales destinadas a conferir cierta ductilidad al sistema resistente a sismos y evitar fallas prematuras, mientras que el nivel de diseño 3 requiere la aplicación estricta de todas las disposiciones COVENIN para el diseño y construcciones en zonas sísmicas con el objeto de permitir grandes incursiones en el rango inelástico (varía según el tipo de sistema estructura).

2.3.6. Clasificación Según el Tipo de Estructura

La Norma COVENIN 1756:2001 establece cuatro (4) tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos, en función de las características de los elementos estructurales que deben soportar las acciones sísmicas.

- Las estructuras Tipo I, son aquellas con la capacidad de resistir el 100% de las fuerzas sísmicas o laterales, a través de vigas y columnas, como son las edificaciones aporticadas.
- Las estructuras tipo II, constituyen una combinación de estructuras aporticadas y estructuras diagonalizadas o pantallas, en las cuales los pórticos tienen capacidad de resistir por sí solos no menos del 25% de las fuerzas laterales.

- Las estructuras Tipo III, son aquellas con la capacidad de resistir el 100% de las acciones sísmicas por medio de pantallas o pórticos diagonalizados.
- Las estructuras Tipo IV, corresponden a las edificaciones sustentadas por una sola columna, estructuras con losas sin vigas o que no posean diafragmas con la capacidad (resistencia y rigidez) para distribuir de manera eficaz las fuerzas sísmicas entre los elementos verticales del sistema estructural.

2.3.7. Factor de Reducción de Respuesta

La estructura desde el punto de vista global y los elementos que la conforman, pueden experimentar diversos niveles de incursión en el rango inelástico bajo la acción de los movimientos sísmicos. La capacidad de “absorción” y “disipación” de energía de la estructura, así como cierto grado de sobrerresistencia de los elementos, se incorporan de manera muy simplificada mediante la adopción de factores de reducción, conformes con las exigencias que las normas establecen según las características particulares y nivel de diseño de la estructura.

Una magnitud relativamente baja de las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de las aceleraciones del espectro de diseño, respecto a las fuerzas que se obtendrían a partir del espectro de respuesta elástico, se sustenta en la hipótesis de que los miembros puedan deformarse inelásticamente sin experimentar pérdidas apreciables de resistencia, para ello es preciso garantizar, la ductilidad necesaria y los mecanismos adecuados que permitan a la estructura sobrevivir sin colapsar frente a las cargas cíclicas que sobre ella actúan durante un evento sísmico. Por lo tanto, se trata por todos los medios de evitar fallas frágiles y permitir que los miembros se deformen inelásticamente al ser sometidos a sollicitaciones por flexión, corte o fuerza axial. Ésta es la razón

por la cual existen recomendaciones especiales y normativas para el detallado adecuado de los elementos estructurales en zonas sísmicas.

Los factores de reducción de respuestas propuestos por las normas COVENIN 1756:2001 se fundamentan principalmente en el estudio de comportamiento de estructuras durante eventos sísmicos severos, ensayos experimentales de elementos aislados y de las uniones entre ellos así como el ensayo de estructuras de tamaño natural.

2.4. Vulnerabilidad

Es una condición propia de la estructura ante una perturbación del ambiente, que no necesariamente representa peligro para otras edificaciones. En las ciencias aplicadas, se suele clasificar a la vulnerabilidad como:

- Vulnerabilidad física: referida a la concentración de población en zonas de riesgo, relacionada con la estructura urbana, como edificaciones inadecuadas, especialmente en lo relativo a la configuración estructural, ante las demandas ambientales, tales como sismos.
- Vulnerabilidad social: es una condición que se gesta, acumula y permanece en forma continua en el tiempo y está íntimamente ligada a los aspectos culturales y al nivel de desarrollo de las comunidades.

La vulnerabilidad presenta algunos factores internos o propios de la estructura y se conoce como la susceptibilidad, puede estar presente desde la concepción del proyecto y depende de los materiales de construcción, dimensiones y de la capacidad resistente de los elementos estructurales. Igualmente, puede ser adquirida y depende de las condiciones de

mantenimiento o algún cambio de usos que se presente en la estructura (Delgado, 2002).

Algunos factores de riesgo son la exposición pasiva que depende de la ubicación y el régimen que corresponde a la configuración bajo la cual trabaja la estructura, estos pueden expresar el riesgo a través de la siguiente expresión:

$$\text{Riesgo} = \text{Amenaza} \times \text{Vulnerabilidad}$$

De esta manera, el riesgo corresponde al potencial de pérdidas que puede ocurrirle al sistema expuesto, resultado de la amenaza y la vulnerabilidad.

2.4.1. Evaluación de la Amenaza y del Riesgo

José Luis Alonso (2007), establece que la evaluación de la amenaza y del riesgo son definiciones que comúnmente son utilizados sin distinción, sin embargo no son términos sinónimos. Además expresa que la evaluación de la amenaza envuelve varias interrogantes, como:

“¿Qué tan a menudo se espera que ocurra la amenaza o evento?, y si ocurre ¿Cuáles serán sus efectos? ésta evaluación envuelve las siguientes fases:

- *Determinar cuando y donde ha ocurrido la amenaza.*
- *Determinar el grado de severidad que ha ocasionado el evento en el pasado con una magnitud o tamaño conocido.*
- *Determinar que tan frecuentemente se pueden esperar amenazas que sean capaces de producir daños severos*
- *Determinar cuál sería el daño esperado para un evento con una magnitud específica en la actualidad.*
- *Representar gráficamente toda la información obtenida.”*

Dentro de las numerosas amenazas naturales que afectan a las edificaciones, se encuentran las de origen geológico, como los sismos; para la evaluación de ésta amenaza, se elaboran mapas de zonificación sísmica, donde zonas con un grado similar de amenazas están agrupadas.

Los mapas de riesgo sísmico en general representan la aceleración horizontal máxima esperada en una zona, también pueden representar la intensidad máxima del daño esperado en una determinada región, evidenciando así zonas más vulnerables que otras (Fratelli, 1999).

2.4.2. Evaluación del Riesgo

La evaluación del riesgo sísmico puede definirse como la probabilidad de que se presenten pérdidas o consecuencias económicas y sociales debido a la ocurrencia de un fenómeno peligroso en un determinado lugar (Fernández y Núñez, 2012).

En la evaluación del riesgo, es necesario establecer la probabilidad de ocurrencia de una amenaza cualquiera con una magnitud determinada y un período de tiempo determinado. En el caso de la evaluación del riesgo sísmico de edificaciones, éste se encuentra expresado en función de la amenaza sísmica, de su vulnerabilidad y del costo e importancia de las mismas (Alonso, 2007) (Figura 2.4.1).

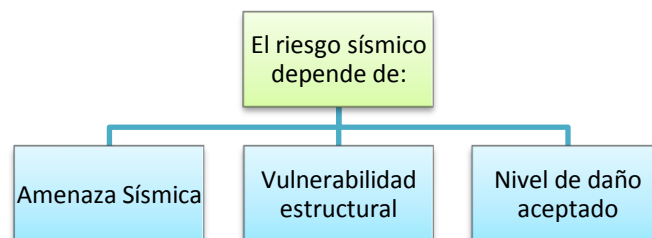


Figura 2.4.1 Diagrama de riesgo sísmico.

Fuente: Alonso,(2007)

El riesgo sísmico en las edificaciones puede disminuirse si se reduce alguna de las variables involucradas. En general, la reducción de la vulnerabilidad estructural, es la alternativa más factible y eficaz que se dispone, para minorar el riesgo sísmico (Alonso, 2007).

2.4.3. Vulnerabilidad Estructural

La Red de Sociedades Científicas Médicas Venezolana (2012) en el foro organizado por los “Doscientos Años De La Vulnerabilidad Sísmica”, establece que la vulnerabilidad estructural, es aquella asociada a la susceptibilidad de los elementos estructurales de sufrir daño ante la acción de un sismo. Se refieren a la capacidad resistente de los principales elementos de la edificación, encargados de resistir y transmitir a la fundación, luego al suelo, las fuerzas como el peso del edificio y las acciones provocadas por sismos, viento u otras acciones ambientales.

Debido a que el riesgo sísmico de una edificación, depende de su vulnerabilidad, la cual está asociada a diferentes factores, como: geológicos, estructurales, arquitectónicos, constructivos y sociales. Se debe tener presente que cuando se considere que alguna edificación nueva o de vieja data, pueda sufrir daños importantes ante la acción de un sismo, producto de alguna deficiencia observada en los factores mencionados, es necesario emprender un proceso de evaluación de su vulnerabilidad estructural, a fin de mantener el riesgo sísmico dentro de niveles mínimos de seguridad aceptables (Alonso, 2007).

El proceso de evaluación incluye dos aspectos fundamentales: la tipificación, evaluación de los daños potenciales, y la determinación de sus causas. En general, los daños ocasionados en edificaciones durante la acción

de movimientos telúricos se dividen en daños estructurales y daños a elementos no estructurales (Alonso, 2007).

2.5. Sismorresistencia en Venezuela.

En Venezuela, la ingeniería sismorresistente tiene un especial desarrollo a raíz del terremoto de Caracas de 1.967, cuando varios edificios de construcción reciente para la época colapsaron, ésta experiencia continuó reforzándose con el terremoto de Cariaco en 1.997. Ambos eventos telúricos contribuyeron a ampliar los conocimientos relativos al riesgo sísmico y la vulnerabilidad de las estructuras que se tienen en el país. En la actualidad, las investigaciones relacionadas a ésta área se han incrementado, y son de mayor importancia los aportes realizados por los profesionales responsables de establecer los parámetros que se deben cumplir en la construcción, a fin de reducir la vulnerabilidad sismorresistente que presentan las estructuras. (FUNVISIS, 2002).

El evento sísmico de 1.967 en Caracas, fue de moderada magnitud ($M_s=6,3$), y causó sorpresivamente el colapso de cuatro (4) edificaciones, generando daños estructurales considerables en otras doscientas setentas (270) edificaciones (Alonso, 2007).

La ciudad de Caracas, se encuentra ubicada entre la falla de Tacagüa-El Ávila y el sistema de falla La Victoria (ver ANEXO A, Figura 7.1.1). A raíz del sismo de 1.967, se realizaron diferentes estudios geofísicos para determinar las causas del daño generado, obteniendo, que una porción significativa del valle de Caracas está conformado por un aluvión, que en algunos sectores alcanza profundidades considerables, y constituye una variable significativa capaz de afectar la respuesta dinámica de las estructuras (FUNVISIS, 2002).

En los estudios realizados se observó que en los depósitos aluviales con espesores menores a los 100 m de profundidad, la intensidad de los daños registrados fue mayor en edificaciones con altura menor a 9 pisos, mientras que para profundidades aluviales mayores a 150 m, la intensidad de daño estructural observado en edificios de más de 10 pisos fue mucho mayor que la observada en la misma zona para edificios de menor altura (Alonso, 2007).

La presencia de estratos de suelo “blando” por los que transitan las ondas sísmicas, para llegar a la superficie, alteran en forma significativa las características de las ondas. Se filtran las ondas de período corto y se amplifican las ondas de período largo. En general, la intensidad sísmica aumenta en sitios de terreno “blando” y los daños en los sismos importantes han sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno “firme” (Bolt, 1999) (ver Figura 2.5.1 y Figura 2.5.2).

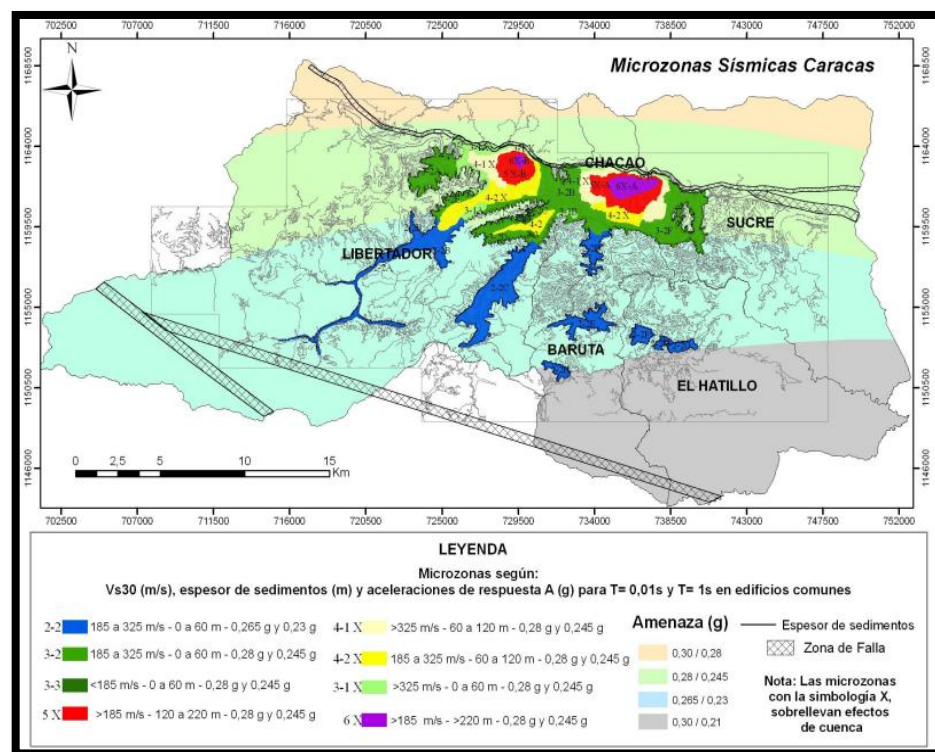


Figura 2.5.1 Microzonas de la Ciudad de Caracas.

Fuente: Schmitz, (2010)

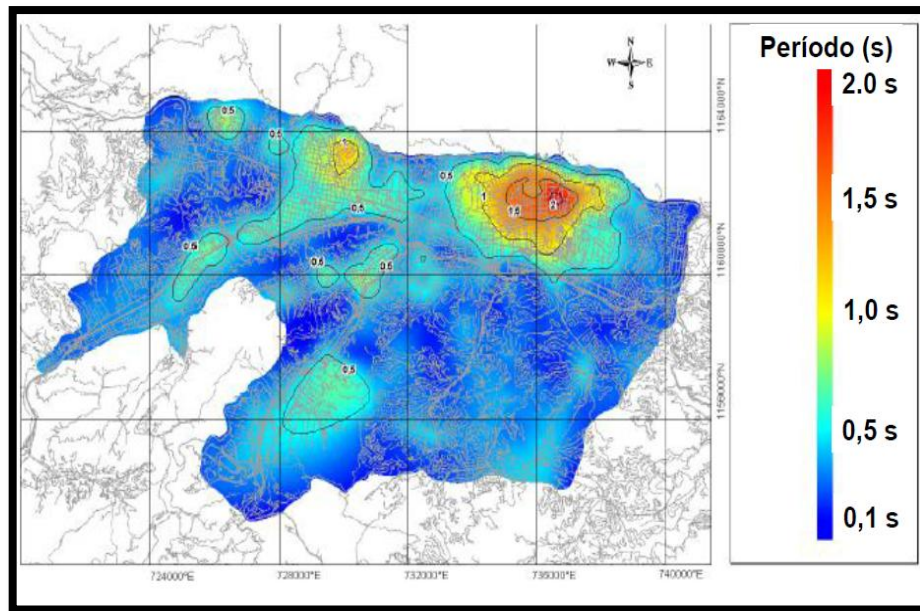


Figura 2.5.2 Períodos predominantes de la Ciudad de Caracas.

Fuente: Schmitz, (2010)

2.6. Evaluación de la Vulnerabilidad en las Edificaciones Escolares de Venezuela.

A raíz del terremoto de Caracas en 1.967 y el de Cariaco en 1.997, se generaron numerosas líneas de investigación, con la finalidad de mitigar la vulnerabilidad estructural, que contribuyeran a generar grandes cambios en las normas sísmicas venezolanas.

Dentro de las líneas de investigación desarrolladas, destaca el estudio de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones escolares, producto del colapso de dos escuelas durante el evento sísmico de 1.997 en Cariaco. Las investigaciones se extendieron a nivel nacional, ya que escuelas con tipologías similares a las afectadas, fueron implantadas en muchas regiones de la geografía nacional.

Con la finalidad de disminuir la vulnerabilidad que presentan las edificaciones escolares, se han evaluado aproximadamente el 46% de los planteles ubicados en las zonas de alto peligro sísmico, lo cual equivale a 18.685 planteles (López, et 2010); el estudio se realizó seleccionando, aquellas escuelas que tuviesen similitud a las colapsadas durante el terremoto Cariaco en 1.997, las de carácter repetitivo y las de mayor antigüedad.

En este aspecto, es importante mencionar las investigaciones realizadas por el profesor J.L. Alonso de la Universidad Simón Bolívar, quien ha ejecutado decenas proyectos de adecuación estructural de edificaciones educativas para FEDE, los numerosos trabajos de grado, realizados en la Universidad Central de Venezuela, los cuales contribuyen con la recopilación de información, sobre la vulnerabilidad de las edificaciones escolares, entre los cuales se pueden nombrar la “Evaluación sismorresistente de edificio escuela básica, Corazón de Jesús, ubicada en Cumaná, Edo Sucre” de J. Gascón (2008), “Evaluación del riesgo sísmico en escuela tipo antiguo II” de F. Abou (2005) entre otras, las cuales han sido recopiladas en un informe técnico denominado “*Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela*” dirigido por el Ingeniero Oscar López (2009), en donde se destaca el comportamiento dinámico y las características de las diferentes tipologías identificadas, entre las cuales se encuentran las siguientes:

- Edificaciones del Tipo Cajetón corresponden a estructuras aporticadas de concreto armado, con patio interno descubierto, existen dos modalidades: cajetón cerrado y cajetón abierto, éste último posee una junta, donde cada planta tiene forma de “C”; un edificio derrumbado en Cariaco en 1.997 correspondían al tipo cajetón cerrado, y se estima que hay numerosas estructuras con este tipo constructivo en el país.
- Edificaciones del Tipo Antiguo I: tipología que sufrió daños severos durante el evento sísmico de Cariaco (1.997), generando el colapso de

una escuela con esta tipología, y se estima que existen alrededor de 100 unidades educativas de este tipo.

- Edificaciones Patrimoniales: en general corresponden a las edificaciones escolares más antiguas del país y las de mayor valor cultural (en general desde el punto de vista arquitectónico), sus tipologías estructurales pueden ser muy diversas, algunas de ellas son de tipo mampostería portante.
- Edificaciones Tipo R: denominadas Rural o R, fueron construidas principalmente en el interior del país durante los años 1.970-2.000; durante el terremoto de Cariaco de 1.997 una de ellas sufrió el desplome de varias paredes.
- Edificaciones Tipo Módulo Base: edificaciones modulares construidas en los años 1.980-2.000, una de ellas fue reforzada estructuralmente, en Caracas por presentar diversos problemas.
- Edificaciones Tipo Antiquo II: fueron construidas en la década de 1.950 y están distribuidas por todo el país.
- Edificaciones Tipo Stac: su construcción comenzó en los años 70, en la actualidad se construyen este tipo de edificaciones con diseños adecuados a la normativa vigente. Su tipología es similar a la Antiquo I.
- Edificaciones Tipo Variel: estructura constituida por cajones tridimensionales y losas prefabricadas, construidas en el período de 1.975-1.985.

A través de estos estudios de identificación, se estimó que una estructura construida con la norma de 1.955, podría resistir en término medio movimientos sísmicos aproximadamente tres veces menos intensos que uno construido con las normas modernas (López, et, 2009).

2.7. Materiales

A continuación se presentan las propiedades mecánicas de los principales materiales empleados en la construcción venezolana:

- **Acero**

Las propiedades mecánicas del acero se obtienen directamente de los diagramas de esfuerzos-deformación (Figura 2.7.1) obtenidos a través de ensayos de tracción de las muestras, caracterizadas por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. Las propiedades así obtenidas dependen básicamente de su composición química, de los procesos de laminados y del tratamiento térmico de los aceros ensayados, esto aplica tanto para los aceros estructurales como los aceros de refuerzos (Bazán y Meli, 2010). Por tanto, el esfuerzo de cedencia (f_y) y la capacidad de deformación dependen de la composición química y del tratamiento al cual se halla sometido.

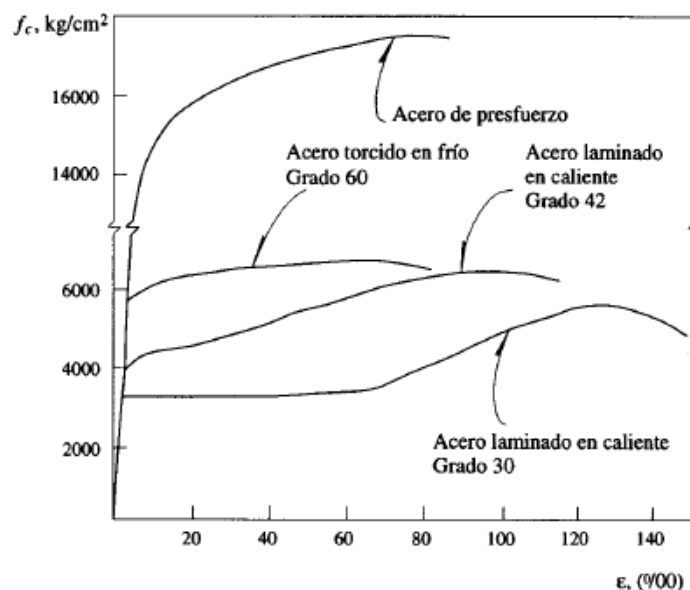


Figura 2.7.1 Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Fuente: Bazán y Meli, (2010)

Para el acero estructural, se tiene que el esfuerzo de cedencia aumenta con el contenido de carbono o mediante de los procesos de estirado en frio. Sin embargo, el aumento del esfuerzo de cedencia, en general, viene acompañado por una disminución de la capacidad de deformación (ductilidad), así como de la relación entre el esfuerzo máximo y el de cedencia. En función de lo expuesto, la Norma Norteamericana AISC restringe el esfuerzo de cedencia del acero de los perfiles a un máximo de 3.517 kg/cm^2 , en zonas donde la ductilidad es esencial, como las vigas, y para las columnas la restringe a 3.874 kg/cm^2 , A continuación se presentan algunas propiedades mecánicas de aceros para uso estructural:

Tabla 2.7.1 Propiedades mecánicas de algunos aceros estructurales.

Fuente: ASTM

Designación	Fy (kg/cm²)	Fu (kg/cm²)
A36	2.530	4.080
A588	3.520	4.930
A500 Gr C	3.520	4.360
A500 Gr C	3.240	4.360
A572 Gr 42	2.950	4.220
A572 Gr 50	3.520	4.570
A572 Gr 60	4.220	5.270
A572 Gr 65	4.570	5.620
A53B	2.460	4.220
A992	3.520	4.570

En Venezuela dentro de los perfiles de acero estructural comúnmente usados en la construcción, se encuentran los perfiles: doble T, L, U, H; así como perfiles tubulares de secciones: cuadrada, rectangular o circular.

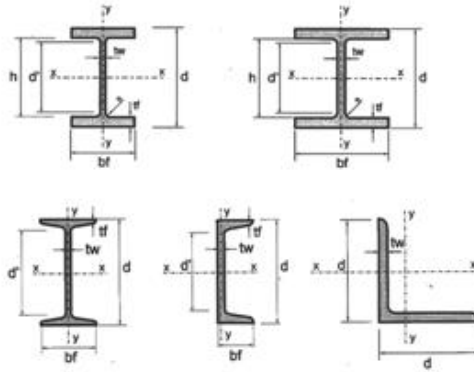


Figura 2.7.2 Perfiles de acero estructural de uso frecuente.

Fuente: Dra. Ing María Graciela Fratelli (2003)

El acero de refuerzo usado comúnmente para la fabricación de barras estriadas para ser usadas en el concreto armado, tiene una resistencia cedente (F_y) aproximado de 4.200 kg/cm^2 ; estas barras generalmente tienen presentaciones comerciales cuyos diámetros varían de $3/8''$ a $1 \frac{3}{8}''$ comercialmente. Adicionalmente se identifican dos grupos de aceros, los soldables, denotados con la letra W, y los no soldables (más comunes en el mercado) que están designados con la letra S; a continuación se presenta la clasificación de las barras estriadas, con los límites elásticos y resistencia última a la tracción.

Tabla 2.7.2 Clasificación de las barras estriadas.

Fuente: Porrero, Ramos, Grases, y Velazco, (2009)

Acero Tipo S	S-40	S-60	S-70
Acero Tipo W	W-40	W-60	W-70
Limite Elástico kgf/cm^2 (F_y)	2.800	4.200	5.000
	a 3.500	a 5.500	a 6.500
Resistencia a la tracción (F_{su})	$\geq 1,25 F_y$		

- **Concreto**

La curva de esfuerzo-deformación evidencia que el concreto es un material con un comportamiento frágil (ver Figura 2.7.3), su capacidad para soportar esfuerzos en compresión es mucho mayor que su resistencia a

tracción. El módulo de elasticidad inicial depende de la calidad de los agregados, del peso volumétrico del concreto y la velocidad con que se aplica la carga. El nivel de esfuerzos para el cual el material semeja un comportamiento elástico-lineal se limita hasta aproximadamente 0,40 a 0,50 f'_c . En general a partir del 40% del f'_c ocurre un microagrietamiento que reduce la rigidez del material. El esfuerzo máximo a compresión se alcanza para deformaciones unitarias cercanas a 0,002 y la falla por aplastamiento para deformaciones entre 0,003 y 0,004 (Bazán y Meli, 2010).

Las normas venezolanas actuales establecen una resistencia mínima para el concreto estructural de $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, sin embargo en las normas MOP de los años 40 del siglo XX, se admitía el uso de concretos para la construcción de edificaciones con resistencias últimas en el f'_c en el orden de 150 kgf/cm^2

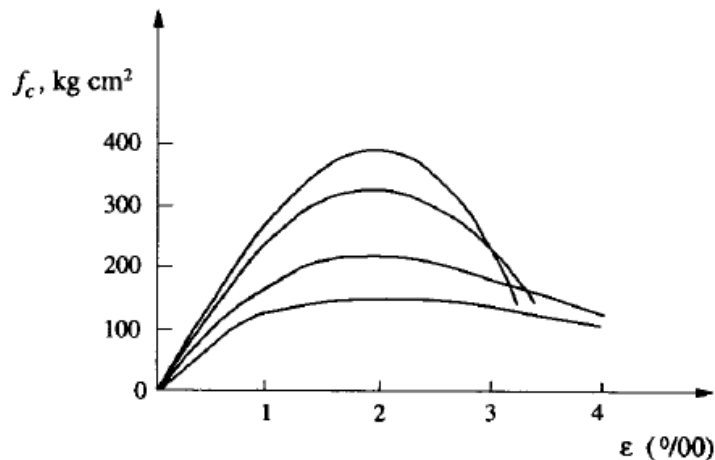


Figura 2.7.3 Curva esfuerzo-deformación del concreto bajo cargas uniaxiales.

Fuente: Bazán y Meli, (2010)

- **Mampostería**

La mampostería son muros o paredes de diferentes dimensiones dispuestos generalmente para sellar las fachadas de las estructuras, la

mampostería puede ser construida con diferentes materiales como ladrillos macizos o huecos, bloques de concreto entre otros.

En Venezuela las estructuras de mampostería portante fueron construidas aproximadamente hasta la primera mitad del siglo XX, en la actualidad la mampostería se emplea principalmente para la construcción de elementos de cerramiento no estructurales. En Venezuela, no se cuentan con reglamentos que normalicen el diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como el procedimiento de construcción.

En general, la resistencia en tracción es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal hasta la falla, esta fuerza a la compresión puede variar de 20 a 30 Kg/cm² en bloques de barro, hasta 200Kg/cm² en bloques industriales de gran calidad, la fuerza cortante es muy variable y depende directamente del mortero de unión (Bazán y Meli, 2010).

El comportamiento ante cargas alternadas de elementos de mampostería no reforzada es esencialmente frágil. Especialmente cuando los muros son formados por piezas huecas cuyas paredes se destruyen progresivamente.

2.8. Elementos Resistentes de la Edificación

A continuación se definen los principales elementos resistentes de la edificación, resaltando sus características, métodos de análisis y otras particularidades.

2.8.1. Columnas

Las columnas son elementos estructurales utilizados principalmente para soportar cargas axiales, que en la gran mayoría de los casos están acompañados de momentos flectores. (FONDONORMA 1753, 2006).

Las posibles combinaciones que producen la falla de una columna están representadas por una curva de interacción para el caso de flexión uniaxial o por una superficie de falla para el caso de flexión biaxial. En general se puede decir, de una manera muy simplificada, que el diseño de las columnas consiste básicamente en seleccionar las dimensiones de la sección transversal así como la cantidad y distribución del acero de refuerzo para que las combinación de solicitaciones mayoradas (carga axial y momentos) estén comprendidas dentro del espacio limitado por las correspondientes curvas o superficies de interacción reducidas por los factores normativos de minoración de resistencia y posibles efectos de esbeltez.

Los diagramas de interacción definen tres regiones asociadas a la forma de falla de la columna, según se describe a continuación: La falla a compresión en la cual el concreto alcanza su deformación unitaria última (0,003), mientras que el acero de refuerzo ubicado en la fibra opuesta trabaja en el rango elástico. La falla balanceada, representada por un punto, en la cual el concreto alcanza la deformación unitaria última simultáneamente cuando el acero ubicado en la fibra opuesta alcanza el esfuerzo cedente; y finalmente la falla en tensión que ocurre cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última, mientras que el acero de refuerzo ya superó el límite elástico.

La resistencia y ductilidad de las columnas está vinculadas a las características del acero transversal de refuerzo. En la medida que la separación de las ligaduras es mayor, se favorece la falla general del concreto y el pandeo de las barras longitudinales de refuerzo. El efecto confinante de las

ligaduras ubicadas con separaciones pequeñas y de manera más eficiente de las espirales, aumenta la capacidad de transmisión de carga del núcleo de concreto (aún cuando se haya perdido el recubrimiento de la sección) previene el pandeo del acero de refuerzo permitiendo su incursión en el rango plástico.

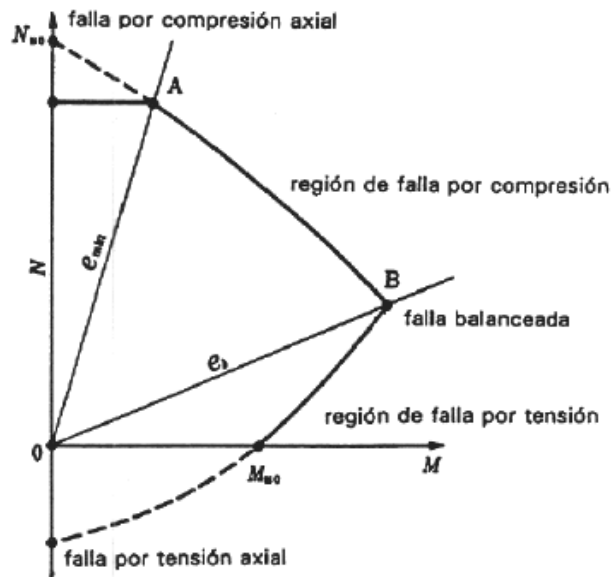


Figura 2.8.1 Diagrama de interacción carga axial (N) y momento flectante (M).

Fuente: CENAPRED, (1999)

2.8.2. Columna Esbelta

Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa, generalmente, en términos de la relación kL_u/r . El concepto establece que un elemento fallará por pandeo bajo la carga crítica $P_c = \pi^2 EI / (\ell_e)^2$, siendo la rigidez flexional (EI) de la sección transversal del elemento y ℓ_e la longitud efectiva, que es igual a kL_u . Para las columnas "robustas", el valor de la carga de pandeo será mayor que la resistencia al aplastamiento por compresión directa (correspondiente a la falla del material). En los elementos que son más esbeltos (es decir, elementos para los cuales el valor de kL_u/r es más elevado), la falla puede ocurrir por pandeo (falla de

estabilidad), con la carga de pandeo disminuyendo a medida que aumenta la esbeltez (Nilson, 2001) (ver Figura 2.8.2 y Figura 2.8.3).

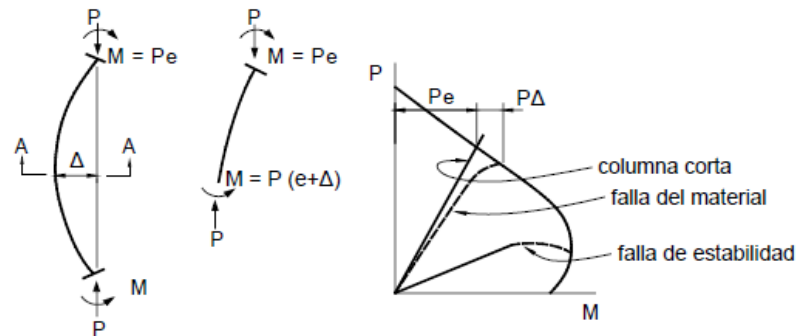


Figura 2.8.2 Interacción de las resistencias en columnas esbeltas.

Fuente: Nilson, (2001)

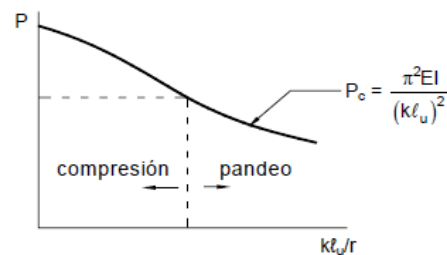


Figura 2.8.3 Carga de falla en función de la esbeltez de una columna.

Fuente: Nilson, (2001)

Previamente al análisis de esbeltez de la estructura, se debe determinar si la estructura se considera desplazable o no desplazable. Cuando las cargas laterales provienen del sismo el criterio de clasificación se define por la magnitud del coeficiente de desplazabilidad del entrepiso (θ), establecido en la Norma COVENIN 1756:2001.

$$\theta = \frac{\delta e_i \sum_{j=i}^N W_j}{V_i (h_i - h_{i-1})} \text{ <Ecuación 1>}$$

En donde:

δe_i : Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos.

Wj: Peso del nivel j de la edificación.

Vi: Cortante de diseño del nivel.

Hi: Altura del nivel i.

Tabla 2.8.1 Clasificación de la estructura

Fuente: Los Autores

ÍNDICE DE ESTABILIDAD DEL ENTREPISO Q	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K ⁽²⁾	CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA
$\leq 0,05$	≤ 1	No desplazable (arriostrada)
$> 0,05$ ⁽¹⁾	> 1	Desplazable (no arriostrada)
1.- En diseño sismorresistente, $Q \leq 0.08$ para poder despreciar los efectos de esbeltez. 2.- El factor de longitud efectiva, k, se calculará según el Anexo H-10.6.3.1.		

Posteriormente el método de diseño de la columna dependerá de la esbeltez expresadas en función de la relación kL_u/r o de el cociente entre el menor y el mayor momento en los extremos no arriostrados del elemento estructural, según lo establecido en la Tabla 10.6.1 de la Norma FONDONORMA 1753:2006. Criterio de análisis según la esbeltez.

Tabla 2.8.2 Evaluación de los Efectos de Esbeltez

Fuente: Los Autores

RELACIÓN DE ESBELTEZ, kL_u/r		MÉTODOS DE DISEÑO
Estructura desplazable	Estructuras no desplazable	
> 100	> 100	Método P-Δ Sección 10.6.2
$22 \leq kL_u/r \leq 100$	$40 \leq [34 + 12(M_1/M_2)] \leq 100$	Magnificación de Momentos. Sección 10.6.3
< 22	$[34 + 12(M_1/M_2)] \leq 40$	Se pueden despreciar los efectos de esbeltez

2.8.3. Falla Frágil

Éste mecanismo de falla, se genera cuando el concreto alcanza su máxima capacidad resistente antes que la cedencia del acero. Esto se traduce

en una fractura repentina y sin aviso de la sección de concreto armado, la cual resulta indeseable en las estructuras.

2.8.4. Falla Dúctil

En el mecanismo de falla dúctil, el acero alcanza o excede el esfuerzo cedente antes que el concreto alcance su resistencia máxima. Lo que permite deformaciones plásticas de la sección sin que se pierda la capacidad resistente de la misma. En las estructuras de concreto armado, para que se produzca la falla dúctil (deseable), es necesario cumplir estrictamente con los requerimientos para el detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal establecido en las normas de diseño.

2.8.5. Cerchas

Son elementos estructurales generalmente de acero, conformados por perfiles conectados entre sí, para constituir una armazón rígida de forma triangular, capaz de soportar cargas en su plano, particularmente aplicadas sobre los nodos, en consecuencia, todos los elementos se encuentran trabajando a compresión o tracción, sin la presencia de flexión o corte (Beer y Johnston, 1.977; Hsieh, 1.982).

En las cerchas ciertos miembros están sometidos a fuerzas axiales de tracción (por lo general el cordón inferior). El análisis consiste en evaluar si el elemento tiene un área transversal suficiente para que la carga mayorada P_u no exceda la capacidad del mismo. y las secciones típicas están formadas por perfiles, donde el más común es el perfil angular. La resistencia del perfil sometido a fuerzas de compresión, depende de la denominada carga crítica de pandeo (P_{cr}), la cual disminuye con el aumento de la relación de esbeltez (Galambos, Lin, y Johnston, 1999; Segui, 2000).

2.8.6. Esbeltez de la Sección de Acero

Los perfiles de acero estructural utilizados en edificaciones sismorresistentes, deben ser capaces de soportar deformaciones inelásticas. La Norma AISC 341, establece los requisitos básicos para garantizar el comportamiento adecuado de la sección, donde se clasifican al elemento: en secciones esbeltas, los cuales al ser solicitados a compresión llega al estado límite de pandeo local antes de que se produzca la cedencia en el elemento, en las secciones no compactas, el pandeo local ocurre cuando parte del elemento ya se ha plastificado, las secciones compactas mantiene su capacidad de deformación inelástica, por lo que no sufre pandeo local antes de llegar a la falla, sin embargo ante la aplicación de cargas cíclicas el elemento queda con deformaciones remanentes, las cuales se van acumulando, teniendo generalmente una capacidad de deformación equivalente a tres veces la deformación de cedencia, lo cual resulta insuficiente para resistir repetidas incursiones en el rango inelástico como ocurre en el caso de un sismo. Por estas razones se establece una sección sísmicamente compacta (denominado sección plástica en la Norma venezolana COVENIN 1618:1998), por tanto es más restrictiva y es capaz de resistir deformaciones inelásticas mayores a 6 o 7 veces la deformación de cedencia, lo cual está asociado a una mayor ductilidad (Beltrán y Herrera, 2008).

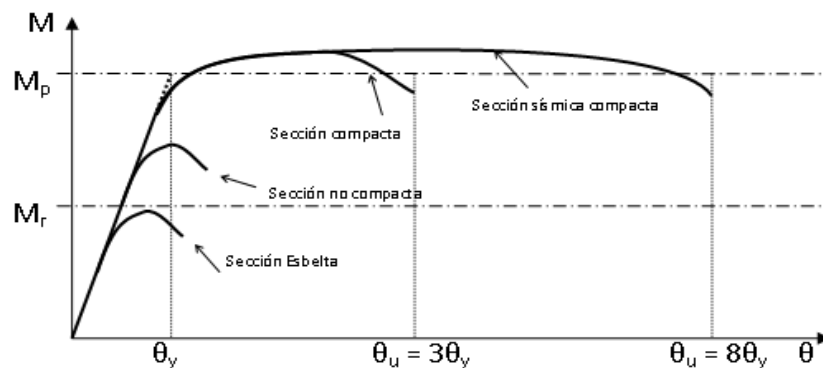


Figura 2.8.4 Efecto de la esbeltez de la sección sobre el comportamiento de una viga.

Fuente: Beltrán y Herrera, (2008).

2.8.7. Esbeltez del Elemento de Acero

Los efectos de esbeltez global del elemento sometido a flexión, tienen un comportamiento similar a los del pandeo local. La esbeltez está definida por la distancias entre arriostramiento (L_b). Donde elementos con distancias no arriostradas muy grandes ($L_b > L_r$), experimentan una inestabilidad lateral-torsional antes de haber llegado a la cedencia, alcanzando su capacidad y generando una falla rápida. Para distancias intermedias no arriostradas ($L_r > L_b > L_p$), el volcamiento ocurre cuando parte del elemento ya ha alcanzado la cedencia, pero antes de llegar a su capacidad, éste falla. Para elementos adecuadamente arriostrados ($L_p > L_b$), se alcanza el momento plástico y es capaz de soportar cierta deformación inelástica, y similar al caso de la esbeltez de la sección, se define una distancia máxima de arriostramiento (L_{ps}), que permite soportar mayores deformaciones inelásticas (Beltrán y Herrera, 2008).

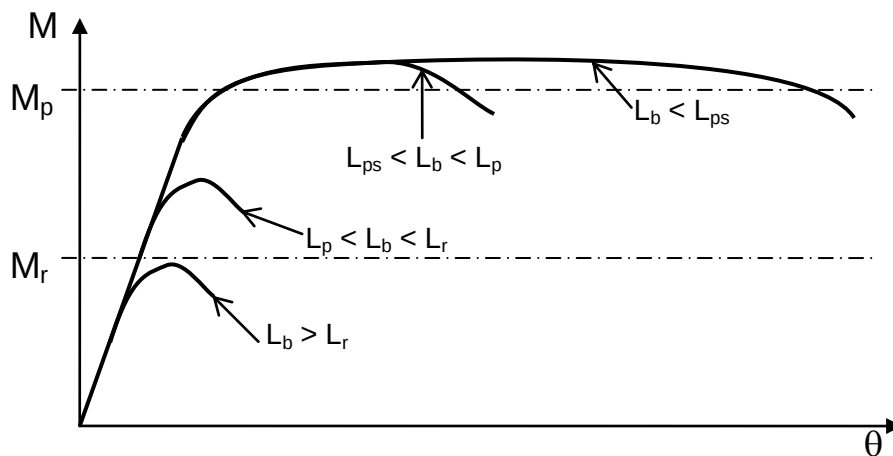


Figura 2.8.5 Efecto de la esbeltez global sobre el comportamiento de una viga.

Fuente: Beltrán y Herrera, (2008).

En cuanto a la esbeltez global de los elementos sometidos a tracción, la Norma FONDONORMA 1618:1998, recomienda que la relación de esbeltez (kL/r) no de deber exceder de 300, con la finalidad de evitar movimientos

laterales indeseables. Para los perfiles angulares la máxima relación de esbeltez efectiva se obtiene en función del radio de giro (r_z).

Para los elementos sometidos a compresión, la relación de esbeltez no excederá, preferiblemente, de 200, salvo las restricciones de esbeltez establecidas para las columnas en conexiones no soportadas lateralmente y para los arriostramientos de pórticos con diagonales concéntricas.

2.9. Normas empleadas

Para la elaboración de los cálculos, análisis de resultados y comparaciones se utilizará el siguiente compendio de Normas:

2.9.1. COVENIN 2002:88. Criterios y Acciones Mínimas Para el Proyecto de Edificaciones.

Esta norma establece los criterios y requisitos mínimos de las acciones a considerar en el proyecto, fabricación, montaje y construcción de edificaciones que se realicen en el territorio nacional. Estas normas son aplicables tanto a las edificaciones nuevas como a la modificación, ampliación, refuerzo, reparación y demolición de edificaciones existentes.

2.9.2. COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes.

En esta norma se establece los criterios fundamentales para el análisis y diseño para edificaciones localizadas en zonas donde pueden ocurrir sismos. Las disposiciones de esta norma, tienen por objetivo salvaguardar vidas y aminorar los daños esperados en las edificaciones.

La norma está orientada al diseño de nuevas edificaciones de concreto armado, acero o mixtas acero-concreto tipificables dentro de los parámetros establecidos por dicha norma. Además contempla la evaluación, adecuación o reparación de construcciones existentes.

2.9.3. COVENIN 1618:1998 Estructuras de Acero para las Edificaciones. Método de los Estados Límites.

Esta norma establece los criterios y requisitos mínimos para el proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción, la inspección y el mantenimiento de las estructuras de acero y las estructuras mixtas acero-concreto, así como de los miembros, componentes, juntas y conexiones, que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional, y se aplicará en conjunción con las Normas venezolanas COVENIN y COVENIN-MINDUR vigentes.

La norma se aplicará tanto a las edificaciones nuevas como a la evaluación, la adecuación, la rehabilitación, el reforzamiento o la reparación, de las edificaciones existentes que cumplan con los requisitos establecidos en la Norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756-98 *“Edificaciones Sismorresistentes”*.

2.9.4. FONDONORMA 1753:2006 Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

La norma establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales.

2.10. CSI ETABS® V9

El programa CSI ETABS® V9 permite el análisis y diseño de sistemas de estructuras simples o complejos. Es una herramienta fácil de usar y posee una interfaz gráfica con procedimientos de modelación, análisis y diseño, todos integrados usando una base de datos común (Hernández, s.f.).

Cuando el modelo está terminado, el análisis puede ser ejecutado y convertido a una simulación que consiste en nodos, elementos barra, elementos conexión y elementos Shell, donde el programa a través de elementos finitos determina las fuerzas, esfuerzo, deformaciones en elementos de área y sólidos (Hernández, s.f.).

El programa dentro de sus características incluye opciones para el análisis estático y dinámico, donde se tiene la opción de incluirlas fuerzas generadas por el sismo, incluir el espectro de diseño para su determinación y agregar la combinación modal según se desee o amerite el análisis, adicionalmente se pueden establecer parámetros como el número de modos de vibración a considerar para el análisis dinámico, según requiera el diseño.

CAPITULO III

MÉTODO

3.1. Diseño de la Investigación

La evaluación sismorresistente del edificio Norte de la Escuela “Jesús María Alfaro Zamora”, se realizó a través de una investigación de campo de carácter evaluativo, atendiendo a un estudio de caso; así se orientó a la obtención de información relacionada con la capacidad sismorresistente de la estructura, para ello se tomó como referencia la Norma COVENIN 1756:2001 a fin de poder determinar la vulnerabilidad.

3.2. Inspecciones Oculares

Para la recolección de la información de campo necesaria para el desarrollo de la investigación, se utilizó como instrumento una planilla de inspección, diseñada considerando del formato de las planillas de inspección de FUNVISIS, las irregularidades estructurales tipificadas en el Capítulo 6.5.2 en la Norma COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” y el libro “*Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*” de J. L. Alonso (2007). La información fue recolectada a través del instrumento diseñado mediante inspecciones oculares, que comprendieron diez visitas al plantel educativo. La información fue complementada con el levantamiento geométrico y el registro fotográfico de la estructura.

3.3. Registro de un Archivo Fotográfico

La documentación fotográfica del estado actual y características relevantes de la estructura se desarrolló paralelamente con las inspecciones oculares. El registro fotográfico puede ser utilizado en el futuro por investigadores a los fines de establecer comparaciones relativas a la evolución del estado físico de la estructura, efectuar comparaciones con estructuras de características similares y evidenciar posibles remodelaciones que se realicen a la edificación, posteriores al presente estudio.

3.4. Elaboración de Planos

Se elaboraron los planos arquitectónicos correspondientes a las plantas, fachadas, pórticos y detalles de la edificación; así como los planos estructurales donde fueron representaron los envigados de la planta entepiso y techo, pórticos típicos, detalles de cerchas y de escaleras. Los planos fueron elaborados con la ayuda del software especializado para el dibujo de planos denominado AUTOCAD®.

A través de los planos elaborados se organizó la información recolectada durante las inspecciones oculares y los levantamientos geométricos. Las mediciones en sitio fueron desarrolladas, empleando como instrumentos de medición: vernier y cinta métrica. La elaboración de los planos fue necesaria ya que no fue posible ubicar los planos del proyecto original de la edificación.

3.5. Elaboración del Modelo 3D de la edificación.

Con la ayuda del software AUTOCAD®, se elaboró un modelo tridimensional (3D) de la edificación, el cual permite facilitar la visualización de

la configuración arquitectónica y estructural, así como detalles de interés. Para la construcción del modelo tridimensional se tomó como base los planos en dos dimensiones (2D) elaborados previamente.

Para mejorar la expresión del modelo tridimensional, obteniendo una visualización más aproximada a la real y agregar detalles arquitectónicos tales como: puertas, ventanas, pintura de fachadas, entre otros, se empleó el software SketchUp®

3.6. Elaboración Modelos Matemáticos.

El análisis estructural fue desarrollado en base a la simulación numérica de la estructura empleando el programa ETABS®. Para la elaboración de los modelos matemáticos se consideró las dimensiones geométricas de los elementos estructurales, las condiciones de vinculación entre los mismos y las propiedades mecánicas de los materiales.

Para la evaluación de la edificación, se elaboraron cinco modelos matemáticos, con la finalidad de considerar según el caso: la contribución de las escaleras a la rigidez lateral de la estructura así como la influencia de la posible degradación de la rigidez de las columnas de concreto armado por efecto del agrietamiento (debido a la acción sísmica) y la influencia del antepecho de 1,20m. A continuación se describe las consideraciones que comprende cada uno de los modelos matemáticos desarrollados:

- **MODELO 1:** Incluye los dos módulos de escaleras y considera la inercia gruesa de las columnas de concreto armado.
- **MODELO 2:** No incluye las escaleras y considera la inercia gruesa de las columnas de concreto armado.

- **MODELO 3:** Incluye los dos módulos de escalera y considera una reducción del 40% del momento de inercia de la sección transversal de las columnas.
- **MODELO 4:** No incluye los dos módulos de escalera y considera una reducción del 40% del momento de inercia de la sección transversal de las columnas.
- **MODELO 5:** Incluye los dos módulos de escalera, considera una inercia gruesa de los elementos de concreto armado y la presencia de un muro en las columnas del eje A (fachada sur).

Para la reducción de las inercias gruesas bajo un estado de agrietamiento esperado durante la acción de un sismo, se adoptó un factor de 0,60 I_g , según lo establecido en el Capítulo 4.11.4 T. Paulay, M. Priestley (1.992) para columnas exteriores, donde I_g corresponde a la inercia gruesa de la sección transversal.

Tabla 3.6.1 Resumen de los modelos matemáticos.

Fuente: Los Autores

	Escalera	Sin Escalera	Inercia Gruesa	Inercia Reducida	Muro de mampostería
Modelo 1	X		X		
Modelo 2		X	X		
Modelo 3	X			X	
Modelo 4		X		X	
Modelo 5	X		X		X

3.7. Cargas Consideradas en el Análisis Estructural.

Con la finalidad de determinar la magnitud de las cargas que actúan en la estructura, se realizaron diferentes inspecciones oculares para observar las características de los materiales constructivos y de los acabados, dimensiones geométricas de los elementos estructurales y no estructurales, uso de cada uno

de los ambientes, entre otros aspectos. Posteriormente se estimó la magnitud de las cargas permanentes y variables en base lo establecido en la Norma COVENIN 2002 de “Acciones Mínimas” (Ver Tabla 3.7.1 y Tabla 3.7.2).

En el análisis de la estructura se tiene que la mampostería solo contribuye en el peso de la edificación, dado a que ninguna pared esta adosada a la estructura, a excepción de los muros de 1,20m ubicados en la fachada sur de la misma.

Tabla 3.7.1 Cargas variables según los usos de la edificación.

Fuente: Los Autores

Zonas	Peso	Unidades
Escaleras	500	Kgf/m ²
Pasillos	400	Kgf/m ²
Salones	300	Kgf/m ²
Laboratorios	400	Kgf/m ²
Oficinas	300	Kgf/m ²
Techo	40	Kgf/m ²

Tabla 3.7.2 Pesos de elementos estructurales y no estructurales de la edificación.

Fuente: Los Autores

PESOS		UNIDAD
Concreto armado	2,500	Kgf/m ³
Bloques de concreto de espesor 15 cm sin frisar	210	Kgf/m ²
Perfil IPE 80	6,00	Kgf/m
Perfil IPE 100	8,10	Kgf/m
Perfil IPE 120	10,40	Kgf/m
Ángulos 2L 50X50X5	3,77	Kgf/m
Ángulos 2L 65X65X6	5,91	Kgf/m
Ángulos 2L 100X100X10	2,82	Kgf/m
Losa de tabelones de 8x20x80 con un perfil IPE 120 y un acabado de 4 cm	195	Kgf/m ²
Laminas de Zinc	7	Kgf/m ²

3.8. Combinaciones de Carga para la Evaluación de la Capacidad Portante de los Elementos Estructurales.

Para la evaluación de la capacidad portante de los elementos estructurales de concreto armado y de acero se adoptaron las combinaciones de carga establecidas en el Capítulo 9 de la Norma FONDONORMA 1753:2006 y en el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1618:1998, las cuales se especifican a continuación:

- $U_1 = 1,4 \text{ CP}$
- $U_2 = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV} + 0,5 \text{ CVt}$
- $U_3 = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CVt} + 0,5 \text{ CV}$
- $U_4 = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + \gamma \text{ CVt}$
- $U_5 = 1,2 \text{ CP} + \gamma \text{ CV} \pm S$
- $U_6 = 0,9 \text{ CP} \pm S$

Donde:

CP: Carga Permanente.

CV: Carga Variable.

CVt: Carga Variable de Techo

γ : 1, Excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a viviendas.

S: Solicitaciones sísmicas, definidas por la siguiente expresión:

$$S = Sh \pm 0,2(\alpha \times \varphi \times \beta \times A_o) \times CP \text{ <Ecuación 2>}$$

Según lo establecido en el Capítulo 8 de la Norma COVENIN 1756:2001 para la combinación de las dos componentes ortogonales del sismo horizontal se adoptó el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC).

3.9. Estimación de las Acciones Sísmicas.

Las acciones sísmicas fueron estimadas en base a análisis dinámicos espaciales considerando en cada uno de los modelos diecinueve (19) modos de vibración, para garantizar un porcentaje de participación de la masa superior al 90%.

La losa de entrepiso fue considerada como un diafragma rígido, hipótesis que no fue adoptada para la cubierta liviana de techo.

Para la estimación del espectro de diseño se emplearon los siguientes parámetros:

3.9.1. Zona Sísmica.

Según lo establecido en la Tabla 4.2 de la Norma COVENIN 1756:2001, la estructura se ubica en la zona sísmica 5, considerada de peligro sísmico elevado y a la cual le corresponde un coeficiente de aceleración horizontal $A_0=0,30$.

3.9.2. Clasificación Según el Uso y Factor de Importancia.

De acuerdo a lo establecido en el capítulo 6.1 de la Norma COVENIN 1756:2001, la estructura se clasifica en el Grupo "A", por tratarse de una edificación educativa, por lo tanto se le asignó un factor de importancia $\alpha=1,30$.

3.9.3. Tipo de Estructura

Las características particulares de la estructura analizada dificultó su clasificación según las tipologías descritas en el Capítulo 6.3 de la Norma COVENIN 1756:2001, sin embargo considerando que se trata de una estructura que cuenta únicamente con pórticos en una dirección conformados por columnas de concreto armado, cerchas articuladas en sus extremos para soportar a la losa de entrepiso, lo cual se traduce en mecanismos prácticamente inexistentes para la redistribución de las solicitaciones en caso de ocurrir acciones extraordinarias (como el sismo) y muy limitada capacidad de incursión en el rango inelástico, se consideró la estructura como Tipo IV.

3.9.4. Análisis de Sensibilidad para Escoger la Forma Espectral y el Factor de Reducción de Respuesta.

Para la elaboración de la investigación no se contó con un estudio geotécnico ni otro tipo de información que permitieran definir la forma espectral. Por tal motivo se realizó un análisis de sensibilidad variando en los modelos matemáticos los espectros de diseño correspondientes a las formas espectrales S1, S2 y S3 tipificadas en la Norma COVENIN 1756:2001, con la finalidad de evaluar las variaciones de las derivas y el corte basal. Adicionalmente, considerando que la edificación estudiada corresponde a una estructura mixta (concreto y acero) con limitados mecanismos de redistribución de los esfuerzos, reducida capacidad de incursión en el rango inelástico, con pórticos en una dirección y las cerchas que soportan al entrepiso están articuladas en sus extremos a las columnas, en el análisis de sensibilidad desarrollado, para cada forma espectral fueron variados los factores de reducción de respuesta “R”, adoptando los siguientes valores: 1,5 1,25 y 1. Es decir que el análisis de sensibilidad comprendió el desarrollo de nueve modelos matemáticos

empleando el programa ETABS[®], según se resume en la siguiente a continuación:

Tabla 3.9.1 Modelos para el análisis de sensibilidad.

Fuente: Los Autores

Modelos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
R=1	X	X	X						
R=1.25				X	X	X			
R=1.5							X	X	X
S1	X			X			X		
S2		X			X			X	
S3			X			X			X

3.10. Propiedades Mecánicas de los Materiales.

La estructura es de tipo mixta, constituida por columnas de concreto armado con cerchas, vigas y correas de acero. La resistencia del concreto a los 28 días constituye una propiedad fundamental para el diseño de las estructuras. Debido que se desconocen las propiedades del material, se adoptó una resistencia última $f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$ que corresponde a la resistencia mínima especificada por las Normas venezolanas FONDONORMA 1753:2006. Para el concreto armado se consideró un peso unitario $W_c=2.500 \text{ kgf/m}^3$. El módulo de elasticidad se estimó (E_c) con la expresión $15.100 \times \sqrt{(f'_c)}$, resultando $E_c=218.820 \text{ kgf/cm}^2$.

Para el acero de refuerzo de las columnas se adoptó un esfuerzo cedente $F_y=4.200 \text{ kgf/cm}^2$ con un módulo de elasticidad (E_s) de $2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, que corresponde a una calidad de acero de uso común para la década de los años 70 del siglo XX, en la que se estima fue construida la estructura.

En cuanto a los perfiles laminados de las cerchas, vigas y correas, se consideró que están fabricados con acero PS-25, con una tensión de fluencia mínima $F_y=2.500 \text{ kgf/cm}^2$ y una tensión mínima de ruptura $F_u=3.700 \text{ kgf/cm}^2$.

Para la mampostería, se consideró una resistencia ultima $f'_c=20 \text{ kgf/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E_m=15.000 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 3.10.1 Resumen de propiedades de los materiales.

Fuente: Los Autores

Definición	Símbolo	Valor
Concreto Armado		
Resistencia del concreto	f'_c	210 Kgf/cm^2
Esfuerzo cedente del acero de refuerzo (barras estriadas)	F_y	4.200 Kgf/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	218.820 Kgf/cm^2
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	E_s	$2,1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$
Acero estructural		
Esfuerzo cedente del acero	F_y	2.500 Kgf/cm^2
Esfuerzo último del acero	F_u	3.700 Kgf/cm^2
Módulo de elasticidad del acero	E_s	$2,1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$
Mampostería		
Resistencia a compresión	f_m	20 Kgf/cm^2
Módulo de elasticidad de la mampostería	E_m	15.000 Kgf/cm^2

3.11. Método de Análisis Dinámico.

El método de análisis usado es el dinámico espacial, considerado a la losa de entrepiso como un diafragma rígido con tres grados de libertad, mientras que la cubierta de techo fue considerada como un diafragma flexible (COVENIN 1756, 2001). Las fuerzas sísmicas están asociadas principalmente a

la masa del entrepiso, siendo muy reducidas las magnitudes de las fuerzas sísmicas que actúan a nivel techo debido a su masa relativamente pequeña.

Las combinaciones modales se realizaron según el criterio de la combinación cuadrática completa. Fueron considerados para cada modelo matemático diecinueve (19) modos de vibración, asegurando de ésta manera incorporar un porcentaje mayor al 90% de la masa participativa en cada una de las direcciones de análisis.

Los modelos matemáticos consideraron para el diafragma rígido una excentricidad accidental del 6% en cada dirección. Para el nivel techo, considerado como un diafragma flexible, se ignoró la consideración de la torsión adicional asociada a una excentricidad accidental del 3% debido a la pequeña magnitud de las fuerzas sísmicas asociadas a éste nivel (cubierta liviana).

3.12. Evaluación de la Rigidez Lateral de la Edificación

Se evaluó la magnitud de los desplazamientos horizontales de cada uno de los pórticos de la estructura producidos por el sismo. Los desplazamientos horizontales de la estructura (“X” e “Y”) producidos por la acción sísmica se combinaron empleando el criterio de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Para cada nivel, el cociente entre las derivas calculadas con los desplazamientos laterales totales entre la altura del entrepiso respectivo fueron comparados con el valor límite 0,012 establecido en la Tabla 10.1 del Capítulo 10 “Control de Desplazamientos” de la Norma COVENIN 1756:2001, para estructuras del Grupo “A” con elementos estructurales susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura.

3.13. Verificación de la Falla Frágil.

Con la finalidad de evaluar la capacidad a corte de cada columna de la planta baja de la edificación, se procedió a calcular la capacidad resistente ante esfuerzos cortantes, mediante las siguientes expresiones y consideraciones.

En el cálculo de la capacidad resistente del concreto a corte, se utilizó la Ecuación 3, donde el valor de la fuerza axial (N_u), se obtuvo directamente del programa ETABS[®]; por otra parte, se conocen las dimensiones de la sección transversal pertenecientes a la columna.

$$V_c = 0.53 \times \left(1 + 0.007 \times \frac{N_u}{A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad < \text{Ecuación 3} >$$

Para considerar el aporte de resistencia del acero de refuerzo transversal, se utiliza la Ecuación 4, para lo cual es necesario conocer el diámetro de las ligaduras y la separación entre ellas.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad < \text{Ecuación 4} >$$

Finalmente, se calculó la resistencia teórica a corte de cada columna mediante la Ecuación 5.

$$V_n = V_c + V_s \quad < \text{Ecuación 5} >$$

Una vez calculada la capacidad resistente a fuerza cortante de las columnas, se procedió obtener la demanda de esfuerzos cortantes provenientes de las combinaciones sísmicas para cada columna, y finalmente determinar la relación “demanda/capacidad” correspondiente a cada elemento.

Con el objeto de obtener un índice global de la capacidad resistente de las columnas de la planta baja para resistir el corte basal, se calculó la suma de las resistencias teóricas a corte de las columnas de la referida planta, para posteriormente determinar las relaciones “demanda/capacidad”, calculadas con las fuerzas cortantes totales que actúan en el nivel.

3.14. Verificación de la Falla Dúctil.

Para la verificar la capacidad de formación de rótulas plásticas en las columnas sin que previamente se produzca su falla frágil por corte, se procedió a calcular la resistencia a fuerzas cortante (V_e), en cada dirección del análisis y combinaciones de solicitaciones. Para ello, se obtiene la carga axial mayorada (N_u) que conduzca al mayor momento resistente máximo probable (M_{pr}) en la base de la columna y el corte asociado a la formación de articulaciones plásticas.

3.15. Revisión de Efecto Columna Corta

Para la revisión del esfuerzo cortante en las columnas que se encuentran adosadas a los muros de mampostería en la fachada sur, fue necesario elaborar un modelo que contemplara las inercias gruesas, escaleras y muros de mampostería (MODELO 5).

Se hizo un estudio a corte (frágil), donde la demanda fue obtenida directamente del programa, mientras que la capacidad de la columna fue calculada mediante la Ecuación 5 mostrada en el punto 3.14 y minorada según lo establecido en la norma 1753:2006 para elementos a esfuerzos cortantes

3.16. Evaluación de Columna de Concreto Armado Esbelta

En la revisión de la esbeltez de las columnas, se seleccionó la columna B-1 del modelo 1, que por efectos de Demanda/Capacidad resulta más desfavorable. El análisis solo contemplo la determinación de la desplazabilidad de los pórticos y la relación kL_u/r para verificar el método de diseño y la esbeltez de la columna, esto debido a que el programa ETABS®, considera este efecto.

En consecuencia, para la clasificación de la estructura como desplazable o no desplazable, se realizó el cálculo del coeficiente de estabilidad de entrepiso (θ), según lo establecido en la Norma 1756:2001, cuando las fuerzas laterales son de origen sísmico.

Seguidamente se procedió a verificar el método de diseño correspondiente, para lo cual, es preciso determinar el factor de longitud efectiva k de la relación kL_u/r , basado en los términos dispuestos en el Capítulo 10.6.1 libro de “*Diseño De Estructuras De Concreto Armado*” (Nilson, 2001), y una vez obtenido éste factor k , se puede calcular la longitud efectiva de la columna (kL_u/r) y verificar el método de análisis estipulado en la Norma FONDONORMA 1753:2006.

3.17. Revisión de Esbeltez en Perfiles Metálicos

Para la revisión de perfiles metálicos se tomo en consideración los parámetros de esbeltez de la tabla 4-1 Norma 1618:1998 estados limites y la Norma COVENIN 1618:1998, para así clasificar los perfiles que conforman la estructura como secciones no compactas, secciones compactas ó secciones sísmica plásticas.

De igual forma, se realizó la revisión de la esbeltez global del elemento, para verificar el cumplimiento de la longitud de arriostramiento mínima establecida en la Norma COVENIN 1618:1998.

3.18. Evaluación de la Demanda/Capacidad de los Elementos Estructurales.

Las relaciones “demanda/capacidad” de los principales elementos que conforman la estructura, fueron calculadas de manera automática a través del software ETABS®. Para representar la relación que existe entre la demanda o solicitaciones de diseño y la capacidad resistente del respectivo elemento estructural, se empleó un coeficiente que se denominó factor de resistencia (FR). Cuando el factor de resistencia es menor a la unidad indica que el elemento estructural satisface la capacidad portante mínima establecida por las normas de diseño para soportar las cargas últimas.

3.19. Interpretación de los Resultados.

En base a los resultados de los análisis numéricos desarrollados se identificaron las principales vulnerabilidades o deficiencias asociadas a la resistencia y a la rigidez que afectan a la estructura desde el punto de vista sismorresistente.

3.20. Servicio Comunitario “Aula Sísmica”

Con la finalidad de reducir la vulnerabilidad sísmica y como un aporte extra del trabajo especial de grado, se dictaron charlas en todos los salones de clase, a los estudiantes y profesores sobre las medidas a adoptar antes,

durante y después de un evento sísmico. Al finalizar el ciclo de charlas se realizó un ejercicio de evacuación de las edificaciones y la concentración de las personas en las áreas externas identificadas como más seguras (ver ANEXO B).



Figura 3.20.1 Charlas de educación sísmica
Fuente: Los Autores



Figura 3.20.2 Simulacro de evacuación
Fuente: Los Autores

CAPITULO IV

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO NORTE DE LA ESCUELA “JESÚS MARÍA ALFARO ZAMORA”

4.1. Identificación de la Escuela de Estudio

La Escuela Jesús María Alfaro Zamora está ubicada en la Av. Raúl Leoni, cruce con calle El Morao, Parroquia El Cafetal, Municipio Baruta, Estado Miranda (ver Figura 4.1.1 y Figura 4.1.2). Éste plantel construido en el año 1965, presenta estructuras con características similares a las establecidas para las diferentes modalidades de Escuelas Tipo “R” (Rural), (tradicional y modificado), según estudios realizado en el trabajo “Evaluación sismorresistente de edificaciones escolares tipo *R*” por Azancot y Bule (2008). En el presente estudio se identificaron cuatro edificaciones cuyas estructuras se asemejan a las escuelas Tipo “R” tradicional que en la actualidad son usadas como salones de primaria, preescolar y oficina de dirección, adicionalmente existe una edificación que probablemente correspondía originalmente a una escuela Tipo R y posteriormente le fue añadido un nivel adicional soportado por una nueva estructura constituida por columnas de concreto armado con cerchas y vigas de acero.

El edificio “Norte” de la escuela Jesús María Alfaro Zamora, originalmente correspondía a una escuela Tipo “R” de un nivel a la cual le fue removida la cubierta de techo y agregado un nivel adicional soportado por un

estructura aporticada en una dirección de tipo mixta (columnas de concreto armado con cerchas y vigas de acero).

En general la escuela está conformada por nueve edificaciones, de la siguiente manera:

- Un edificio de preescolar.
- Edificio para oficinas de dirección y salones de primer grado a tercer grado.
- Edificio de Biblioteca.
- Dos edificios que funcionan como salones de primaria.
- Una edificación para la cantina y salón de audiovisuales.
- Edificio de auditorio.
- Un edificio para los baños.
- Edificio “Norte”, objeto del presente estudio, donde funciona el bachillerato, de primer año a tercer año.

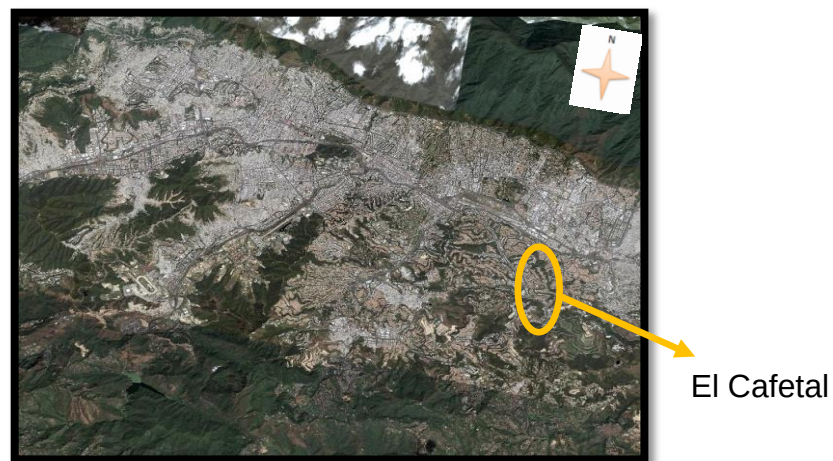


Figura 4.1.1 Ciudad de Caracas 2012.

Fuente: Google Earth, (2012)



Figura 4.1.2 Ubicación de la escuela.

Fuente: Google Earth, (2012)

4.2. Edificio Norte de la Escuela “Jesús María Alfaro Zamora”

4.2.1. Uso de los Ambientes.

El edificio tiene cuatro (4) áreas básicas, comprendidas de la siguiente manera: laboratorios, pasillos, salones de clases y seccional, los cuales se encuentran divididos entre los dos niveles existentes, tal como se muestra en la Figura 4.7.1 y Figura 4.7.2.

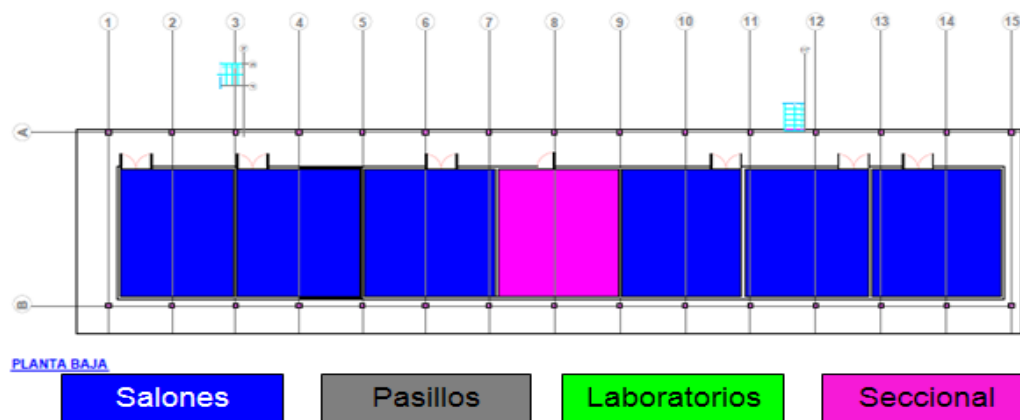


Figura 4.2.1 Usos de los ambientes de planta baja.

Fuente: Los Autores

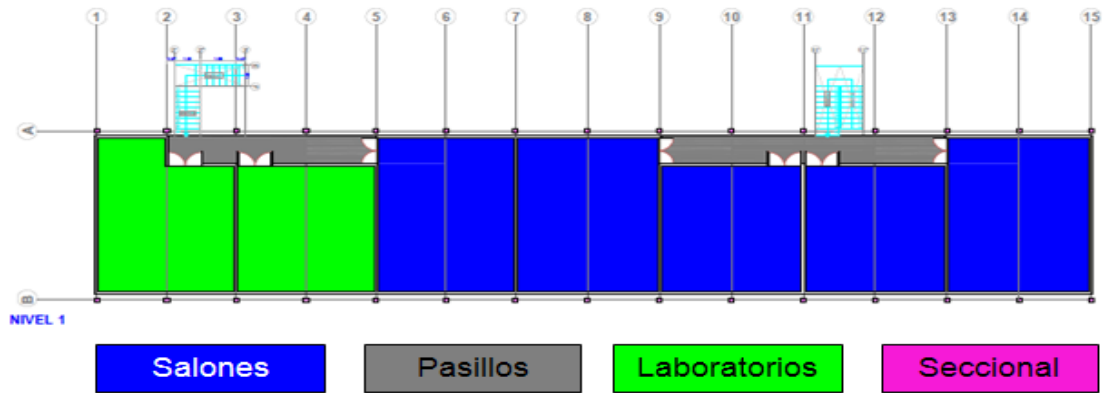


Figura 4.2.2 Usos del nivel de entresuelo.

Fuente: Los Autores

La planta baja está conformada por seis (6) salones y una (1) oficina de seccional, mientras que el nivel de entresuelo, tiene dos (2) laboratorios y cinco (5) salones.

4.2.2. Descripción de la Estructura.

La estructura es de tipo aporticada en una dirección. Los pórticos están conformados por columnas de concreto, cerchas de acero para soportar la losa de tableros que constituye el entresuelo y vigas de acero para soportar la cubierta liviana de techo. En total la estructura cuenta con quince pórticos paralelos a la dirección corta y dos ejes en la dirección larga perpendicular a los pórticos.

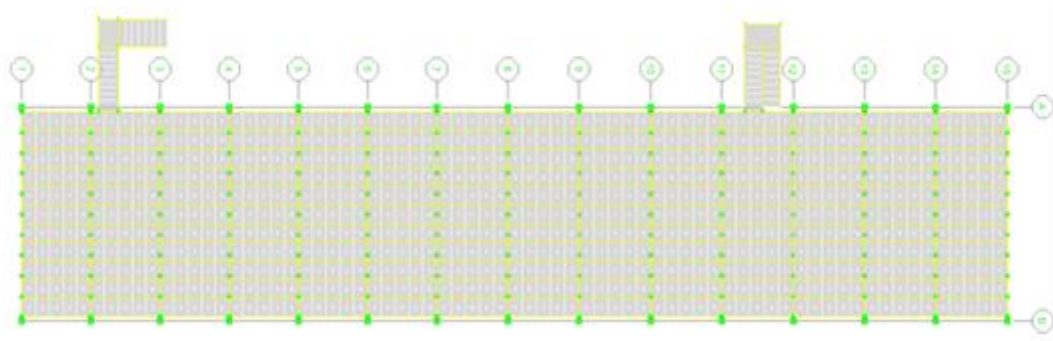


Figura 4.2.3 Disposición de los pórticos.

Fuente: Los Autores

La estructura en evaluación, cuenta con dos niveles. El primer nivel tiene una altura de entrepiso de 3,22 metros, mientras que el segundo nivel esta techado con una cubierta liviana a dos aguas con alturas que varían desde 5,35 metros hasta 6,60 metros.

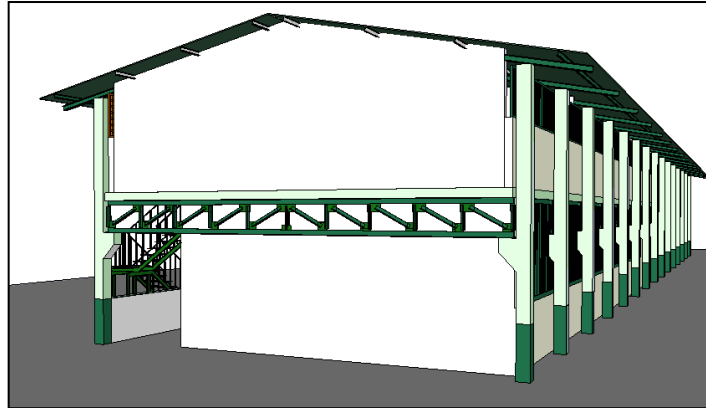


Figura 4.2.4 Vista de la elevación del edificio.

Fuente: Los Autores

La forma de las plantas es rectangular con dimensiones aproximadas de 48,55 x 9,70 m. Presenta 2 módulos de escaleras, el primero está ubicado entre los ejes “2” y “3”, mientras que el segundo se ubica entre los ejes “11” y “12”, ambas escaleras están construidas con perfiles y planchas de acero y están adosadas externamente a la estructura.

Se desconoce la tipología de las fundaciones, pero se estima que probablemente las mismas son de tipo de directas de concreto armado, conformadas por zapatas, pedestales, vigas de riostra y losa maciza de piso de la planta baja.

- **Columnas**

Las columnas tienen sección transversal de dimensiones 25x25 cm, y una altura total de 5,25m, a la altura de 2,25m presentan una ménsula que sirve de apoyo para la cercha, el cual tiene alturas variables que varía desde los 57

cm hasta los 25 cm, conservando una base de 25 cm. Se desconoce las características de la armadura de refuerzo de las ménsulas para el apoyo de las cerchas.

El número, posición y recubrimiento de las barras acero longitudinal y transversal de refuerzo de las columnas se determinó mediante un ensayo no destructivo, haciendo uso de un ferroskan Hilti PS 35. Se realizó la exploración en tres (3) columnas de las cuales una (1) se ubica en una esquina.

Se observó que el acero longitudinal de refuerzo consiste en seis barras de 5/8", de las cuales, tres están dispuestas en la cara Norte de la columna y las otras tres en la cara Sur. El recubrimiento promedio de las barras longitudinales es de aproximadamente 5 cm. Con respecto al acero transversal, se encontró que existe una zona confinamiento en los primeros 20 cm medidos desde la base (Planta Baja), donde las ligaduras tienen una separación promedio de 10 cm, mientras que en el resto de la longitud la separación promedio de las ligaduras es de aproximadamente 20 cm.

- **Cerchas de Acero.**

La estructura posee quince (15) cerchas de acero (una para cada pórtico), destinadas a soportar la losa de tableros del entrepiso. Las cerchas están dispuestas de manera paralela a la dirección corta de la planta y tienen altura constante de 70 cm y 900 cm de largo. La cercha está conformada por 10 tramos iguales. Tanto el cordón inferior como el superior están constituidos por dos perfiles angulares de tipo 100x100x10 mm; las diagonales están conformadas por dos perfiles angulares de tipo 65x65x6 mm y las verticales consisten en dos perfiles angulares de tipo 50x50x5 mm. Todas las uniones de la cercha están ejecutadas con planchas de acero y soldaduras de filete.

Los cordones inferiores de las cerchas están apoyados en sus extremos sobre planchas de acero de dimensiones 250x250x8 mm, fijadas sobre las ménsulas de concreto armado que sobresalen de las columnas. Las planchas de apoyo están ancladas a las ménsulas a través de barras estriadas de acero (cabillas) soldadas a tope.

- **Vigas de Techo**

Las vigas de techo dispuestas a dos aguas, están localizadas en la parte superior de las columnas a una altura de 5,25 m alcanzando en su punto más elevado de la edificación, con una altura de 6,6m. Estas vigas están constituidas por perfiles simples de tipo IPE100. Las correas de techo funcionan como apoyos laterales para las vigas, con una separación de 1,90 m en el caso más desfavorable. Su conexión a las columnas consisten en una plancha de acero con dimensiones 150x150x8 mm con un pequeño rigidizador soldado.

- **Losas**

- La losa de piso de la planta baja es de concreto armado de espesor 10 cm y un acabado superior de cemento pulido.
- La losa de entrepiso está conformada por bloques huecos de arcilla de tipo tabelones de dimensiones 80x20x8 cm, apoyados sobre correas (12 en total) de tipo IPE 120 apoyadas sobre cerchas de acero a cada 82 cm. Es importante destacar que los puntos de apoyo de las correas no coinciden con los nodos de las cerchas de acero. La losa de entrepiso cuenta con una loseta de concreto armado de 5 cm de espesor que embute al ala superior de las correas metálicas. El acabado superior consiste en mortero de cemento y arena de aproximadamente 4 cm de espesor con acabado superior de tipo cemento pulido.

- La cubierta de techo es a dos aguas con pendientes aproximadas de 26%, conformada por láminas de material liviano (zinc), esta se dispone desde el eje “A” hacia el centro de la estructura de forma ascendente hacia la zona central de la planta, para luego descender hasta el eje “B” con un pequeño voladizo de 1 m. Las láminas livianas están apoyadas sobre correas de acero de tipo IPE80, colocadas con separaciones que varían desde 1,27 metros hasta 1,90 m. Las correas tienen una longitud no arriostrada de aproximadamente 3,25 metros y están soportadas por vigas de acero de tipo IPE 100.

- **Escaleras**

Para la circulación vertical en la edificación, existen dos módulos de escaleras de acero ubicadas en frente a la fachada Sur y hacia los externos de la misma. El primer módulo de escalera se ubica entre los ejes dos (2) y tres (3), mientras que el segundo módulo se encuentra ubicado entre los ejes once (11) y doce (12).

El primer módulo está conformado por dos tramos en forma de “L”. Los escalones tienen huellas de aproximadamente 0,30 m y contrahuellas de aproximadamente 19 cm. El ancho de la escalera es de aproximadamente 1,2 m. Las vigas del primer módulo de escalera consisten en perfiles de acero de tipo IPE120 y cuatro columnas en la zona del descanso que consisten en perfiles IPE 120.



Figura 4.2.5 Módulo 1 de escalera.

Fuente: Los Autores

El segundo módulo de escalera tiene forma de “U” las huellas tienen dimensiones variables de 0,30 a 0,34 m y contrahuellas de aproximadamente 0,17 m. Las vigas y las seis (6) columnas de la escalera consisten en perfiles de acero IPE 120.

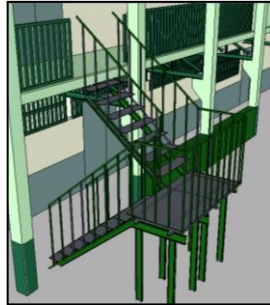


Figura 4.2.6 Módulo 2 de escalera.

Fuente: Los Autores

Ambos módulos de escaleras presentan escalones contruidos con láminas corrugadas de acero de 3 mm de espesor. Los extremos superiores de las escaleras se vinculan a la estructura de la edificación a través de correas de entrepiso y la unión es a través de soldadura.

- **Tabiques de Mampostería**

Los tabiques de mampostería, se caracterizan por estar contruidos con bloques huecos de concreto sin frisar de 15 cm de espesor. Las paredes no están vinculadas (en contacto) a las columnas ni a las cerchas de entrepiso o vigas de techo.

En la fachada Sur, existen antepechos de aproximadamente 1,20 m de altura en contacto con las columnas

4.3. Propiedades Geométricas de los Perfiles de Acero

Durante las inspecciones realizadas, se identificaron que las vigas y correas corresponden a perfiles europeos IPE, cuyas propiedades geométricas se presentan a continuación:

Tabla 4.3.1 Propiedades geométricas de los perfiles IPE.

Fuente: Los Autores

								Momento respecto a los ejes					
								Eje X-X			Eje Y-Y		
Dimensiones (mm)													
Perfiles	H	Bf	Tw	Tf	Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Torsión (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)	Sx cm ³	rx (cm)	Iy (cm ⁴)	Sy (cm ³)	ry (cm)
IPE 80	80	46	3,8	5,2	7,64	6,00	0,672	80,1	20,0	3,24	8,48	3,69	1,05
IPE 100	100	55	4,1	5,7	10,30	8,10	1,16	171	34,2	4,07	15,90	5,78	1,24
IPE 120	120	64	4.4	6.3	13.20	10.40	1.69	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45

Las propiedades geométricas de los perfiles angulares con los cuales están construidas las cerchas de acero se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.3.2 Propiedades geométricas de los perfiles angulares.

Fuente: Los Autores

						Momento respecto a los ejes				
						X-X=Y-Y			Z-Z	N-N
Ángulos	d	Tf	Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Torsió n (cm ⁴)	I (cm ⁴)	S (cm ³)	r (cm)	rz (cm ⁴)	rn (cm ⁴)
L 50X50X5	50	5	4,8	3,77	0,443	11	3,05	1,51	0,957	1,91
L 65X65X6	65	6	7,53	5,91	1,01	29,2	6,21	1,97	1,24	2,49
L 100X100X10	100	10	19.2	2.82	6.86	177	24.7	3.04	1.93	3.84

CAPITULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Deficiencias Observadas durante las Inspecciones Oculares.

Entre las principales deficiencias observadas se evidencian las siguientes:

5.1.1. Deficiencias Estructurales

Figura 5.1.1 Deficiencias estructurales observadas.

Fuente: Los Autores

Deficiencia Observada	Imagen
1. La estructura está conformada por pórticos en una dirección, puesto que en la dirección larga de las planta no cuenta con vigas u otro tipo de elemento estructural que vincule a las columnas. Por lo tanto la estructura es flexible, sin mecanismos adecuados para la redistribución de los esfuerzos y poca capacidad de incursión en el rango elástico. 2. La falta de arriostramiento lateral de las columnas en una dirección, por la ausencia de vigas, se traduce en columnas esbeltas.	

Deficiencia Observada	Imagen
3. En la mayoría de las columnas del segundo nivel, presentan en su parte inferior, porosidades por segregación del material e inadecuada compactación durante el vaciado, lo cual se traduce entre otros aspectos en resistencias menores a las previstas.	
4. Las planchas de apoyo de la cerchas sobre las ménsulas que sobresalen de las columnas, no cuentan con apoyo pleno de su superficie en el concreto, por lo tanto se considera que las cerchas del entrepiso están articuladas a las columnas que les sirven de apoyo.	
5. Los anclajes de las planchas de acero que sirven de apoyo a las cerchas y a las vigas metálicas consisten en barras estriadas de acero (cabillas) soldadas a tope, lo que puede constituir uniones frágiles.	

Deficiencia Observada	Imagen
6. Las exploraciones efectuadas con “ferroscan”, permitieron observar que las columnas no cuentan con adecuadas zonas de confinamiento en sus extremos y la separación de las ligaduras (aproximadamente 20 cm) no satisfacen las separaciones máximas recomendadas en el capítulo 18 de la Norma FONDONORMA 1753:2006, para los niveles de diseño 2 y 3.	
7. Existen antepechos contruidos con bloques huecos de concreto, de aproximadamente 1,20 m de altura, entre las columnas de planta baja de la fachada principal (sur) de la estructura, en los ejes comprendidos del “1” al “3”, del “4” al “8” y del “9” al “11”. La presencia de los antepechos puede favorecer la ocurrencia del fenómeno de columna corta.	

Deficiencia Observada	Imagen
8. En todos los tramos de la losa de entrepiso, se visualizan grietas equidistantes entre ellas y en ambas direcciones, además se puede observar que los tabelones presentan manchas de humedad, debido a la exposición al ambiente.	

5.1.2. Deficiencias por Mantenimiento.

Figura 5.1.2 Deficiencias estructurales observadas.

Fuente: Los Autores

Deficiencia Observada	Imagen
1. En un tramo de 60 cm de la columna A-15 en planta baja, se observa una pérdida parcial del recubrimiento, evidenciando corrosión en varias ligaduras.	
2. El módulo de escaleras ubicado entre los ejes "11" y "12", presenta pérdida de sección por efectos de la corrosión en la base de dos (2) de los cuatro (4) del perfiles de las columnas que le sirven de apoyo.	

Deficiencia Observada	Imagen
3. Las láminas de zinc de la cubierta de techo han perdido sus elementos de fijación a las correas, lo cual contribuye al desplazamiento de las láminas y a filtraciones de agua a través de las juntas entre láminas.	
4. El canal de desagüe de aguas de lluvia, se encuentra tapado por hojas y ramas de los árboles circundantes así como plantas que han crecido en el techo. En ciertos tramos del canal de aluminio se observan perforaciones, mientras que en otros tramos el canal se ha caído. El bajante de aguas de lluvia se encuentra obstruido por plantas y residuos de hojas que se han acumulado con el tiempo.	
5. En el lado oeste de la estructura se observó que las lluvias y el inadecuado drenaje de las aguas de lluvia produjeron la socavación y posterior deslizamiento parcial del terreno alrededor del pedestal de la columna ubicada en el eje A-15.	

5.2. Elaboración de Planos

Con la finalidad de organizar la información recopilada durante las inspecciones oculares y levantamientos geométricos, fueron elaborados los siguientes planos:

- **Planos de Arquitectura**

- Plano (A1): Comprende la distribución de la planta baja, especificando la posición y dimensiones de la mampostería, puertas y ventanas.
- Plano (A2): Representa la planta del nivel 1, indicando las dimensiones de los elementos no estructurales (paredes, puertas, ventanas), así como el uso de los espacios.
- Plano (A3): Comprende un corte vertical de la edificación y la fachada principal (sur) de la misma, especificando las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales con respecto a los ejes principales de la estructural.
- Plano (A4): Representa la fachada posterior o “Norte” y un pórtico típico de la estructura.

- **Planos de estructura**

- Plano (E1): Representa la planta baja y la ubicación relativa de los módulos de escaleras con respecto a los ejes principales de la edificación.
- Plano (E2): Comprende la representación del envigado del entrepiso (Nivel 1).
- Plano (E3): Corresponde al envigado de la planta de techo con sus vigas, correas y pendientes.

- Plano (E4): Contiene la representación de un pórtico típico de la estructura y también incluye un corte típico de la losa de entrepiso del nivel 1.
- Plano (E5): En éste plano se representa el módulo “1” de escalera ubicado entre los ejes “2” y “3”, indicando sus dimensiones, elementos que la conforman, el número y la distribución de los escalones.
- Plano (E6): Comprende la representación del módulo “2” de escalera ubicado entre los ejes “11” y “12”, con sus respectivos cortes y dimensiones de elementos estructurales.
- Plano (E7): Comprende la representación de los alzados típicos de las columnas, con sus dimensiones geométricas. Incluye además: Las secciones transversales típicas de las columnas con su armadura de refuerzo y el detalle típico de los apoyos de las cerchas.
- Plano (E8): contiene la representación de una cercha típica del entrepiso, con sus dimensiones, tipología de los elementos que la conforman, así como la posición de los apoyos de las correas de entrepiso en las cerchas.

5.3. Elaboración del Modelo 3D

La edificación fue modelada en tres dimensiones empleando el programa AUTOCAD®, y la imagen posteriormente post-procesada (renderización) a través del programa SketchUp®, permitiendo una mejor visualización de la estructura e incluyendo en la representación gráfica las principales características visibles de la estructura y elementos arquitectónicos, tales como: ventanas, puertas, paredes y los colores característicos de los acabados de los tabiques, entre otros.



Figura 5.3.1 Fachada principal de la edificación (Este-Oeste).

Fuente: Los Autores



Figura 5.3.2 Fachada principal de la edificación (Oeste-Este).

Fuente: Los Autores

5.4. Análisis de Sensibilidad para Evaluar la Variación del Corte Basal y Distorsiones con Diferentes Hipótesis del Factor de Reducción de Respuesta (R) y las Formas Espectrales (S).

El análisis de sensibilidad, persigue definir la forma espectral y la magnitud del factor de reducción de respuesta a adoptar para la realización de los análisis estructurales definitivos, ya que para la realización de la evaluación, no se contó con estudios geotécnicos ni con los documentos originales del proyecto estructural.

En el análisis estructural se evaluó la variación de las derivas y del corte basal, en función de la variación de la forma espectral (S1, S2 y S3) y de la magnitud del factor de reducción de respuesta “*R*”, según lo descrito en el punto 3.9.4 del presente trabajo. El análisis de sensibilidad se desarrollo en base a un modelo matemático de la estructura elaborado con el programa ETABS®, que incluyó la simulación de los dos módulos de escaleras y consideró la inercia gruesa de los elementos estructurales de concreto armado (columnas).

Los puntos 5.4.1 al 5.4.3 que se presentan a continuación describen los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad, así como la forma espectral y factor de reducción de respuesta adoptada.

5.4.1. Corte Basal

Las fuerzas cortantes basales obtenidas como resultado del análisis de sensibilidad, presentan variaciones significativas de su magnitud, según la combinación de los valores de “*R*” y de los parámetros asociados a las formas espectrales, evidenciando que los modelos que consideraron un factor de reducción de respuesta $R=1$, arrojan mayores magnitudes del corte basal en las dos direcciones de análisis, como era de esperarse. En cuanto a la variación de la forma espectral, la mayor magnitud está asociada a la forma S3 y la menor a la forma S1, tal como se muestra siguiente tabla.

Tabla 5.4.1 Corte basal máximo y mínimo de los diferentes modelos del análisis de sensibilidad.

Fuente: Los Autores

Corte Basal Máximo		
Espectro	X (kgf)	Y (kgf)
S3 Y $R=1$	214195,81	203340,47
Corte Basal Mínimo		
Espectro	X (kgf)	Y (kgf)
S1 Y $R=1,5$	90281,7	66612,36
% de variación		
	57,85 %	67,24 %

Con la finalidad de establecer comparaciones para la selección de los parámetros, en la siguiente tabla se muestran los porcentaje de variación con respecto al máximo (espectro S3 con R=1) de cada uno de los cortes basales en sus direcciones principales, entendiendo a la dirección X como la dirección corta paralela a los pórticos, mientras que la dirección Y es la dirección larga perpendicular a los pórticos, donde la combinación que presenta menor variación con respecto al máximo es la de S2 y R=1.

El cociente del corte basal con respecto al peso de la estructura (Vo/W), presenta magnitudes relativamente elevados, ya que los espectros de diseño usados para el análisis son muy cercanos al espectro elástico.

Tabla 5.4.2 Variación de los cortes basales con respecto al máximo y la relación Vo/W.

Fuente: Los Autores

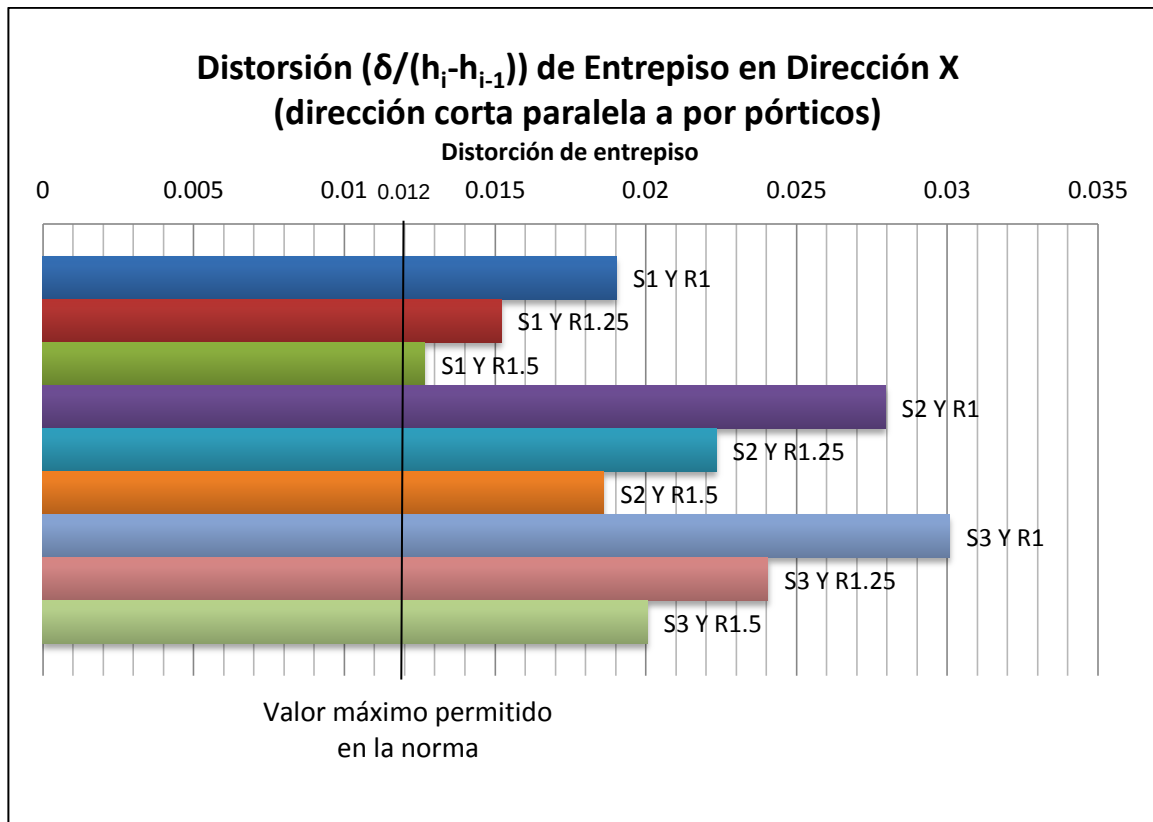
Espectro	S1 Y R=1		S1 Y R=1,25		S1 Y R=1,5	
Dirección	X	Y	X	Y	X	Y
Corte basal (kgf)	135616,68	99883,3	108414,01	79878,46	90281,7	66612,36
Variación %	36,69%	50,88%	49,39%	60,72%	57,85%	67,24%
Vo/W	0,49	0,36	0,39	0,29	0,32	0,24
Espectro	S2 Y R=1		S2 Y R=1,25		S2 Y R=1,5	
Dirección	X	Y	X	Y	X	Y
Corte basal (kgf)	198297,41	177762,99	159067,07	142129,53	132483,26	118408,55
Variación %	7,42%	12,58%	25,74%	30,10%	38,15%	41,77%
Vo/W	0,72	0,64	0,58	0,52	0,48	0,43
Espectro	S3 Y R=1		S3 Y R=1,25		S3 Y R=1,5	
Dirección	X	Y	X	Y	X	Y
Corte basal (kgf)	214195,81	203340,47	171269,49	162589,64	142724,58	135491,36
Variación %	0,00%	0,00%	20,04%	20,04%	33,37%	33,37%
Vo/W	0,78	0,74	0,63	0,59	0,52	0,49

5.4.2. Desplazamientos Laterales.

Distorsiones de los Niveles en la Dirección X del Análisis Modelos Matemáticos

Figura 5.4.1 Distorsiones en la dirección X para todos los modelos del análisis de sensibilidad.

Fuente: Los Autores

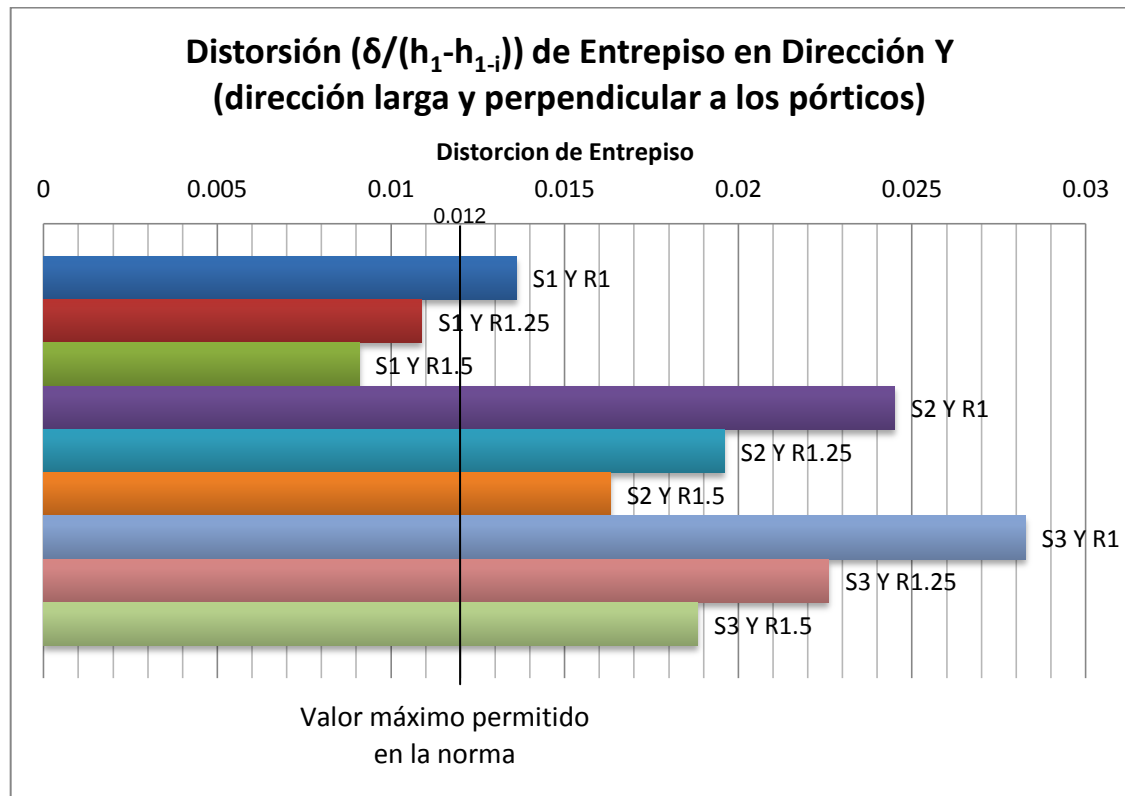


En la comparación de los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección “X”, se observa que todos los modelos excedieron el parámetro máximo establecido en el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1756:2001 para las edificaciones pertenecientes al Grupo “A”, que son susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, el cual tiene un valor límite de 0,012, valor que en el caso más desfavorable, es superado hasta en un 150% y en el caso menos desfavorable se supera el límite en 10%.

Distorsiones de los Niveles en la Dirección Y del Análisis Modelos Matemáticos

Figura 5.4.2 Distorsiones en la dirección Y para todos los modelos del análisis de sensibilidad.

Fuente: Los Autores



De los resultados del análisis en la dirección Y (Figura 5.4.2), se obtuvo que las distorsiones son menores que las obtenidas en la dirección perpendicular. Siete de los modelos analizados exceden el valor límite (0,012) establecido por la Norma COVENIN 1756:2001, el cual es superado en el caso más desfavorable en 133%.

En las siguientes tablas se muestran los valores máximos y mínimos de distorsiones laterales del entrepiso en función de los espectros de diseño considerados en el análisis de sensibilidad, para cada una de las direcciones principales, entendiendo por dirección “X” como la dirección “corta”, paralela a los pórticos, mientras que la dirección “Y” corresponde a la dirección “larga” o perpendicular a los pórticos. La “distorsión” lateral del entrepiso se calculó como la deriva total entre la altura del nivel correspondiente respecto al nivel inmediato inferior.

Tabla 5.4.3 Distorsión máxima y mínima para los diferentes modelos del análisis de sensibilidad.

Fuente: Los Autores

Distorsión Máxima		
Espectro	X	Y
S3 Y R=1	0,030	0,028
Distorsión Mínima		
Espectro	X	Y
S1 Y R=1,5	0,012	0,009

Tabla 5.4.4 Variación con respecto a la máxima distorsión.

Fuente: Los Autores

Espectro	S1 Y R=1		S1 Y R=1,25		S1 Y R=1,5	
Nivel	Dist X	Dist Y	Dist X	Dist Y	Dist X	Dist Y
Variación %	159%	113%	127%	91%	106%	76%
Espectro	S2 Y R=1		S2 Y R=1,25		S2 Y R=1,5	
Nivel	Dist X	Dist Y	Dist X	Dist Y	Dist X	Dist Y
Variación %	233%	204%	186%	163%	155%	136%
Espectro	S3 Y R=1		S3 Y R=1,25		S3 Y R=1,5	
Nivel	Dist X	Dist Y	Dist X	Dist Y	Dist X	Dist Y
Variación %	251%	236%	201%	188%	167%	157%

5.4.3. Selección de la Forma Espectral (S) y Factor de Reducción de Respuesta (R) en Función del Análisis de Sensibilidad.

En función, de los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad se adoptó, para el análisis estructural la forma espectral S2, ya que la magnitud de

los cortes basales y derivas obtenidas se encuentran en un rango intermedio respecto a los obtenidos al considerar las formas espectrales S1 y S3.

En relación al factor de reducción de respuesta, se seleccionó $R=1$. Los resultados del análisis de sensibilidad, indicaron que las mayores magnitudes de corte basal y derivas están asociadas a este factor de reducción. Se considera que con la selección del $R=1$ se cumple lo especificado en la Norma 1756:2001, para estructuras mixtas (concreto armado y acero) de tipo IV, y posiblemente no se sobreestima la capacidad de incursión en el rango inelástico de la estructura, en función de las irregularidades estructurales identificadas en la misma.

5.5. Espectro de Análisis.

En función del análisis de sensibilidad realizado, de las características particulares de la estructura y de la localización de la edificación, los parámetros que definen al espectro de diseño a ser empleado en los análisis estructurales se indican a continuación (ver Tabla 5.5.1 y Figura 5.5.1):

Tabla 5.5.1 Parámetros de empleados en los análisis estructurales.

Fuente: Los Autores

Parámetros empleados	Valores
Zona sísmica	5
Coeficiente de aceleración sísmica A_0	0,3
Forma espectral	S2
Factor de corrección (ϕ) (según el caso)	0,9
Clasificación según su uso	A
Factor de importancia (α)	1,3
Nivel de diseño (ND)	1
Tipo de sistema estructural	IV
Factor de reducción de respuesta (R)	1

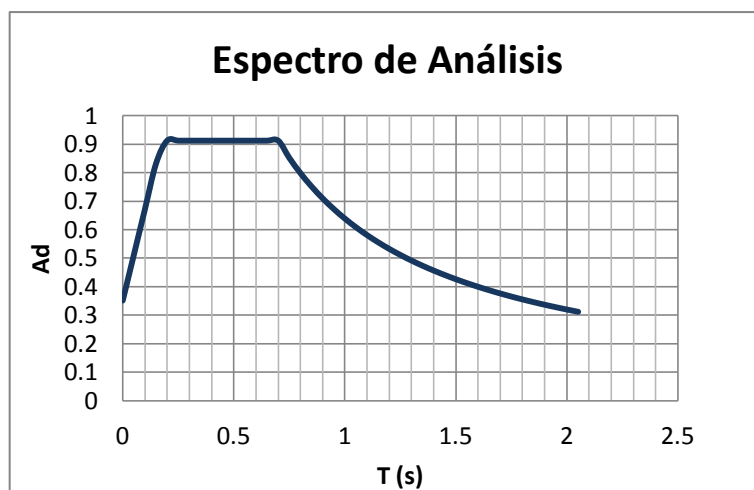


Figura 5.5.1 Espectro de diseño para el análisis.

Fuente: Los Autores

5.6. Centros de Masas y Rigidez de la Estructura.

A través del software ETABS®, se obtuvo para cada uno de los modelos matemáticos considerados, la ubicación los centros de masas y de rigidez de la estructura, los cuales se presenta en la Tabla 5.6.1.

Tabla 5.6.1 de masas, cortante y rigidez del entepiso para los diferentes modelos

Fuente: Los Autores

Dirección	Centro de masa (m)		Centro de cortante (m)		Centro de rigidez (m)		Excentricidad de la planta	
	X	Y	X	Y	X	Y	ϵ_x	ϵ_y
Modelo 1	4,77	22,78	4,72	24,67	4,433	22,20	3,02%	5,35%
Modelo 2	4,78	22,78	4,72	24,67	4,732	22,99	0,14%	3,63%
Modelo 3	4,77	22,78	4,72	24,67	4,503	21,78	2,28%	6,26%
Modelo 4	4,78	22,78	4,72	24,67	4,722	23,00	0,04%	3,62%

Se puede observar que los centros de cortante de los modelos, son muy próximos al centro de rigidez, entre otros aspectos por la simetría de la estructura, lo que indica que los efectos torsionales de la planta son muy reducidos.

5.7. Peso de la Estructura.

Para la estimación de la magnitud de las cargas sísmicas a través de los análisis dinámicos espaciales realizados de manera automática con el programa ETABS[®], se consideró para cada uno de los niveles significativos (ubicados por encima del nivel base) el 100% de las cargas permanentes. Para el entrepiso se consideró el 50% de las cargas variables por tratarse de una edificación donde se esperan concentraciones mayores de 200 personas, mientras que para la planta techo se consideró el 0% de las cargas variables de techo. Los porcentajes de cargas considerados corresponden a lo establecido en el Capítulo 7.1 de las normas COVENIN 1756: 2001.

La Tabla 5.7.1 comprende la estimación de los pesos de cada uno de los niveles significativos y el peso total de la edificación, el cual se emplea posteriormente para la estimación de los coeficientes sísmicos en cada dirección.

Tabla 5.7.1 Peso de los diferentes niveles para la edificación.

Fuente: Los Autores

	Cp (kgf)	Scp (kgf)	Cv (kgf)	Cvt (kgf)	W
Nivel 2	13054,19	3260,46	0	18631,12	16314,65
Nivel 1	33162,69	154340,95	139669,36	0	257338,32
				Total	273652,97

5.8. Porcentaje de Masa Participativa y Períodos de Vibración de la Estructura.

El Capítulo 9 de la Norma 1756:2001 establece que el número de modos de vibración a utilizar en el análisis elástico, es aquel que garantice la suma de las masas participativas en cada una de las direcciones horizontales del sismo el noventa por ciento (90%) o más de la masa total del edificio. Para lograr el

porcentaje mínimo de masas participativas fueron considerados 19 modos de vibración para cada uno de los cuatro modelos matemáticos desarrollados.

En las siguientes figuras se presenta la planta del nivel 1 para los diferentes modos de vibración.

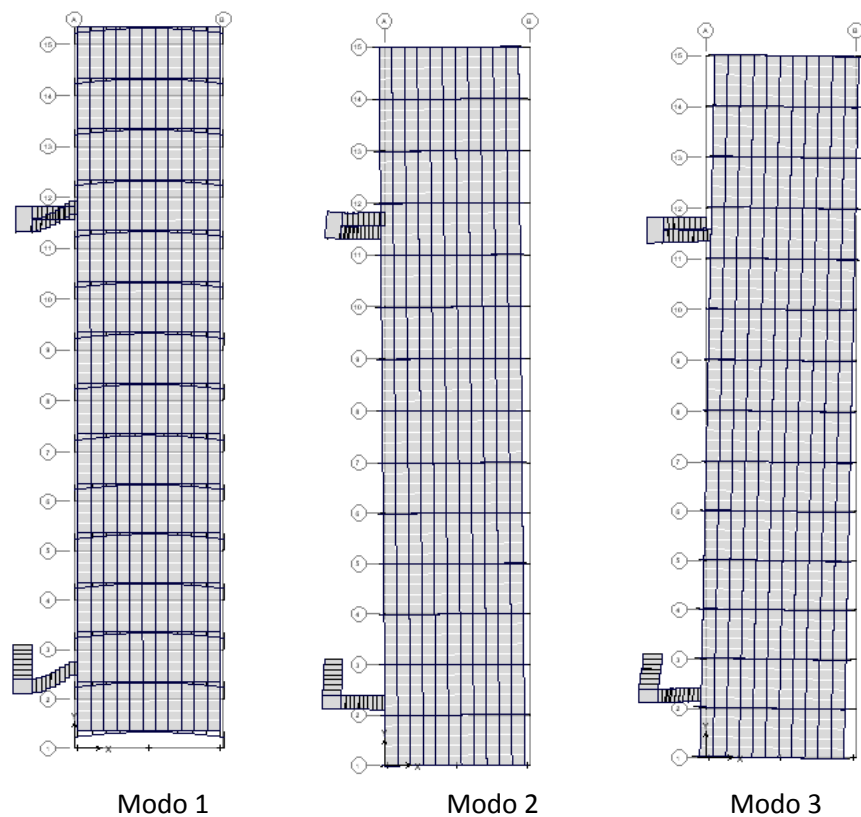


Figura 5.8.1 Modos de vibración para el Modelo 1

Fuente: Los Autores

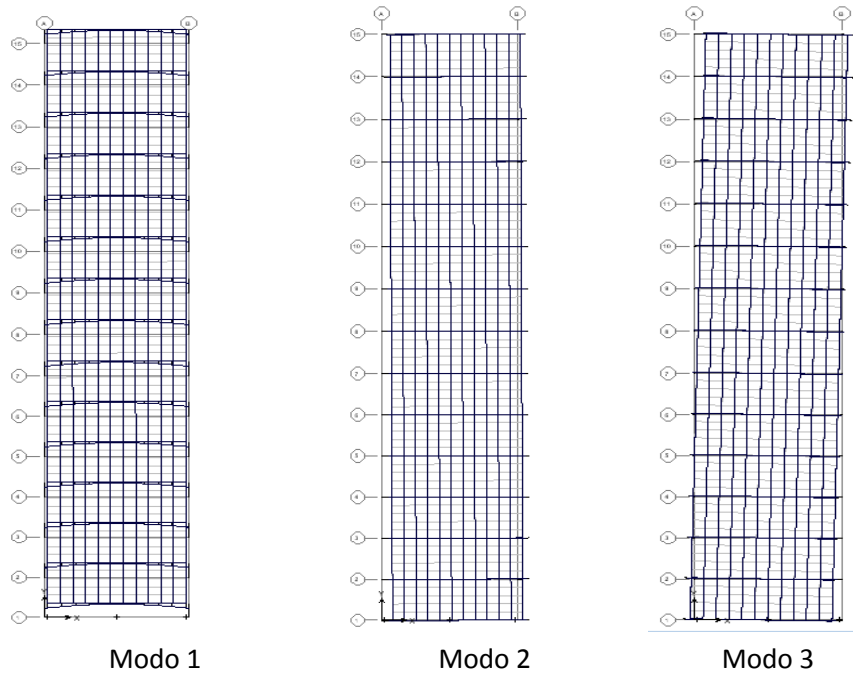


Figura 5.8.2 Modos de vibración para el Modelo 2

Fuente: Los Autores

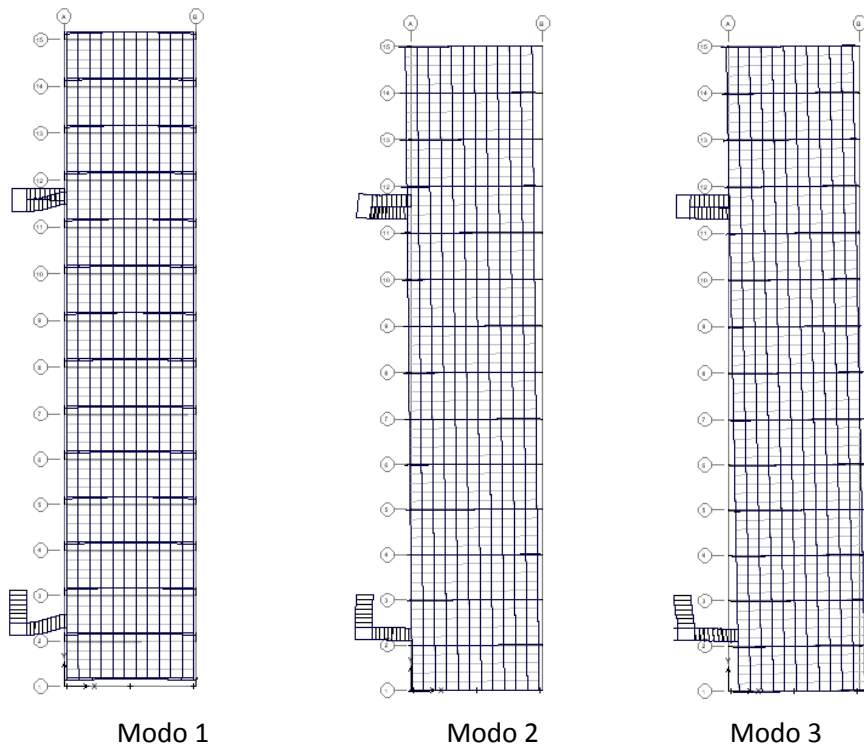


Figura 5.8.3 Modos de vibración para el Modelo 3

Fuente: Los Autores

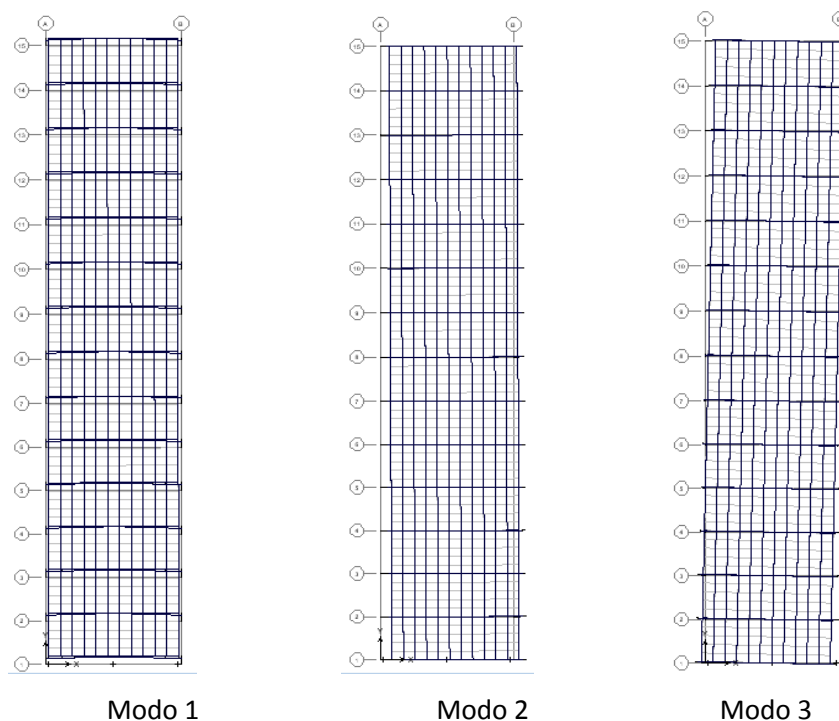


Figura 5.8.4 Modos de vibración para el Modelo 4

Fuente: Los Autores

En lo referente a los períodos de vibración, se observa que los modelos con inercia reducida, por representar estructuras más flexibles, presentan valores mayores, en comparación a los modelos de inercia gruesa, según se indica a continuación:

Tabla 5.8.1 Período fundamental de la estructura

Fuente: Los Autores

Modelo	1	2	3	4
Período fundamental (seg)	0.700519	0.7002	0.8595	0.8593

A continuación se presentan las tablas con los modos de vibración y la masa participativa de los modelos matemáticos 1, 2, 3 y 4, donde la celda sombreada representa el modo de vibración donde se alcanza el 90% de participación de la masa.

Tabla 5.8.2 Períodos de vibración y masas participativas de los modelos 1 y 2.

Fuente: Los Autores

MODELO 1								MODELO 2						
Modo	T (seg)	X	Y	RZ	ΣX	ΣY	ΣRZ	T (seg)	X	Y	RZ	ΣX	ΣY	ΣRZ
1	0,70052	0,00	94,55	0,01	0,00	97,28	0,01	0,70024	0,00	94,18	0,01	0,00	97,40	0,01
2	0,53968	77,27	0,00	10,88	77,27	97,28	10,89	0,57028	87,46	0,00	1,09	87,60	97,40	1,08
3	0,50519	10,86	0,01	76,99	88,13	97,28	87,88	0,54968	1,05	0,01	87,19	88,63	97,40	88,61
4	0,35133	0,00	0,00	0,27	88,13	97,28	88,15	0,35136	0,00	0,00	0,37	88,63	97,40	88,79
5	0,29269	0,00	0,94	0,00	88,13	98,23	88,15	0,29264	0,00	1,05	0,00	88,63	98,35	88,79
6	0,18266	0,00	0,38	0,01	88,13	98,61	88,16	0,18261	0,00	0,37	0,01	88,63	98,73	88,80
7	0,16957	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16952	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
8	0,16955	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16951	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
9	0,16953	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16948	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
10	0,16950	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16946	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
11	0,16947	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16942	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
12	0,16946	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16941	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
13	0,16886	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16881	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
14	0,16829	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16825	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
15	0,16824	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16820	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
16	0,16819	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16816	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
17	0,16815	0,00	0,00	0,00	88,13	98,61	88,16	0,16811	0,00	0,00	0,00	88,63	98,73	88,80
18	0,15762	0,01	0,10	2,19	88,15	98,71	90,35	0,15770	0,01	0,04	2,19	88,64	98,82	90,93
19	0,15421	2,92	0,58	0,14	91,07	99,28	90,49	0,15418	1,69	0,55	0,01	90,21	99,41	91,05

Tabla 5.8.3 Períodos de vibración y masas participativas de los modelos 3 y 4.

Fuente: Los Autores

MODELO 3								MODELO 4						
Modo	T (seg)	X	Y	RZ	ΣX	ΣY	ΣRZ	T (seg)	X	Y	RZ	ΣX	ΣY	ΣRZ
1	0,85946	0,00	92,77	0,01	0,00	96,76	0,01	0,85926	0,00	92,88	0,01	0,00	96,88	0,01
2	0,67042	72,88	0,00	15,52	72,89	96,76	15,53	0,72860	88,12	0,00	0,98	88,12	96,88	0,99
3	0,61212	15,42	0,01	72,52	88,30	96,77	88,05	0,70020	0,94	0,01	88,07	89,05	96,89	89,06
4	0,35610	0,00	0,00	0,16	88,30	96,77	88,21	0,35611	0,00	0,00	0,12	89,05	96,89	89,17
5	0,29628	0,00	1,13	0,00	88,30	97,89	88,21	0,29622	0,00	1,13	0,00	89,05	98,02	89,17
6	0,21334	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21329	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,17
7	0,21332	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21327	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,17
8	0,21326	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21320	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,17
9	0,21323	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21317	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
10	0,21317	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21311	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
11	0,21312	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21306	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
12	0,21243	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21237	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
13	0,21174	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21170	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
14	0,21166	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21162	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
15	0,21156	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21153	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
16	0,21148	0,00	0,00	0,00	88,30	97,89	88,21	0,21143	0,00	0,00	0,00	89,05	98,02	89,18
17	0,20181	0,00	0,33	0,66	88,31	98,22	88,87	0,20180	0,00	0,32	0,68	89,06	98,33	89,86
18	0,19697	0,02	0,13	1,69	88,33	98,35	90,56	0,19715	0,02	0,14	1,53	89,07	98,48	91,39
19	0,19144	2,99	0,00	0,03	91,32	98,35	90,58	0,19164	2,94	0,00	0,02	92,02	98,48	91,41

5.9. Corte por nivel de los modelos matemáticos.

Para cada uno de los modelos matemáticos considerados se determinó para cada una de las dos direcciones principales, la magnitud de la fuerza cortante por nivel y posteriormente se calculó el coeficiente sísmico correspondiente a la relación: V_o/W (relación entre cortante basal y el peso “sísmico”), los cuales se muestran en la Tabla 5.9.1.

En los comentarios de la norma Sismorresistente 1756:2001 en su postulado 9.4.6, establece que la cortante basal deducida de la combinación modal o cortante basal dinámica (V_{ox} y V_{oy}), debe ser mayor que el valor de la cortante basal estática (V_o) determinado para un período (T), calculado de la siguiente forma $T=1,6 \cdot T_a$, con la finalidad de tomar en consideración la posible participación de los tabiques de mampostería, que aporta rigidez y disminuye el período de la estructura. Para efectos del estudio, éste parámetro no se consideró, ya que las paredes no están en contacto con las columnas y cerchas, por lo tanto no aportan rigidez a la estructura.

Además de la revisión anterior en el capítulo 7 de la norma 1756:2001 establece que el coeficiente sísmico V_o/W debe ser mayor a la relación $(\alpha A_o)/R$. Condición que se cumple en el análisis, debido a que esta relación es 0,39 para el caso de estudio.

Tabla 5.9.1 Relación corte basal entre peso sísmico.

Fuente: Los Autores

		MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Nivel	Dirección	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
2	V (kgf)	10658	2905	10901	2904	10470	2861	10646	2859
1	V_o (kgf)	212123	239144	220281	238758	207517	195010	216344	194676
	V_o/W	0,82	0,92	0,85	0,92	0,80	0,75	0,84	0,75

De la tabla anterior, se puede observar que los cortes provenientes del segundo nivel de la estructura, representan aproximadamente el 5% del corte

basal de la edificación. Además se aprecia que los valores de coeficientes sísmicos (V_o/W) alcanzan magnitudes relativamente elevados debido a que el factor de reducción de respuesta empleado en el análisis es $R=1$ y los períodos de los modos de vibración asociados a las mayores masas participativas, son muy cercanos al valor del período para el cual el espectro normalizado tiene valores constantes (T^*).

5.10. Evaluación de los desplazamientos horizontales de la estructura a través de las derivas.

La deriva corresponde a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos, el cual se calcula según lo establecido en el Capítulo 10 de la norma COVENIN 1756:2001, el cual indica lo siguiente:

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calcula como:

$$\Delta_i = 0,8 R \Delta_{ei} \text{ <Ecuación 6>}$$

$$\text{Deriva: } \delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

Puesto que el factor de reducción de respuesta R adoptado es igual a 1, los valores de los desplazamientos laterales del nivel “ i ” para las fuerzas de diseño, considerando que la estructura se comporta elásticamente (Δ_{ei}) no se multiplicaron por 0,8 R , ya que se consideró que el desplazamiento lateral total (Δ_i) no puede ser menor que el obtenido en un análisis elástico (Δ_{ei}).

Por otra parte, la norma COVENIN 1756:2001, establece el valor límite de 0,012 para las distorsiones angulares de los entresijos de las estructuras pertenecientes al Grupo A; considerando a los elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.

Tabla 5.10.1 Distorsión máxima de los niveles de la edificación ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$)

Fuente: Los Autores

	Nivel	X	Y	Porcentaje en que Excede la Distorsión Máxima Normativa	
				X	Y
MODELO 1	2	0,0466	0,0415	389%	345%
	1	0,0331	0,0303	276%	252%
MODELO 2	2	0,0474	0,0417	395%	347%
	1	0,0335	0,0285	279%	237%
MODELO 3	2	0,0768	0,0609	640%	507%
	1	0,0549	0,0420	458%	350%
MODELO 4	2	0,0727	0,0611	606%	509%
	1	0,0527	0,0422	439%	351%

De la Tabla 5.10.1, se puede apreciar que las derivas de los dos niveles que componen la edificación exceden significativamente el límite establecido por la Norma COVENIN 1756:2001.

5.11. Revisión de Esfuerzos Cortantes en Columnas

Se evaluaron los esfuerzos cortantes en las columnas para determinar si son capaces de soportar las cargas últimas provenientes de las combinaciones de carga en las que participa la acción sísmica (Falla Frágil). Posteriormente, aún cuando el detallado del acero transversal de las columnas no satisface los requerimientos mínimos exigidos para las mismas considerando el nivel de diseño 3 según el capítulo 18 de la Norma COVENIN 1753:2006, se efectuó la revisión de la capacidad de las columnas para resistir las fuerzas cortantes asociadas al desarrollo del Momento Máximo Probable en la base de las columnas (Falla Dúctil) el cual en la práctica posiblemente no puede ser alcanzado.

5.11.1. Evaluación del Corte en las Columna (Falla Frágil).

Para esta evaluación se siguió la metodología explicada en el punto 3.13, con la finalidad de calcular la capacidad individual de las columnas para soportar

el corte último en su base. Adicionalmente se evaluó para cada dirección, un índice que relaciona la magnitud del corte basal total con la sumatoria de las resistencias a corte de todas las columnas de la planta baja. La tabla 5.11.1 evidencia que las columnas tienen suficiente capacidad para resistir los esfuerzos cortantes últimos a nivel de la base.

Tabla 5.11.1 Revisión de resistencia a corte de las columnas de la planta baja (falla frágil).

Fuente: Los Autores

Columna	$V_x/\phi V_n$	V_y	$V_y/\phi V_n$	V_y
C1-A	0.77	CUMPLE	0.82	CUMPLE
C1-B	0.76	CUMPLE	0.83	CUMPLE
C2-A	0.57	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C2-B	0.69	CUMPLE	0.90	CUMPLE
C3-A	0.68	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C3-B	0.69	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C4-A	0.68	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C4-B	0.68	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C5-A	0.67	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C5-B	0.67	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C6-A	0.66	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C6-B	0.66	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C7-A	0.66	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C7-B	0.65	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C8-A	0.66	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C8-B	0.65	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C9-A	0.70	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C9-B	0.70	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C10-A	0.75	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C10-B	0.74	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C11-A	0.71	CUMPLE	0.87	CUMPLE
C11-B	0.78	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C12-A	0.78	CUMPLE	0.90	CUMPLE
C12-B	0.83	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C13-A	0.89	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C13-B	0.88	CUMPLE	0.88	CUMPLE
C14-A	0.94	CUMPLE	0.90	CUMPLE
C14-B	0.93	CUMPLE	0.89	CUMPLE
C15-A	0.99	CUMPLE	0.82	CUMPLE
C15-B	0.99	CUMPLE	0.83	CUMPLE
Verificación por planta	0.75	CUMPLE	0.88	CUMPLE

5.11.2. Evaluación de la Capacidad de Corte de las Columnas (Falla Dúctil)

En la evaluación de la falla de dúctil de las columnas, según lo establecido en la Norma FONDONORMA 1753:2006, para resistir las fuerzas cortantes asociadas al desarrollo del momento máximo probable en la base de las columnas, se observa que todas las columnas cumplen con este criterio.

Tabla 5.11.2 Revisión de la resistencia a corte de las columnas (Falla Dúctil).

Fuente: Los Autores

Columna	Demanda/Capacidad	Demanda/Capacidad
	$Vu_x/\phi*Vn$	$Vu_y/\phi*Vn$
C1-A	0,54	0,55
C1-B	0,44	0,55
C2-A	0,43	0,57
C2-B	0,37	0,57
C3-A	0,54	0,57
C3-B	0,50	0,56
C4-A	0,50	0,57
C4-B	0,37	0,57
C5-A	0,50	0,57
C5-B	0,34	0,56
C6-A	0,47	0,57
C6-B	0,37	0,57
C7-A	0,49	0,56
C7-B	0,34	0,56
C8-A	0,47	0,57
C8-B	0,36	0,57
C9-A	0,52	0,56
C9-B	0,36	0,56
C10-A	0,54	0,57
C10-B	0,42	0,57
C11-A	0,53	0,56
C11-B	0,42	0,56
C12-A	0,56	0,58
C12-B	0,47	0,57
C13-A	0,64	0,56
C13-B	0,48	0,56
C14-A	0,65	0,58
C14-B	0,54	0,57
C15-A	0,71	0,51
C15-B	0,61	0,52

5.12. Revisión de Efecto Columna Corta

En la revisión del efecto de columna corta en la estructura, se obtuvo del modelo 5, los siguientes valores de demanda/capacidad para cada columna en el nivel 1, demostrando el efecto negativo de la reducción de la longitud libre de la columna.

Tabla 5.12.1 Revisión de efecto columna corta

Fuente: Los Autores

Columna	Demandad/ Capacidad	Comentario	Demandad/ Capacidad	Comentario
	$V_{ux}/\phi V_n$		$V_{uy}/\phi V_n$	
C1-A	1,15	No cumple	1,46	No cumple
C1-B	0,90	Cumple	0,76	Cumple
C2-A	0,81	Cumple	1,91	No cumple
C2-B	0,83	Cumple	0,84	Cumple
C3-A	0,59	Cumple	1,04	No cumple
C3-B	0,85	Cumple	0,82	Cumple
C4-A	0,63	Cumple	1,05	No cumple
C4-B	0,81	Cumple	0,83	Cumple
C5-A	0,57	Cumple	1,15	No cumple
C5-B	0,82	Cumple	0,82	Cumple
C6-A	0,62	Cumple	1,18	No cumple
C6-B	0,78	Cumple	0,83	Cumple
C7-A	0,56	Cumple	1,16	No cumple
C7-B	0,80	Cumple	0,82	Cumple
C8-A	0,61	Cumple	1,04	No cumple
C8-B	0,77	Cumple	0,83	Cumple
C9-A	0,60	Cumple	1,05	No cumple
C9-B	0,85	Cumple	0,82	Cumple
C10-A	0,71	Cumple	1,17	No cumple
C10-B	0,87	Cumple	0,83	Cumple
C11-A	1,03	No cumple	1,65	No cumple
C11-B	0,94	Cumple	0,82	Cumple
C12-A	1,17	No cumple	1,32	No cumple
C12-B	0,97	Cumple	0,83	Cumple
C13-A	0,82	Cumple	0,81	Cumple
C13-B	1,06	No cumple	0,82	Cumple
C14-A	0,90	Cumple	0,83	Cumple
C14-B	1,09	No cumple	0,83	Cumple
C15-A	1,61	No cumple	1,25	No cumple
C15-B	1,85	No cumple	1,27	No cumple

Fuente: Los Autores

Para los perfiles angulares que conforman la cercha, se evaluó las relaciones de esbeltez locales de las secciones transversales, obteniendo que los ángulos L 65x65x5 corresponden a secciones no compactas, mientras que los ángulos L 50x50x5 y L100x100x10 se clasifican como secciones compactas, según se muestra en la tabla 5.13.1.

100

Tabla 5.13.1 Esbeltez de las alas de la sección.

Fuente: Los Autores

ALAS	Perfiles	bf (mm)	tf (mm)	b/t	Sección sísmica compacta o sección plástica	Sección compacta (1618-98)	Sección no compacta (1618-98)	Clasificación
	IPE 80	46	5.2	8.85	8.6	10.7	27.6	Sección compacta
	IPE 100	55	5.7	9.65	8.6	10.7	27.6	Sección compacta
	IPE 120	64	6.3	10.16	8.6	10.7	27.6	Sección compacta

Tabla 5.13.2 Esbeltez del alma de la sección.

Fuente: Los Autores

ALMAS	Perfiles	H (mm)	tw (mm)	h / tw	sísmico compacto	Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta	Clasificación
	IPE 80	80	3.8	21.05	70.56	86.4	106.56	161.28	Sísmico Compacto
	IPE 100	100	4.1	24.39	70.56	86.4	106.56	161.28	Sísmico Compacto
	IPE 120	120	4.4	27.27	70.56	86.4	106.56	161.28	Sísmico Compacto

Tabla 5.13.3 Esbeltez de las secciones angulares.

Fuente: Los Autores

Ángulos	b (mm)	t (mm)	b/t	Sísmico compacto o sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta	Clasificación
2L 50X50X5	50	5	10.00	8.6	10.7	12.7	Sección Compacta
2L 65X65X6	65	6	10.83	8.6	10.7	12.7	Sección No compacta
2L 100X100X10	100	10	10.00	8.6	10.7	12.7	Sección compacta

5.14. Revisión de Esbeltez del Elemento

Se efectuó la revisión de las longitudes no arriostradas (L_b) máximas de los principales elementos estructurales sometidos a flexión, clasificándolos según los siguientes rangos:

- $L_p > L_b$: el perfil es capaz de alcanzar el momento plástico
- $L_r > L_b > L_p$: parte del elemento es capaz de alcanzar la cedencia pero antes de desarrollar su momento plástico se produce una falla.
- $L_b > L_r$: los perfiles experimentan inestabilidad lateral-torsional antes de haber llegado a la cedencia, alcanzando su capacidad y generando una falla rápida.

Tabla 5.14.1 Revisión de esbeltez por flexión

Fuente: Los Autores

Revisión de esbeltez por flexión					
Elemento	Perfil	L_b (m)	L_p (m)	L_r (m)	Clasificación
Vigas de Techo	IPE100	1,27	0,63	3,05	$L_p > L_b > L_r$
		1,90			$L_p > L_b > L_r$
Correas de techo	IPE80	3,25	0,54	2,87	$L_b > L_r$
		3,35			$L_b > L_r$
Escaleras	IPE120	2,47	0,74	3,21	$L_p > L_b > L_r$
		3,17			$L_p > L_b > L_r$

La siguiente tabla presenta la revisión de esbeltez de los elementos de acero que trabajan a compresión, comparando la relación de esbeltez (KL/r) con el máximo permitido en la norma 1618:1998 de 200. Donde se obtuvo que las correas de techo y las vigas de las rampas de la escalera no cumplen con este valor máximo permitido para garantizar el desarrollo de la resistencia en el perfil, adicionalmente para dar cumplimiento a los comentarios de la Norma

1618:1998, la cual establece que para elementos angulares que puedan estar sometidos a pequeñas cargas de compresión, se realizara la revisión de los perfiles a compresión así estén siendo traccionados.

Tabla 5.14.2 Revisión de esbeltez por compresión

Fuente: Los Autores

Elemento	Descripción	Perfil	L	ry	KL/r	Compresión
Escaleras	Columnas	IPE120	2.47	1.45	170.3	KL/r<200
	Rampa		3.17		218.6	KL/r>200
Cercha	Verticales	L 50X50X5	0.65	0.957	67.9	KL/r<200
	Diagonales	L 65X65X6	0.75	1.25	60.0	KL/r<200
	Cordón superior y inferior	L 100X100X10	0.85	1.93	44.0	KL/r<200

5.15. Evaluación de las Relaciones Demanda/Capacidad de los Elementos Estructurales.

Para facilitar la representación de las relaciones demanda/capacidad se establecieron los siguientes rangos representados con el código de colores mostrado en la Tabla 5.15.1.

Tabla 5.15.1 Rango de los factores de resistencia.

Fuente: Los Autores

COLOR	FR
	0-0,5
	0,51-0,7
	0,71-0,9
	0,91-0,95
	>1

Los factores de resistencia (Demanda/Capacidad), fueron calculados de manera automática empleando el programa ETABS®.

Se presenta por separado la relaciones Demanda/Capacidad de los elementos estructurales para las combinaciones de carga que involucran únicamente fuerzas estáticas gravitacionales y por otra parte las relaciones Demanda/Capacidad para las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

5.15.1. Revisión de la Capacidad Portante de las Columnas

- **Relaciones Demanda/Capacidad de las Columnas para las Combinaciones de Carga que Involucran Exclusivamente Cargas Estáticas Gravitacionales**

Se realizó la evaluación de los factores de resistencia de los elementos estructurales, considerando exclusivamente las combinaciones de carga que involucran cargas estáticas gravitacionales con el objeto de evaluar la capacidad portante de los elementos estructurales para cargas cuya probabilidad de ocurrencia es muy superior a la asociada a cargas accidentales como el sismo de diseño.

Expuesto lo anterior, en la Tabla 5.15.2 se observa que el factor de resistencia (F_r) para las columnas está dentro del rango 0,2 a 0,75, indicando que la capacidad de las columnas no es superada por las demandas derivadas de las combinaciones asociadas a cargas estáticas gravitacionales de la estructura (ver ANEXO E, Tabla 10.1.1).

Tabla 5.15.2 Porcentaje de elemento entre los rangos de factores de resistencia, - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores

COLOR	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	43,3%	43,3%	56,7%	56,7%
	0,51-0,7	28,3%	28,3%	43,3%	43,3%
	0,71-0,9	28,3%	28,3%	0,0%	0,0%
	0,91-0,99	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
	>1	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

- Relaciones Demanda/Capacidad de Columnas Para Combinaciones de Carga que Incluyen la Acción Sísmica.**

En esta revisión se utilizaron las combinaciones de carga que incluyen tanto las acciones gravitacionales como las solicitaciones generadas por el sismo. La Tabla 5.15.3 muestra el porcentaje de elementos dentro de los rangos establecidos para las relaciones demanda/capacidad, observando que en todos los modelos, el factor de resistencia de todas las columnas de la planta baja excede la unidad, mientras que las columnas del nivel superior trabajan en con factores de resistencia aceptables (menores que la unidad) (ANEXO Tabla 10.1.1).

Tabla 5.15.3 Porcentaje de elemento entre los rangos de factores de resistencia, - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

COLOR	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	0,00%	0,00%	10,00%	31,70%
	0,51-0,7	46,70%	50,00%	38,30%	18,30%
	0,71-0,9	3,30%	0,00%	1,70%	0,00%
	0,91-0,99	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	>1	50,00%	50,00%	50,00%	50,00%

5.15.2. Revisión de la Capacidad Portante de las Cerchas de Acero del Entrepiso.

La evaluación de la demanda/capacidad de los elementos resistentes de las cerchas, se realizó de manera automatizada con el Programa ETABS®, en base a las combinaciones de carga especificadas en la Norma COVENIN 1618:1998

- **Relaciones Demanda/Capacidad para Combinaciones de Carga que Incluyen Exclusivamente Cargas Gravitacionales.**

Los factores de resistencia obtenidos para todos los modelos son iguales. A continuación se presenta la Tabla 5.15.4 que contiene los porcentajes de elementos comprendidos dentro de cada uno de los rangos establecidos para las relaciones demanda/capacidad.

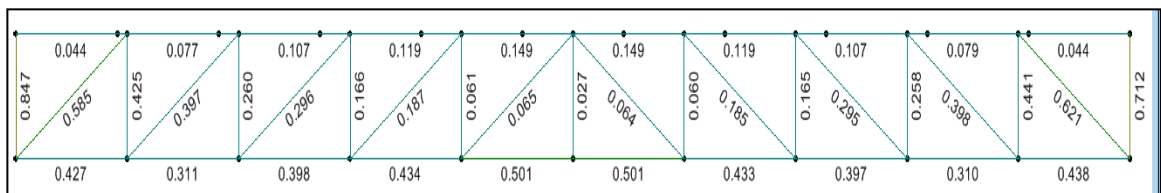


Figura 5.15.1 Relaciones demanda/capacidad para la cercha típica del entrepiso bajo - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores

Se evidencia que los cordones inferiores son los más solicitados con factores de resistencia comprendidos entre 0,4 y 0,7; mientras que los cordones superiores los factores de resistencia varían desde el 0,13 hasta 0,25.

Tabla 5.15.4 Porcentaje de elementos dentro de los rangos de factor de resistencia, del cordón superior e inferior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores

CORDON SUPERIOR E INFERIOR		
COLOR	FR	% DE ELEMENTOS
	0-0,5	58,62%
	0,51-0,7	17,24%
	0,71-0,9	24,14%
	0,91-0,99	0,00%
	>1	0,00%

En cuanto a los elementos verticales de la cercha, estos tienen una capacidad portante adecuada, como se observa en la Tabla 5.15.5. Los elementos más solicitados son los ubicados en los extremos, con factores de resistencia cercanos al 0,7 en las cerchas ubicados en los ejes “1” y “15”, mientras en las cerchas de los ejes “2” al “14” se encuentran en rangos que van desde el 0,25 al 0,55 (ver ANEXO Tabla 10.1.3).

Tabla 5.15.5 Porcentaje de elementos dentro de los rangos de factor de resistencia, de verticales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores

VERTICALES		
COLOR	FR	% DE ELEMENTOS
	0-0,5	91,52%
	0,51-0,7	7,27%
	0,71-0,9	1,21%
	0,91-0,99	0,00%
	>1	0,00%

En referencia a los elementos diagonales de las cerchas, éstas trabajan dentro de rangos aceptables (Tabla 5.15.6); los elementos externos de las cerchas presentan factores que varían de 0,6 a 0,8, mientras que los elementos centrales presentan factores de resistencia que no llegan al 0,01. Además se

tiene que las cerchas que se encuentran en los extremos de la edificación son las más solicitadas (ver ANEXO Tabla 10.1.4).

Tabla 5.15.6 Porcentaje de elementos dentro de los rangos de factor de resistencia, de diagonales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores

DIAGONALES		
COLOR	FR	% DE ELEMENTOS
	0-0,5	69,33%
	0,51-0,7	20,00%
	0,71-0,9	10,67%
	0,91-0,99	0,00%
	>1	0,00%

- **Relaciones Demanda/Capacidad de la Cerchas Metálicas Considerando las Combinaciones de Carga, que incluyen la Acción Sísmica.**

En función de los resultados obtenidos de los cuatro modelos matemáticos desarrollados, se observó que los factores de resistencias de elementos que componen las cerchas, experimentaron pocas variaciones.

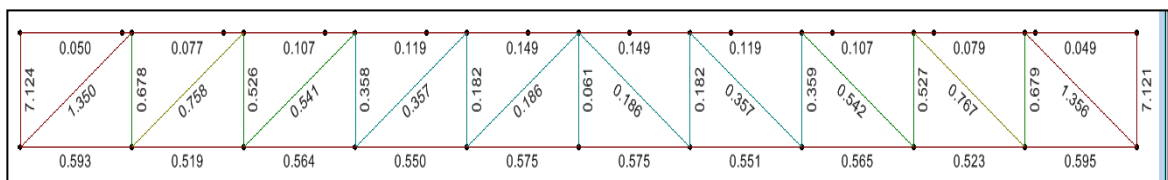


Figura 5.15.2 Cumplimiento de la demanda/capacidad para la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica modelo 1.

Fuente: Los Autores

La tabla 5.15.7, evidencia que los cordones superiores tienen factores de resistencia cercanos a 0,27 para las cerchas internas y 0,14 para las cerchas externas, mientras que los cordones inferiores presentan factores de resistencia

de aproximadamente 0,85 para las cerchas internas y de aproximadamente 0,51 para las cerchas ubicadas en los de los ejes “1” y “15” (ver ANEXO , Tabla 10.1.5 y Tabla 10.1.6)

Tabla 5.15.7 Porcentaje de elementos de los cordones superiores e inferiores de las cerchas comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

COLOR	FR	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
		Cordón Inferior	Cordón Superior	Cordón Inferior	Cordón Superior	Cordón Inferior	Cordón Superior	Cordón Inferior	Cordón Superior
	0-0,5	0,00%	100,00%	6,67%	100,00%	0,00%	100,00%	13,33%	100,00%
	0,51-0,7	53,33%	0,00%	53,33%	0,00%	40,00%	0,00%	40,00%	0,00%
	0,71-0,9	46,67%	0,00%	40,00%	0,00%	53,33%	0,00%	46,67%	0,00%
	0,91-0,99	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	6,67%	0,00%	0,00%	0,00%
	>1	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

En la Tabla 5.15.8 y en la Tabla 10.1.7 del ANEXO E, se aprecia que los elementos verticales de la cercha más solicitados, son aquellos elementos ubicados en los extremos, cuyos factores de resistencia exceden la unidad en los cuatro modelos matemáticos. En los casos más desfavorables, los factores de resistencia alcanzan valores de 7 y 8, evidenciando su falla a compresión. Los factores de resistencia de los elementos verticales centrales se mantienen en rangos menores a 0,5.

Tabla 5.15.8 Porcentaje de elementos verticales de las cerchas comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

COLOR	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	45,45%	45,45%	45,45%	45,45%
	0,51-0,7	18,18%	18,18%	18,18%	18,18%
	0,71-0,9	17,58%	17,58%	0,00%	0,00%
	0,91-0,99	0,00%	0,61%	1,82%	0,61%
	>1	18,79%	18,18%	34,55%	35,76%

En los cuatro modelos desarrollados, los elementos diagonales ubicados en los extremos de las cerchas, presentan factores de resistencia superiores a la unidad, alcanzando valores máximos de 1,50. Las diagonales ubicadas en la zona central de las cerchas evidencian factores de resistencia relativamente bajos, alrededor de 0,20 (ver Tabla 5.15.9).

Tabla 5.15.9 Porcentaje de elementos diagonales de las cerchas comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

COLOR	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	43,33%	40,67%	51,05%	40,00%
	0,51-0,7	18,67%	19,33%	16,32%	20,00%
	0,71-0,9	18,00%	20,00%	15,77%	19,33%
	0,91-0,99	0,00%	0,00%	0,54%	0,67%
	>1	20,00%	20,00%	16,32%	20,00%

5.15.3. Revisión de la Capacidad Portante de las Vigas de techo.

A continuación se presenta la evaluación de las relaciones demanda/capacidad, para las combinaciones de cargas estáticas de origen gravitacional y para las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

- **Relaciones Demanda/Capacidad de las Vigas de Techo para las Combinaciones de Carga que Involucran Exclusivamente Cargas Gravitacionales.**

En el análisis de las vigas bajo cargas gravitacionales, se obtuvo que las relaciones demanda/capacidad de todas las vigas de techo excede la unidad y los únicos segmentos con factores de resistencia razonables corresponden a los voladizos adyacentes al eje “B”.

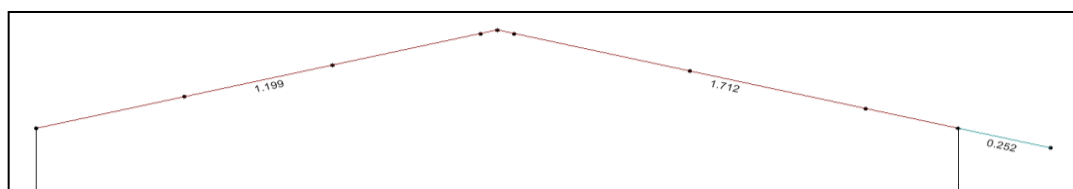


Figura 5.15.3 factores de resistencia típicos para vigas de techo bajo combinaciones gravitacionales

Fuente: Los Autores

Tabla 5.15.10 Porcentaje de vigas de techo comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente gravitacionales.

Fuente: Los Autores

VIGAS DE TECHO EN SERVICIO					
Color	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	33,33%	33,33%	33,33%	33,33%
	0,51-0,7	4,44%	4,44%	4,44%	4,44%
	0,71-0,9	4,44%	4,44%	4,44%	4,44%
	0,91-0,99	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	>1	57,78%	57,78%	57,78%	57,78%

- **Demanda/Capacidad de Vigas de Techo con Combinaciones de Sísmicas.**

En lo referente a la capacidad portante de las vigas de techo para las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica, se observó en todos los modelos matemáticos que los factores de resistencia del 100% de las vigas excede la unidad y los únicos segmentos cuyas relaciones demanda/capacidad no excede la unidad corresponde a los voladizos del eje “B”.

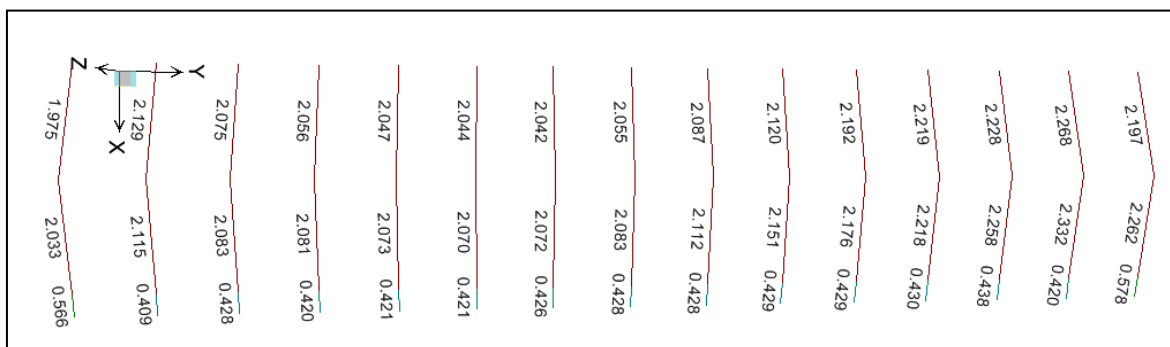


Figura 5.15.4 factores de resistencia típicos para vigas de techo bajo combinación sísmicas
Fuente: Los Autores

Tabla 5.15.11 Porcentaje de vigas de techo comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

VIGAS DE TECHO EN SISMO					
Color	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	43,33%	43,33%	46,67%	46,67%
	0,51-0,7	6,67%	6,67%	3,33%	3,33%
	0,71-0,9	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	0,91-0,99	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
	>1	50,00%	50,00%	50,00%	50,00%

5.15.4. Revisión de la Capacidad Portante de las Correas del Techo.

- **Demanda/Capacidad de Correas de Techo bajo Combinaciones gravitacionales**

En la Tabla 5.15.12, se puede apreciar el comportamiento resistente de las correas de techo, expresado en función de las relaciones demanda /capacidad, el número de correas (expresado en porcentaje) que trabaja en cada uno de los rangos preestablecidos para los factores de resistencia (Ver ANEXO Tabla 10.1.9).

0.787	0.787	0.787	0.787	0.787	0.787	0.855	0.855	0.855	0.855	0.855	0.855	0.855	0.855
0.788	0.788	0.788	0.788	0.788	0.788	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856
0.418	0.418	0.418	0.418	0.417	0.417	0.453	0.453	0.453	0.454	0.454	0.454	0.454	0.455
0.956	0.955	0.955	0.955	0.955	0.955	1.038	1.038	1.038	1.038	1.038	1.038	1.038	1.039
0.928	0.929	0.929	0.929	0.930	0.930	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.008

Figura 5.15.5 factores de resistencia típicos para correas de techo bajo combinación gravitacionales

Fuente: Los Autores

Tabla 5.15.12 Porcentaje de correas de techo comprendidos dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente gravitacionales

Fuente: Los Autores

COLOR	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	19,54%	19,54%	18,82%	19,54%
	0,51-0,7	17,24%	17,24%	25,88%	16,09%
	0,71-0,9	32,18%	32,18%	32,94%	32,18%
	0,91-0,99	13,79%	13,79%	12,94%	13,79%
	>1	17,24%	17,24%	9,41%	18,39%

5.15.5. Revisión de la Capacidad Portante de la Losa de entrepiso

La losa de entrepiso de la edificación, es de tabelones, donde los principales elementos resistentes, lo constituyen las correas de acero de tipo IPE 120.

A continuación se presenta la evaluación de la capacidad portante de las correas, expresada en función de las relaciones Demanda/Capacidad.

Para la evaluación de los factores de resistencia se consideró que las alas superiores de las correas están rigidizada en toda su longitud, por estar embutida en la loseta de concreto.

Los resultados del análisis se presentan en la Tabla 5.15.14, donde se observa que un menor porcentaje de elementos se encuentra dentro del rango de factores de resistencia comprendidos entre 0 y 0,5. En cuanto a las correas de entrepiso cuyos factores de resistencia exceden la unidad se encuentran las correas de borde (extremos de la planta), las cuales representan poco más del 10% del total de correas, producto del efecto de las solicitaciones sísmicas.

Tabla 5.15.13 Porcentaje de losa de entrepiso comprendido dentro de los diferentes rangos de factores de resistencia – caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

LOSA EN SISMO					
COLOR	FR	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
	0-0,5	42,86%	42,86%	43,45%	43,45%
	0,51-0,7	36,90%	36,90%	36,31%	36,31%
	0,71-0,9	3,57%	3,57%	3,57%	3,57%
	0,91-0,99	0,00%	2,38%	1,19%	3,57%
	>1	16,67%	14,29%	15,48%	13,10%

5.15.6. Evaluación de las Relaciones Demanda/Capacidad de la Escalera Bajo Combinaciones que Incluyen las Acciones Sísmicas

La revisión de los factores de resistencia de las escaleras se realizó a través de los modelos matemáticos “1” y “3”, dado a que son los únicos modelos que contemplan su simulación. Se evaluó la capacidad; portante para combinaciones de carga que incluyen cargas gravitacionales y para las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica

Para el análisis con las combinaciones de carga que incluyen las acciones sísmicas, se observa los factores de resistencia de un elevado número de elementos estructurales (especialmente las columnas) de ambos módulos de escaleras exceden la unidad.

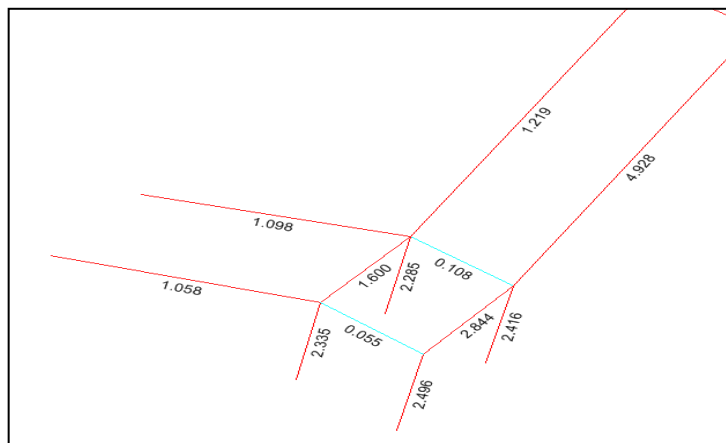


Figura 5.15.6 factores de resistencia típicos para el modulo 1 de escaleras bajo combinación sísmicas. Fuente: Los Autores

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

La evaluación del comportamiento sismorresistente de la superestructura del edificio “Norte”, donde se ubican las aulas y laboratorios de 7^{mo} a 9^{no} grado de educación básica de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora” ubicado en el municipio Baruta, Estado Miranda, se realizó fundamentalmente en base a los parámetros establecidos en las normas venezolanas COVENIN 1756:2001, COVENIN 1618:1998 y FONDONORMA 1753:2006. La evaluación estructural comprendió el análisis tanto desde el punto de vista de resistencia como de rigidez.

Con la finalidad de reducir la vulnerabilidad sísmica a través de la educación, en el marco del trabajo especial de grado y como un servicio comunitario, se dictaron charlas en todos los salones de clase, a los estudiantes y profesores sobre las medidas a adoptar antes, durante y después de un evento sísmico. Al finalizar el ciclo de charlas se realizó un ejercicio de evacuación de las edificaciones y la concentración de las personas en las áreas externas identificadas como más seguras.

El análisis comprendió las siguientes actividades: inspecciones oculares, levantamientos geométricos de los elementos estructurales y no estructurales, determinación de la distribución del acero de refuerzo en las columnas por medio del “ferroscan”, elaboración de planos de arquitectura y estructura de la edificación, elaboración de imagen tridimensional renderizada de la estructura,

análisis numéricos del comportamiento estructural a través de modelos matemáticos elaborados con el programa ETABS®, considerando diferentes hipótesis de configuraciones estructurales (incluyen o no los módulos de escaleras) y diferentes hipótesis de rigidez de los elementos estructurales de concreto armado (columnas) para simular agrietamiento o fisuración.

Para el desarrollo de las inspecciones oculares se diseñó un instrumento de recolección de las principales características arquitectónicas y estructurales de la edificación, con el fin de registrar las posibles irregularidades estructurales desde el punto de vista sismorresistente tipificadas en la norma 1756:2001, de igual manera se identificaron las deficiencias constructivas, estructurales o de mantenimiento, así como información referente a la identificación del plantel y de la edificación de estudio, organismo al cual está adscrito, personal directivo, entre otros.

Durante las inspecciones oculares realizadas se constató la presencia de irregularidades estructurales y constructivas, entre las que figuran:

- La presencia de pórticos en una dirección.
- La baja hiperestaticidad de la estructura, por estar constituida principalmente por cerchas de acero articuladas en sus extremos a las columnas de concreto armado.
- Deficiencias en la configuración y detallado de los apoyos de las cerchas y vigas de techo a las columnas, conexión que se caracteriza por planchas de apoyo separadas de las columnas, anclajes constituidos por barras estriadas de acero (cabillas) soldadas a tope o con soldadura de filete a las planchas de base.
- Inadecuado confinamiento del núcleo de las columnas, la separación de las ligaduras es excesiva y prácticamente sin zonas de confinamiento en su base.

- La posición de las correas de acero de losa de tableros, en general no coinciden con los nodos de las cerchas, por lo cual los elementos principales de las mismas no trabajan a compresión o tracción pura.
- Se observaron deficiencias de mantenimiento como la corrosión localizada del acero estructural en algunos elementos.
- Inadecuado confinamiento y rigidización de las paredes, las cuales pueden ser volcables en caso de ocurrencia de acción sísmica.

Los resultados de los levantamientos geométricos fueron organizados en planos elaborados digitalmente a través de software especializado, desarrollando cuatro planos de arquitectura que comprenden la planta baja, planta nivel 1 (entrepiso), las fachadas Norte y Sur, un corte transversal típico de la edificación y ocho planos de estructura que contienen los envigados de las plantas de entrepiso y techo, detalle de pórtico típico, detalles de cerchas de entrepiso, detalles de los apoyos de las cerchas y alzado de columnas.

La estructura del Edificio Norte originalmente comprendía solo un nivel y su tipología estructural era similar a la conocida como “Rural”, en la década de los años setenta del siglo XX, la cubierta liviana de techo fue eliminada y se construyó un nivel adicional soportado por una estructura independiente conformada por pórticos en una dirección, constituidos por columnas de concreto armado con sección transversal de 25x25 cm, cerchas de acero de 9,00 metros de longitud y 0,70 m de alto para soportar la nueva losa de entrepiso de tipo “tableros” y vigas de acero de tipo IPE para soportar a la nueva cubierta liviana de techo.

Para la selección de los parámetros que definen al espectro normalizado de diseño no se contó con un estudio geotécnico ni con los documentos del proyecto estructural original, razón por la cual se realizó un análisis de sensibilidad, evaluando la variación del corte basal y las distorsiones laterales en función de diferentes hipótesis razonables asociadas a la magnitud del factor

de reducción de respuesta (R) y a la forma espectral. En el análisis de sensibilidad fueron considerados los siguientes factores de reducción de respuesta $R=1$, $R=1,25$, $R=1,5$ y las formas espectrales $S1$, $S2$ y $S3$. La combinación de las distintas hipótesis se tradujo en el desarrollo de nueve espectros normalizados, que serían incluidos en un modelo matemático que consideró las inercias gruesas de los elementos estructurales de concreto armado (columnas) e incluyó los dos módulos de escaleras. Como resultado del análisis de sensibilidad se adoptó, un factor de reducción de respuesta $R=1$, el cual es consistente con el valor recomendado por la Norma COVENIN 1756:2001, para estructuras mixtas de acero-concreto y el nivel de diseño ND1, y de esta manera no sobrestimar la capacidad de incursión en el rango inelásticos de la estructura, en vista de las particularidades de su configuración estructural, deficiencias del detallado y deficiencias constructivas. Adicionalmente, se seleccionó la forma espectral $S2$ en base a las magnitudes intermedias de los cortes basales y distorsiones laterales en comparación a los obtenidos con las formas espectrales $S1$ y $S3$. El resto de los parámetros que definen el espectro de diseño, fueron seleccionados en función de lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001.

Con el objetivo de evaluar la capacidad portante y la rigidez de la estructura, fueron elaborados cinco modelos matemáticos. En cuatro modelos se varió el momento de inercia de las secciones transversales de las columnas para simular la disminución de rigidez por su agrietamiento y la presencia o no de los módulos de escaleras. Un quinto modelo matemático comprendió la simulación de la estructura considerando la presencia de los módulos de escalera, la inercia gruesa de las columnas y la presencia de un antepecho de 1,20 metros de altura, que constituye la única pared en contacto con las columnas, desarrollado fundamentalmente para evaluar el posible efecto de columna corta.

En lo relativo a la rigidez lateral de la estructura, en todos los modelos matemáticos desarrollados las distorsiones totales de los entrepisos excedieron significativamente a las máximas permitidas por las Normas venezolanas 1756:2001, en el caso más desfavorable se supera en un 640% y en el caso menos desfavorable se excede en un 237%.

Se efectuó la evaluación de la resistencia a corte de las columnas considerando una separación de las ligaduras de 20 cm. Se analizó la resistencia en cada dirección de las columnas para soportar las fuerzas cortantes provenientes de las diferentes combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica y solo con carácter comparativo la resistencia para soportar las fuerzas cortantes que estarían asociadas al desarrollo del momento máximo probable en la base de las columnas, cuya magnitud en la práctica es muy posible no pueda ser alcanzado, debido a la separación excesiva de las ligaduras y la muy reducida extensión de las zonas de confinamiento en la base de las columnas, las cuales no satisfacen las longitudes mínimas recomendadas por las normas venezolanas FONDONORMA 1753:2006. Se obtuvo que en general la magnitud de las fuerzas cortantes en la base de las columnas, provenientes de las combinaciones de carga, son mayores que las asociadas al desarrollo de los momentos máximos probables en la mencionada sección, adicionalmente en los modelos que no incluyeron la simulación del antepecho existente en la planta baja, en la fachada Sur, la resistencia a corte de las columnas es superior a la magnitud de las cargas últimas actuantes.

El modelo que incluyó la simulación del antepecho ubicado en la fachada sur a nivel de planta baja, demostró que dicho elemento no estructural favorece el fenómeno de columna corta y las fuerzas cortantes últimas en las columnas cuya longitud no arriostrada se ve reducida excede su resistencia teórica minorada (ϕV_n).

Las relaciones de demanda/capacidad de las columnas desde el punto de vista de flexo compresión son muy superiores a la unidad para las combinaciones de carga que involucran a la acción sísmica, mientras que para las combinaciones de carga que comprenden exclusivamente las cargas estáticas gravitacionales las relaciones demanda/capacidad en general están alrededor de 0,6.

En cuanto a las relaciones demanda/capacidad de los elementos verticales y diagonales ubicados en ambos extremos de las cerchas, exceden la unidad para los combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica, mientras que para las combinaciones de cargas gravitacionales la capacidad portante es satisfactoria para todos los elementos.

La capacidad portante de las vigas de techo no es satisfactoria para ninguna combinación de carga (incluyendo aquellas que comprenden exclusivamente cargas estáticas gravitacionales).

Las paredes, en general no están acopladas a la estructura ni rigidizadas. Se estima podrían experimentar volcamientos por la acción sísmica por lo cual se debe realizar el análisis y diseño detallado de un sistema para garantizar su estabilidad en caso de ocurrencia de un sismo.

De acuerdo a los resultados obtenidos la estructura del edificio Norte, no cuenta con mecanismos adecuados para “absorber” y “disipar” energía proveniente de la acción sísmica y no satisface los requerimientos mínimos relativos a resistencias y rigidez exigidos por las Normas Venezolanas COVENIN vigentes, por lo tanto se considera vulnerable a la acción de un sismo consistente con los espectros de la Normas 1756:2001.

6.2. Recomendaciones

El estudio realizado comprendió exclusivamente el análisis de la vulnerabilidad de la superestructura desde el punto de vista sismorresistente, se recomienda la realización de estudios detallados de las fundaciones.

Se recomienda la realización de evaluaciones estructurales detalladas del resto de las edificaciones que conforman la escuela, especialmente desde el punto de vista sismorresistente, En base a la experiencia del comportamiento de edificaciones con tipologías similares (Tipo R), durante el terremoto de Cariaco (1997), se recomienda que los estudios comprendan la evaluación de la estabilidad de elementos no estructurales, como las paredes, que podrían ser susceptibles de volcarse por la acción sísmica.

Demostrada la vulnerabilidad sismorresistente del edificio Norte de la escuela “Jesús María Alfaro Zamora”, se recomienda el desarrollo de un proyecto detallado de adecuación sismorresistente y factibilidad económica, persiguiendo rigidizar la estructura para disminuir los desplazamientos y sustituir o adecuar los elementos estructurales que no cumplan con los criterios establecidos en las normas venezolanas 1753:2006, 1756:2001 y 1618:1989, para edificaciones escolares ubicadas en zonas de alto peligro sísmico.

Para mejorar el comportamiento sismorresistente de la estructura, se efectúa la propuesta representada en la Figura 6.2.1, lo cual se explica a continuación:

- Construir nuevas vigas a nivel techo como en el entrepiso, para desarrollar líneas resistentes a la acción sísmica en la dirección perpendicular a los pórticos existentes. Las vigas deben estar vinculadas a los diafragmas para que funciones como vigas colectoras, en caso de sismo.

- Construir muros de concreto armado, procurando una distribución simétrica y un equilibrio de rigideces en la planta, con el objeto de disminuir los desplazamientos laterales de la estructura y encargarse de soportar el mayor porcentaje de las cargas laterales provenientes de la acción sísmica.
- Los muros de concreto armado, por su gran rigidez, pueden constituir los principales elementos resistentes a la acción sísmica, lo cual se puede traducir en grandes magnitudes de fuerzas cortantes y momentos a nivel de su base, se requiere por lo tanto de un análisis y diseño detallado de sus fundaciones, las cuales posiblemente estarán conformadas por micropilotes unidos en su extremo superior por cabezales rígidos.
- Reforzar las vigas de techo mediante el aumento del momento de inercia de la sección, aumentando su altura mediante la incorporación de cartelas de acero o soldando planchas de refuerzo a las alas del perfil existente.
- Reforzar los apoyos de las vigas de techo y de las cerchas de entrepiso, incorporando nuevas barras de anclaje y garantizando el apoyo pleno de las planchas sobre las columnas mediante la inyección de morteros autonivelantes de alta resistencia. Separar de las columnas el antepecho ubicado en la planta baja de la fachada Sur, previo estudio de las medidas necesarias para garantizar su estabilidad.
- Estabilizar las paredes que conforman la edificación, mediante la incorporación de machones y vigas coronas que las confinen, con la finalidad de prevenir su posible volcamiento por la acción sísmica. El análisis de los mecanismos o sistemas de estabilización y confinamiento de paredes requiere la realización de estudios detallados a fin de prevenir que las acciones que se adopten favorezcan el efecto de columna corta o torsiones de las plantas

- Rellenar y confinar el terreno alrededor de la fundación parcialmente socavada en el eje A-15.
- Adoptar las acciones pertinentes para reparar los elementos estructurales afectados por corrosión del acero de refuerzo o de los perfiles que conforman la estructura.

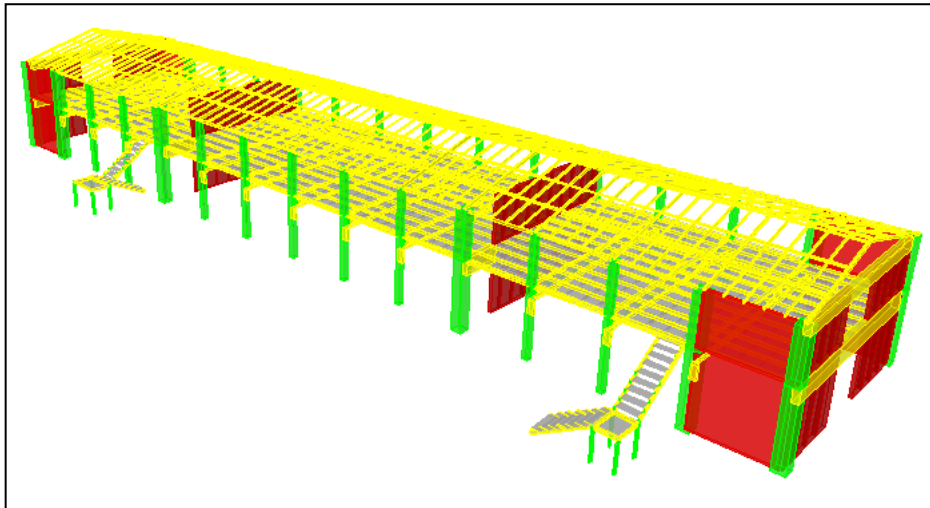


Figura 6.2.1 Modelo 3D de la propuesta.

Fuente: Los Autores

Además se recomienda continuar la línea de investigación con el desarrollo de trabajos de evaluación sismorresistente de edificaciones escolares, medico-asistenciales u otras edificaciones, con la finalidad de contribuir a reducir sus posibles vulnerabilidades. El desarrollo de los trabajos de investigación puede ser combinado con la realización de charlas o exposiciones dirigidas a la comunidad o usuarios de las edificaciones, relativas a las medidas preventivas generales a adoptar antes, durante o después de un sismo, con el objeto de contribuir a reducir la vulnerabilidad a través de la educación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Alonso, J. L. (2007). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. Caracas: SIDETUR.
2. Bazán, E., y Meli, R. (2010). Diseño Sísmico de Edificios. México: LIMUSA.
3. Beltrán, J., y Herrera, R. (2008). Las Nuevas Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural AISC. Santiago de Chile.
4. Bolt, B. (1999). Earthquakes. New York: W.H. Freeman and Company.
5. CENAPRED. (1999). Curso Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras. Mexico: Centro Nacional de Prevenciones.
6. COVENIN 1618. (1998). Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites. Caracas: COVENIN.
7. COVENIN 1756. (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Caracas: COVENIN.
8. Delgado, J. (2002). Hacia una planificación urbana para la reducción de riesgos ambientales: Vulnerabilidad urbana del Área Metropolitana de Caracas. Revista Urbana, 25-41.
9. Fernández, R., y Núñez, E. (2012). Evaluación de la Vulnerabilidad de Estructuras ante la Ocurrencia de Eventos Sísmicos. Caracas: UCV, Trabajo Especial de Grado Publicado.
10. FONDONORMA 1753. (2006). Estructuras de Concreto. Caracas: FONDONORMA.
11. Fratelli, M. (1999). Estructuras Sismo-Resistentes. Caracas, Venezuela: Ediciones Unive.
12. FUNVISIS. (2002). La Investigación Sismológica en Venezuela. Caracas, Venezuela: Impresos Lauper.
13. Gascón, J., y Lárez, M. (2008). Evaluación Sismorresistente de la Edificación "Escuela Básica Corazón de Jesús" Ubicada en Cúmana

Estado Sucre. Trabajo de Grado no publicado. Caracas, Venezuela:
Universidad Central de Venezuela.

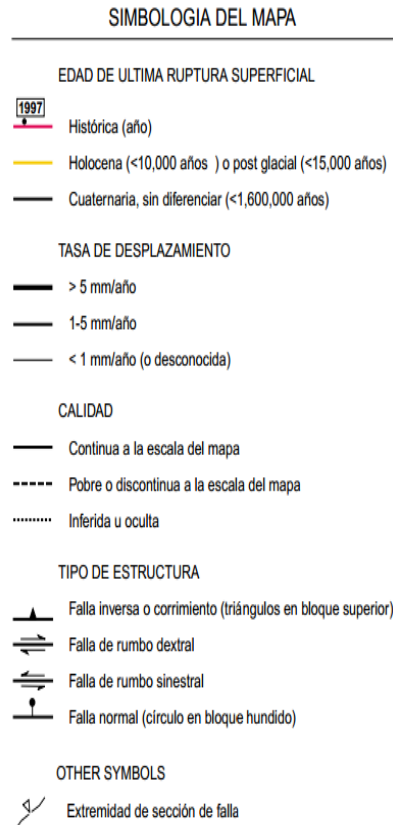
14. Google Earth. (2012).
15. Hernández, E. (s.f.). Manual de Aplicación del programa ETABS v9. ETABS Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones.
16. Hernández, E. (s.f.). Manual de Aplicación del programa SAP200 v14. SAP2000 Software Integrado para el Análisis y Diseño Estructural.
17. López, O. (2009). Indicadores de riesgo sísmico en edificios escolares de Venezuela. Recuperado el 5 de Mayo de 2011, de www.scielo.org.ve/scielo.
18. López, O. (2009). Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela. Caracas.
19. López, O. A., Marinilli, Á., Bonilla, R., Fernández, N., y Domínguez, J. (2010). Evaluación Sismorresistente de Edificios Escolares en Venezuela. Caracas.
20. López, O., y Espinosa, L. (2007). Derrumbe del liceo RMC durante el terremoto de Cariaco de 1.997. Recuperado el 5 de Mayo de 2011, de www.scielo.org.ve/scielo
21. López, O., Hernández, J., Del Re, G., y Puig, J. (2004). Reducción del riesgo sísmico en escuelas de Venezuela. Recuperado el 5 de Mayo de 2011, de www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=s0376723x2004000300002&script=sci_arttext.
22. Nilson, A. H. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Bogotá, Colombia: Mc Graw Hill INTERAMERICANA, S.A.
23. Porrero, J., Ramos, C., Grases, J., y Velazco, G. (2009). Manual del Concreto Estructural. Caracas, Venezuela : SIDETUR.
24. Red de Sociedades Científicas Médicas Venezolana . (14 de Marzo de 2012). Red de Sociedades Científicas . Recuperado el 20 de Abril de 2012, de Foro:1812-2012 Doscientos años de Vulnerabilidad Sísmica: http://www.rscmv.org.ve/pdf/foro_sismo.pdf

25. Revkin, A. (2008). Earthquake in China Highlights the Vulnerability of Schools in Many Countries. . Recuperado el 6 de Junio de 2011, de The New York Times: www.nytimes.com/2008/05/14/world/14codes.html
26. Schmitz, M. (2010). Efectos de sitio y resultados del proyecto de microzonificación sísmica de Caracas., (pág. 50). Maracaibo.
27. Spasic, B., y Spasic, B. (2004). Proyecto de Refuerzo de Superestructura y Reacalce de Fundaciones de la U.E.N.B. "Samuel Darío Maldonado". Trujillo.
28. Spasic, B., y Spasic, B. (2010). Evaluación Estructural de la U.E.N.B 23 de Enero. Caracas.
29. Spasic, B., y Spasic, B. (2011). Evaluación y Proyecto de Refuerzo Estructural del Grupo Escolar Zulia.

ANEXO A

Mapa de Falla de la Ciudad de Caracas

6.1. Mapa de Fallas de Caracas



FALLAS:

VE 08 Sistema de Fallas La Victoria
 VE 08a Falla Guacamaya
 VE 08b Falla La Cabrera
 VE 08c Falla El Horno
 VE 08d Falla La Victoria
 VE 08e Falla Pichao

VE 09 Falla Río Guárico
 VE 09a Sección Norte
 VE 09b Sección Sur
 VE 10 Falla Tacagüa-El Ávila
 VE 10a Falla Tacagüa
 VE 10b Falla El Ávila

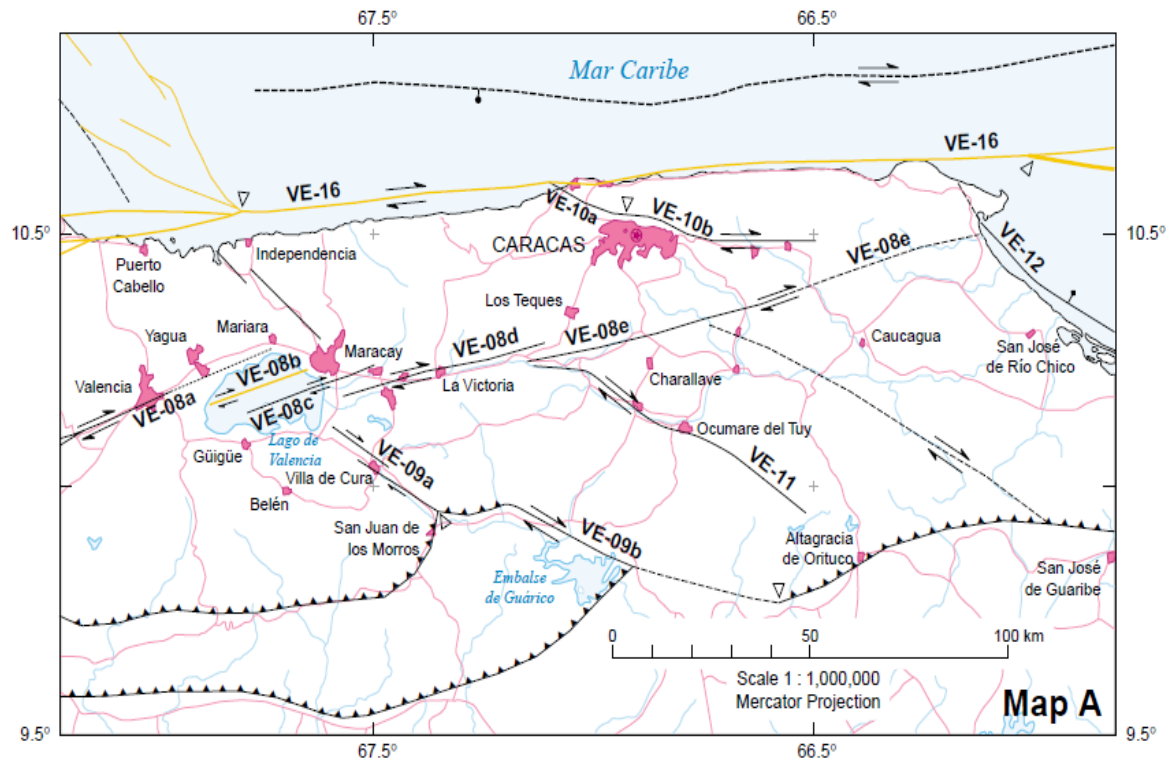


Figura 6.1.1 Mapa de Fallas en Caracas,
 Fuente: FUNVISIS, (2002)

ANEXO B

Imágenes del Edificio Norte de la “Escuela Jesús María Alfaro”

Zamora

7.1. Imágenes del Edificio



Figura 7.1.1 Fachada posterior del edificio

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.2 Fachada principal en planta baja

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.3 Fachada Este

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.4 Fachada Oeste

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.5 Escalera 1 vista desde arriba, ubicada entre ejes 2 y 3
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.6 Escalera 1 vista desde abajo, ubicada entre ejes 2 y 3
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.7 Columnas base del módulo de escalera 1

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.8 Módulo de escalera 2, ubicada entre ejes 11 y 12

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.9 Base de un perfil de apoyo del módulo de escalera 2, ubicada entre ejes 11 y 12.

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.10 Dos columnas de apoyo del módulo de escalera 2.

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.11 Cercha típica de la estructura

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.12 Apoyo típico de la cercha en la columna

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.13 Separación entre el apoyo y la plancha de anclaje de la cercha
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.14 Altura de la columna
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.15 Parte de fundación y viga de riostra expuesta en el eje 15

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.16 Pérdida de recubrimiento en la columna A-15

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.17 Exposición del acero transversal, columna A-15

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.18 Apoyo típico de la viga en las columnas (vista 1)

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.19 Apoyo típico de la viga en las columnas (vista 2)
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.20 Separación de la mampostería de la estructura
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.21 Grietas en la losa de entrepiso

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.22 Ferroskan utilizado en la detección de acero en las columnas

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.23 Proceso de detección de acero de refuerzo de una columna

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.24 Disposición del acero de refuerzo en la columna A-9.

Fuente: Los Autores



Figura 7.1.25 Disposición del acero de refuerzo en la columna A-8
Fuente: Los Autores



Figura 7.1.26 Disposición del acero de refuerzo en la columna A-11
Fuente: Los Autores

7.2. Imágenes del Servicio Comunitario “Aula Sísmica”



Figura 7.2.1 Charlas servicio comunitario “Aula Sísmica” (1)

Fuente: Los Autores



Figura 7.2.2 Charlas servicio comunitario “Aula Sísmica” (2)

Fuente: Los Autores

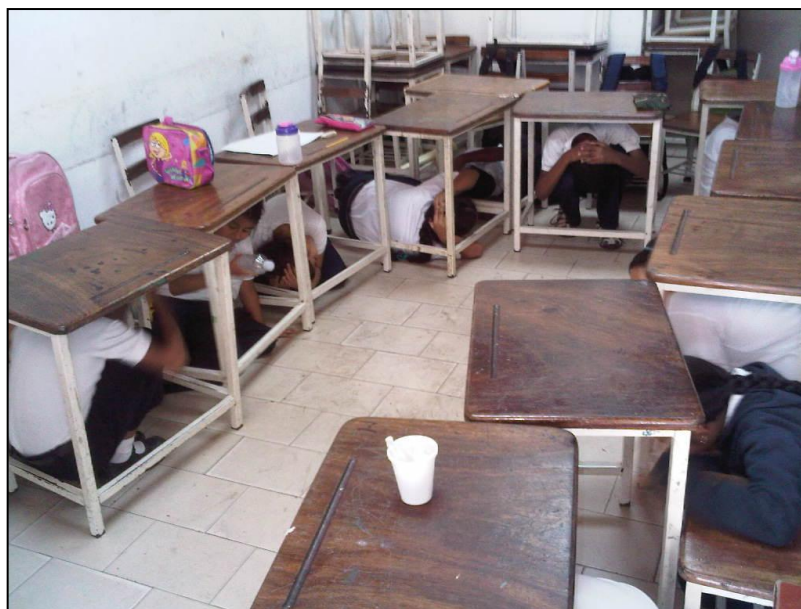


Figura 7.2.3 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (1)
Fuente: Los Autores



Figura 7.2.4 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (2)
Fuente: Los Autores



Figura 7.2.5 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (3)

Fuente: Los Autores



Figura 7.2.6 Simulacro de evacuación, servicio comunitario “Aula Sísmica” (4)

Fuente: Los Autores

ANEXO C

Modelo 3D Elaborados con la Asistencia del Software

AUTOCAD[®] y SketchUp[®]

8.1. Modelo 3D



Figura 8.1.1 Vista frontal Oeste- Este

Fuente: Los Autores



Figura 8.1.2 Vista frontal Este-Oeste

Fuente: Los Autores



Figura 8.1.3 Vista posterior Este-Oeste

Fuente: Los Autores

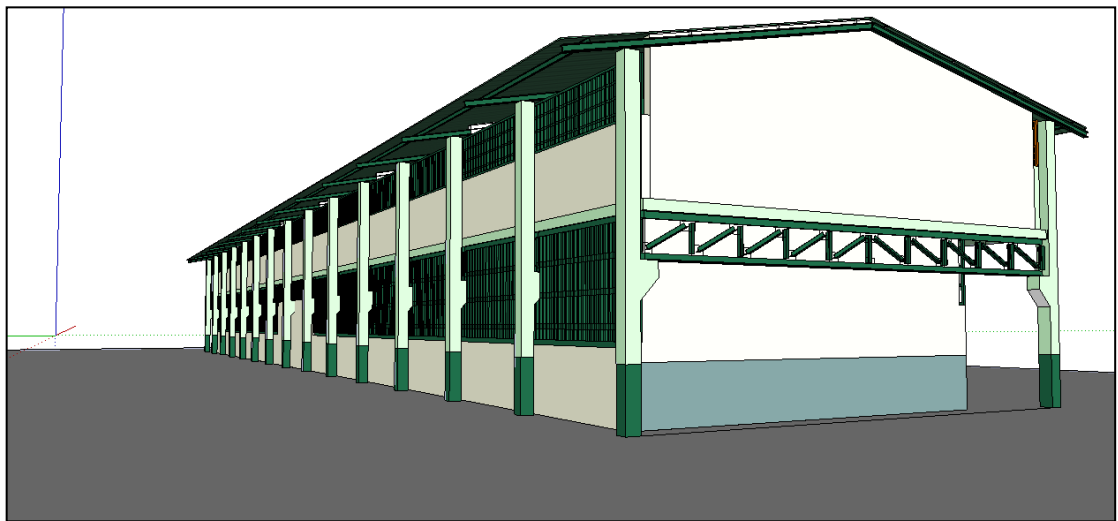


Figura 8.1.4 Vista posterior Oeste-Este

Fuente: Los Autores

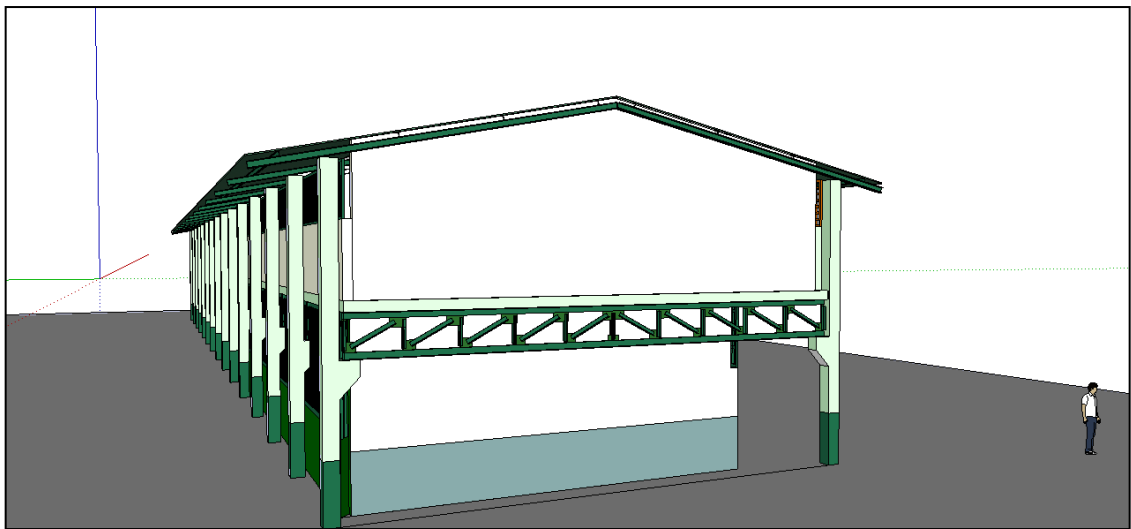


Figura 8.1.5 Fachada Oeste
Fuente: Los Autores

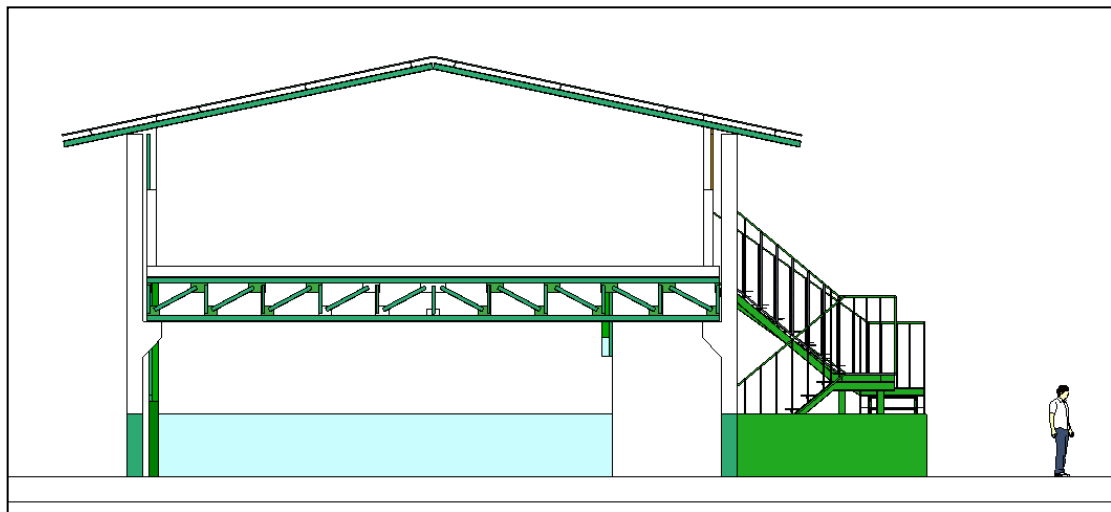


Figura 8.1.6 Vista oeste del edificio
Fuente: Los Autores

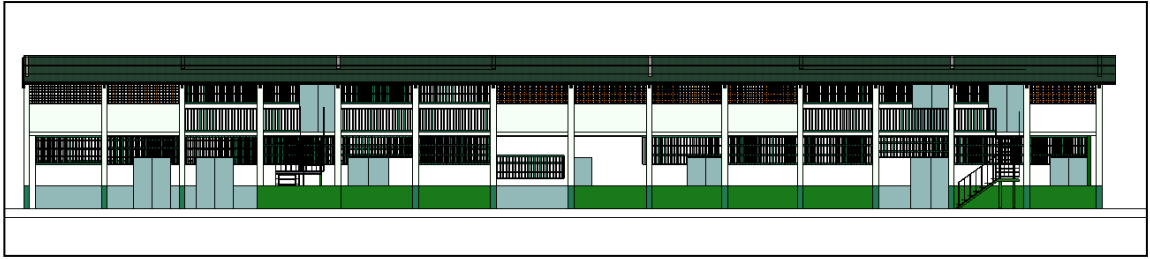


Figura 8.1.7 Fachada principal

Fuente: Los Autores

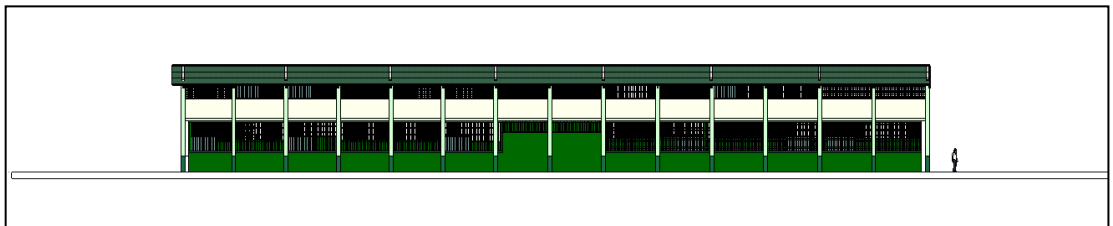


Figura 8.1.8 Fachada posterior

Fuente: Los Autores

ANEXO D

**Imágenes de los Modelos Matemáticos Elaborados con
Asistencia del software ETABS[®]**

9.1. Imágenes de los Modelos Matemáticos

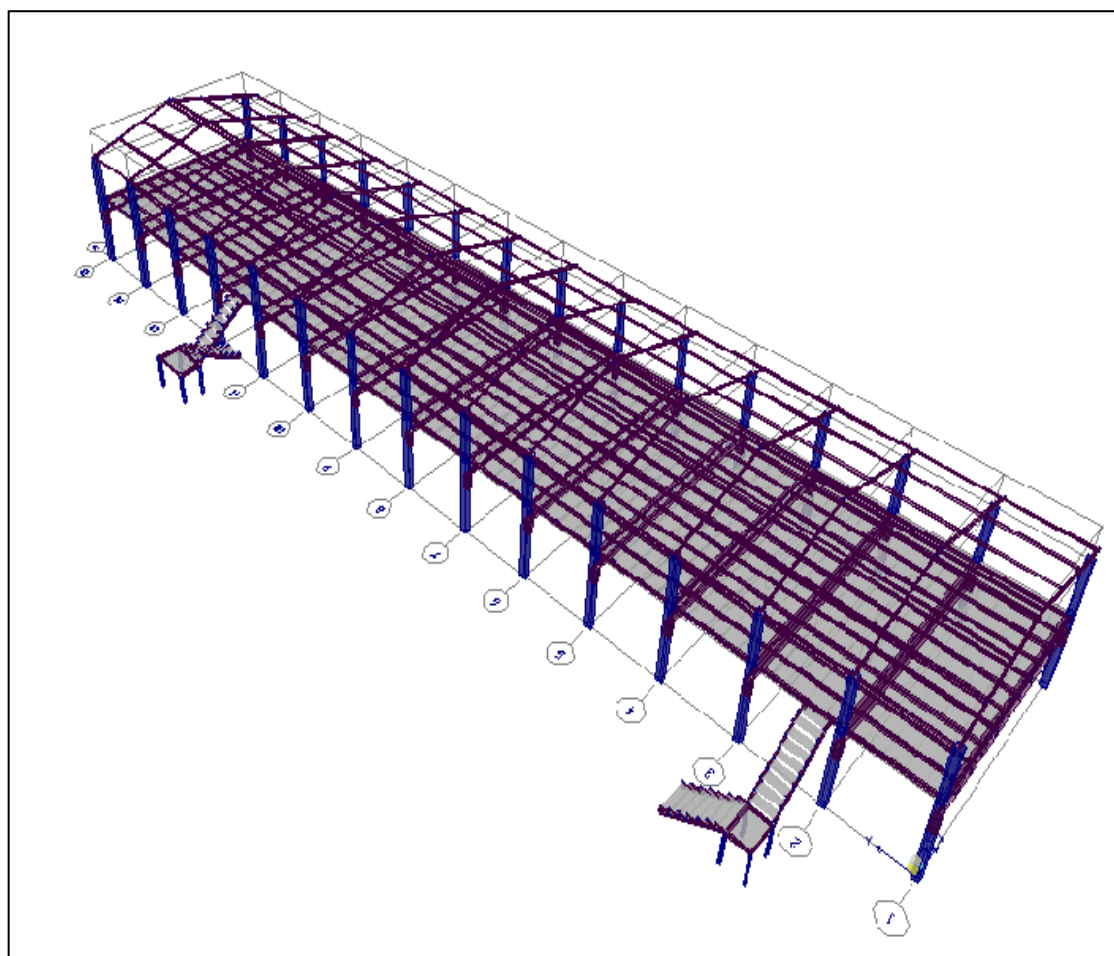


Figura 9.1.1 Modelo 1 y 3 (Vista 3D)

Fuente: Los Autores

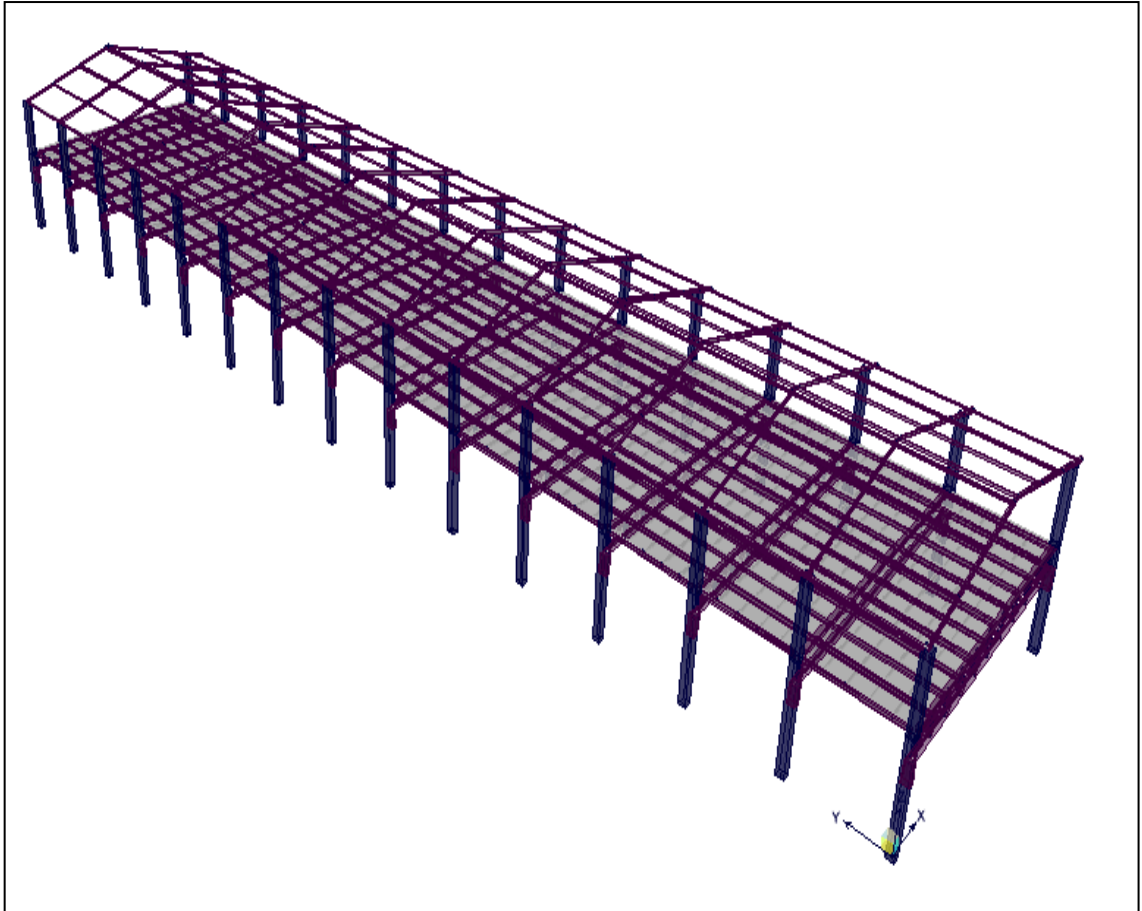


Figura 9.1.2 Modelo 2 y 4 (Vista 3D)

Fuente: Los Autores

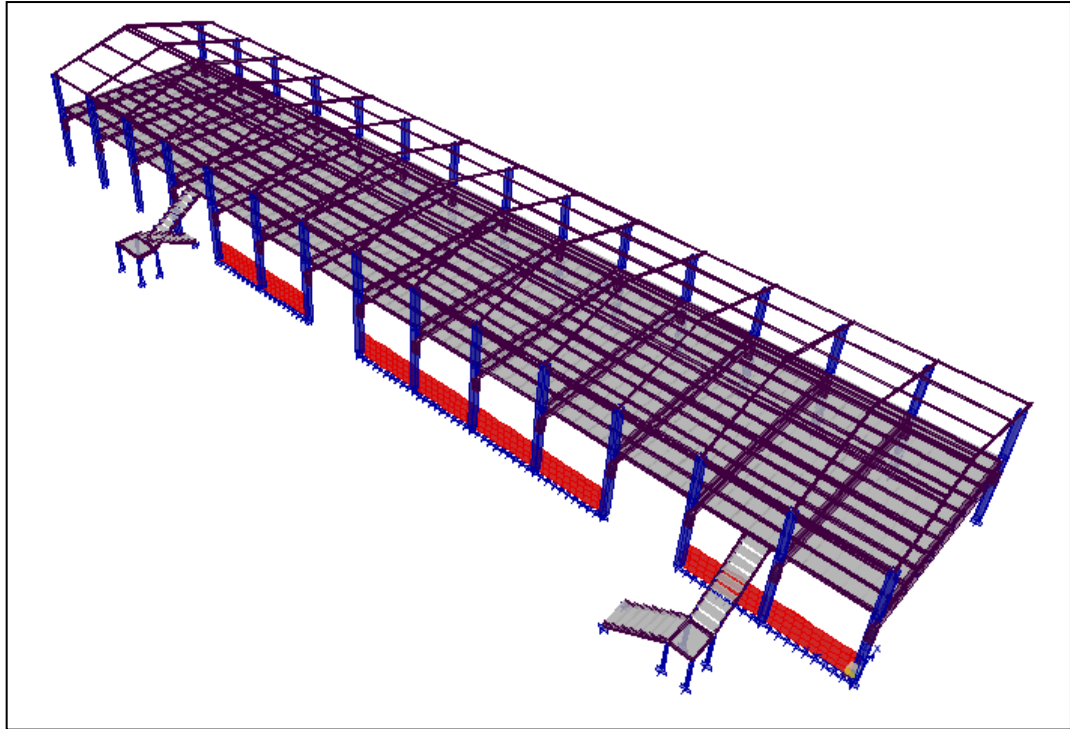


Figura 9.1.3 Modelo 5 (Vista 3D)

Fuente: Los Autores

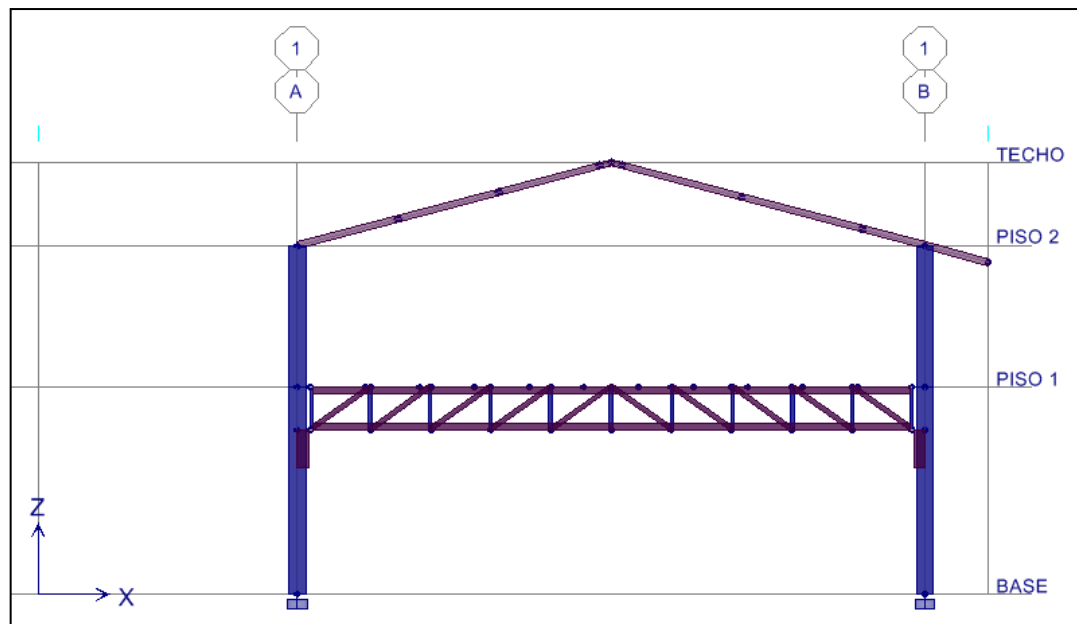


Figura 9.1.4 Pórtico típico del modelo 1 y 3. (Modelo con escaleras)

Fuente: Los Autores

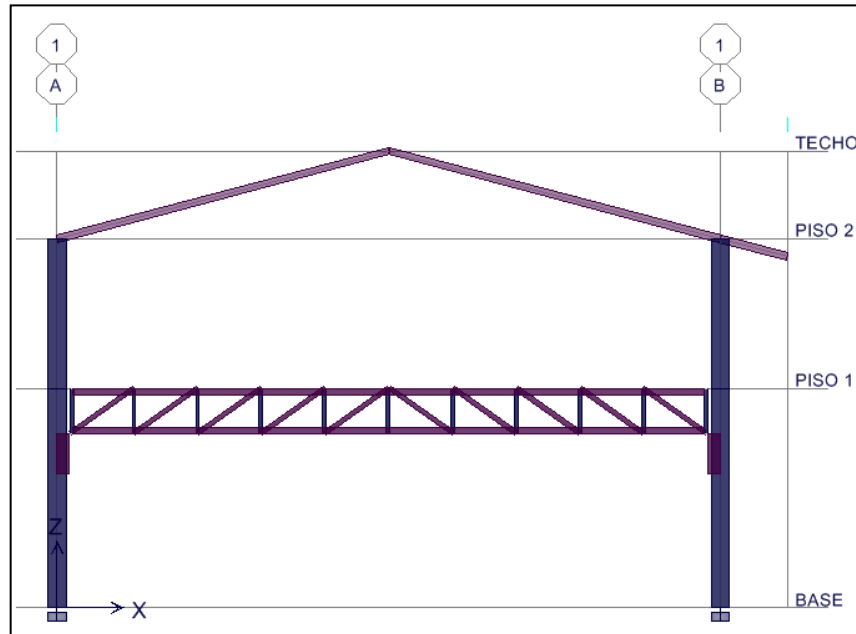


Figura 9.1.5 Pórtico típico modelo 2 y 4. (Modelo sin escaleras)

Fuente: Los Autores

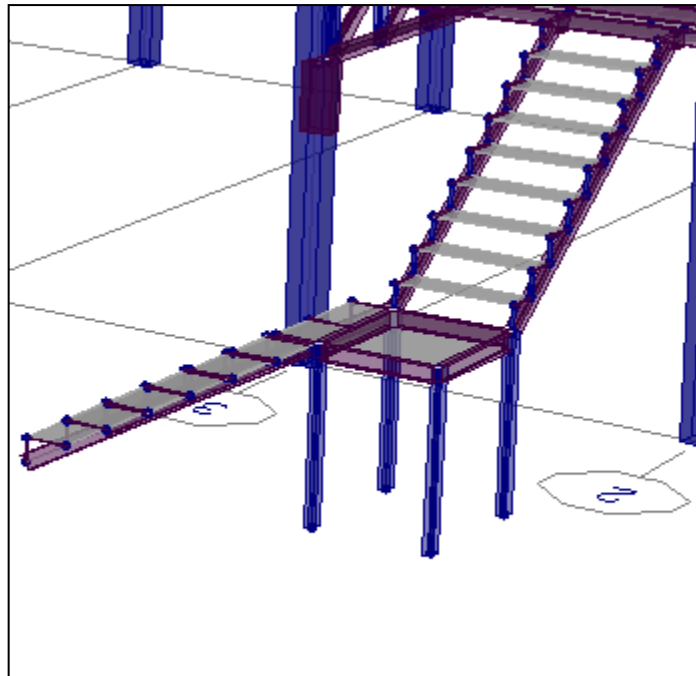


Figura 9.1.6 Módulo de escalera 1 (ubicada entre ejes 2 y 3)

Fuente: Los Autores

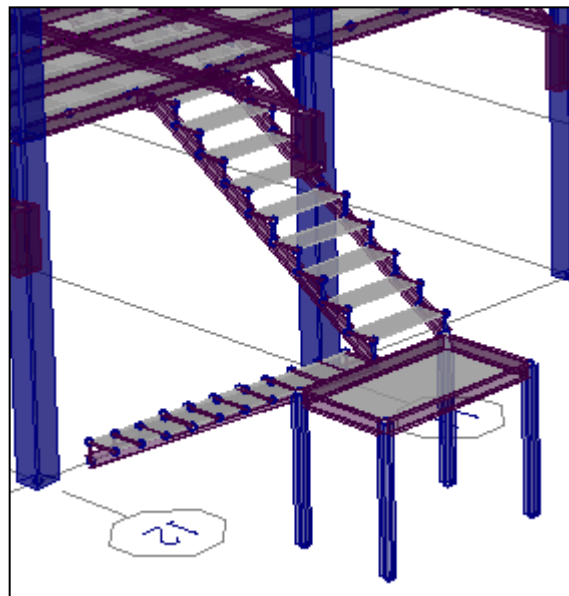


Figura 9.1.7 Módulo de escalera 2 (ubicada entre ejes 11 y 12)

Fuente: Los Autores

ANEXO E

**Tablas de “Demanda/Capacidad” para los Elementos de
Principales de la Estructura.**

10.1. Tablas de Demanda/Capacidad

Columnas

Tabla 10.1.1 Factor de resistencia de las columnas

Columna	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
	Fr (grav.)	Fr (Sismo)	Fr (grav.)	Fr (Sismo)	Fr (grav.)	Fr (Sismo)	Fr (grav.)	Fr (Sismo)
C1-A	0,262	0,621	0,264	0,586	0,214	0,615	0,216	0,568
C1-A	0,38	10,484	0,395	11,869	0,326	8,615	0,327	10,348
C1-B	0,251	0,53	0,251	0,521	0,368	0,624	0,209	0,543
C1-B	0,365	9,884	0,383	11,265	0,565	10,296	0,311	9,887
C2-A	0,463	0,669	0,462	0,563	0,398	0,583	0,367	0,471
C2-A	0,681	11,979	0,681	12,17	0,593	8,169	0,565	10,559
C2-B	0,494	0,629	0,494	0,601	0,365	0,529	0,396	0,511
C2-B	0,71	10,038	0,709	11,385	0,562	8,722	0,592	9,916
C3-A	0,456	0,584	0,456	0,55	0,397	0,54	0,365	0,462
C3-A	0,672	10,663	0,672	12,002	0,593	8,166	0,562	10,393
C3-B	0,49	0,602	0,489	0,597	0,362	0,476	0,397	0,509
C3-B	0,704	10,031	0,704	11,282	0,558	8,564	0,592	9,814
C4-A	0,458	0,552	0,458	0,546	0,209	0,563	0,362	0,45
C4-A	0,675	10,509	0,675	11,644	0,311	8,131	0,558	10,087
C4-B	0,491	0,592	0,491	0,593	0,393	0,517	0,393	0,498
C4-B	0,707	9,826	0,707	10,971	0,587	8,007	0,587	9,538
C5-A	0,461	0,559	0,461	0,554	0,568	0,483	0,37	0,461
C5-A	0,679	10,753	0,679	11,833	0,364	8,738	0,568	10,216
C5-B	0,493	0,593	0,493	0,591	0,401	0,521	0,401	0,501
C5-B	0,709	9,915	0,709	10,961	0,597	8,087	0,597	9,508
C6-A	0,462	0,548	0,462	0,541	0,362	0,462	0,362	0,44
C6-A	0,68	10,292	0,68	11,232	0,558	8,412	0,558	9,713
C6-B	0,495	0,592	0,495	0,588	0,392	0,507	0,392	0,487
C6-B	0,711	9,673	0,711	10,59	0,587	7,926	0,587	9,188
C7-A	0,47	0,551	0,469	0,54	0,376	0,47	0,376	0,445
C7-A	0,691	10,648	0,691	11,465	0,577	8,721	0,577	9,876
C7-B	0,503	0,597	0,503	0,589	0,406	0,516	0,407	0,494
C7-B	0,722	9,832	0,722	10,628	0,606	8,087	0,606	9,196
C8-A	0,477	0,559	0,477	0,543	0,374	0,468	0,373	0,438
C8-A	0,701	10,321	0,701	10,945	0,576	8,553	0,575	9,437
C8-B	0,51	0,603	0,51	0,59	0,404	0,514	0,405	0,485
C8-B	0,732	9,688	0,733	10,294	0,605	8,053	0,605	8,905
C9-A	0,476	0,579	0,476	0,557	0,381	0,494	0,381	0,459
C9-A	0,7	10,904	0,7	11,454	0,585	9,087	0,584	9,862
C9-B	0,509	0,61	0,509	0,591	0,411	0,529	0,412	0,496
C9-B	0,731	10,088	0,731	10,581	0,613	8,445	0,614	9,153
C10-A	0,473	0,586	0,473	0,545	0,372	0,502	0,371	0,445

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Columna	Fr (servicio)	Fr (Sismo)	Fr (servicio)	Fr (Sismo)	Fr (servicio)	Fr (Sismo)	Fr (servicio)	Fr (Sismo)
C10-A	0,697	10,874	0,697	11,17	0,573	9,225	0,573	9,651
C10-B	0,507	0,614	0,507	0,592	0,402	0,525	0,403	0,493
C10-B	0,729	10,146	0,729	10,521	0,602	8,58	0,603	9,124
C11-A	0,471	0,717	0,471	0,544	0,376	0,707	0,376	0,453
C11-A	0,695	11,586	0,694	11,506	0,579	10,092	0,578	9,938
C11-B	0,505	0,642	0,506	0,593	0,408	0,577	0,408	0,503
C11-B	0,727	10,534	0,727	10,805	0,609	8,968	0,609	9,373
C12-A	0,474	0,701	0,473	0,548	0,372	0,667	0,371	0,454
C12-A	0,697	11,517	0,697	11,397	0,574	10,122	0,573	9,873
C12-B	0,507	0,649	0,507	0,598	0,402	0,577	0,403	0,503
C12-B	0,729	10,608	0,729	10,745	0,602	9,126	0,603	9,344
C13-A	0,476	0,629	0,475	0,571	0,381	0,559	0,38	0,48
C13-A	0,7	11,942	0,7	11,877	0,584	10,351	0,584	10,28
C13-B	0,508	0,648	0,509	0,604	0,411	0,574	0,411	0,517
C13-B	0,73	11,018	0,73	11,013	0,612	9,567	0,613	9,58
C14-A	0,478	0,604	0,477	0,548	0,377	0,532	0,376	0,462
C14-A	0,702	11,873	0,702	11,769	0,579	10,352	0,579	10,217
C14-B	0,51	0,66	0,511	0,604	0,406	0,586	0,407	0,515
C14-B	0,733	11,211	0,733	11,066	0,607	9,821	0,608	9,639
C15-A	0,267	0,632	0,267	0,589	0,218	0,595	0,217	0,571
C15-A	0,383	11,77	0,382	11,5	0,321	10,403	0,321	10,028
C15-B	0,258	0,566	0,258	0,526	0,213	0,572	0,214	0,548
C15-B	0,38	11,236	0,375	10,939	0,317	10,016	0,318	9,586

Cerchas

Tabla 10.1.2 Factor de resistencia para el cordón superior e inferior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores.

Pórtico	Cordón	Combo	Fr	Cordón	Combo	Fr
1	INFERIOR	U2(T)	0,477	SUPERIOR	U2(C)	0,146
2		U2(T)	0,793		U2(C)	0,26
3		U2(T)	0,756		U2(C)	0,274
4		U2(T)	0,747		U2(C)	0,244
5		U2(T)	0,783		U2(C)	0,255
6		U2(T)	0,602		U2(C)	0,199
7		U2(T)	0,723		U2(C)	0,238
8		U2(T)	0,626		U2(C)	0,208
9		U2(T)	0,744		U2(C)	0,242
10		U2(T)	0,651		U2(C)	0,209
11		U2(T)	0,748		U2(C)	0,243
12		U2(T)	0,651		U2(C)	0,209
13		U2(T)	0,739		U2(C)	0,241
14		U2(T)	0,677		U2(C)	0,223
15		U2(T)	0,433		U2(C)	0,132

Tabla 10.1.3 Factor de resistencia para las verticales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores.

Cercha	Combo	Fr	Cercha	Combo	Fr
Cercha 1	U2(C)	0,813	Cercha 8	U1(C)	0,092
	U2(C)	0,679		U2(C)	0,058
	U2(T)	0,445		U2(T)	0,416
	U2(T)	0,272		U2(T)	0,29
	U2(T)	0,118		U2(T)	0,088
	U2(T)	0,05		U2(T)	0,028
	U2(C)	0,026		U2(C)	0,005
	U2(T)	0,05		U2(T)	0,027
	U2(T)	0,117		U2(T)	0,087
	U2(T)	0,272		U2(T)	0,282
	U2(T)	0,461		U2(T)	0,414

Tabla 10.1.4 Factor de resistencia para las diagonales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores.

Cercha	Combo	Fr	Cercha	Combo	Fr
Cercha 1	U2(C)	0,566	Cercha 8	U2(C)	0,597
	U2(C)	0,391		U2(C)	0,442
	U2(C)	0,292		U2(C)	0,327
	U2(C)	0,12		U2(C)	0,104
	U2(C)	0,046		U2(C)	0,033
	U2(C)	0,046		U2(C)	0,032
	U2(C)	0,118		U2(C)	0,103
	U2(C)	0,291		U2(C)	0,325
	U2(C)	0,392		U2(C)	0,442
	U2(C)	0,597		U2(C)	0,6

Tabla 10.1.5 Factor de resistencia para el cordón inferior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

Pórtico	Cordón	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
		Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
1	INFERIOR	U5SH(T)	0,519	U7SH(C) U5SH(T)	0,505 0,537	U5SH(T)	0,65	U2(T)	0,477
2		U2(T)	0,793	U7SH(C) U2(T)	0,378 0,793	U5SH(T)	0,982	U2(T)	0,795
3		U2(T)	0,723	U2(T)	0,723	U2(T)	0,724	U2(T)	0,724
4		U2(T)	0,747	U7SH(C)	0,355	U2(T)	0,749	U2(T)	0,749
5		U2(T)	0,783	U7SH(C) U2(T)	0,355 0,747	U2(T)	0,785	U2(T)	0,785
6		U2(T)	0,602	U2(T)	0,602	U5SH(T)	0,614	U2(T)	0,603
7		U2(T)	0,651	U2(T)	0,651	U5SH(T)	0,781	U2(T)	0,652
8		U2(T)	0,626	U2(T)	0,626	U2(T)	0,628	U2(T)	0,627
9		U2(T)	0,744	U2(T)	0,744	U2(T)	0,746	U2(T)	0,746
10		U2(T)	0,651	U2(T)	0,651	U5SH(T)	0,666	U2(T)	0,652
11		U2(T)	0,748	U2(T)	0,748	U5SH(T)	0,87	U2(T)	0,75
12		U2(T)	0,651	U2(T)	0,651	U5SH(T)	0,781	U2(T)	0,652
13		U2(T)	0,739	U2(T)	0,739	U5SH(T)	0,783	U2(T)	0,741
14		U2(T)	0,677	U7SH(C) U2(T)	0,357 0,677	U2(T)	0,678	U2(T)	0,678
15		U5SH(T)	0,524	U7SH(C) U5SH(T)	0,414 0,525	U5SH(T)	0,658	U2(T)	0,432

Tabla 10.1.6 Factor de resistencia para el cordón superior de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

Pórtico	Cordón	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
		Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
1	SUPERIOR	U2(C)	0,146	U2(C)	0,146	U2(C)	0,146	U2(C)	0,146
2		U2(C)	0,26	U2(C)	0,26	U2(C)	0,261	U2(C)	0,261
3		U2(C)	0,274	U2(C)	0,274	U2(C)	0,274	U2(C)	0,274
4		U2(C)	0,244	U2(C)	0,244	U2(C)	0,244	U2(C)	0,244
5		U2(C)	0,255	U2(C)	0,255	U2(C)	0,255	U2(C)	0,255
6		U2(C)	0,199	U2(C)	0,199	U2(C)	0,199	U2(C)	0,199
7		U2(C)	0,238	U2(C)	0,238	U2(C)	0,238	U2(C)	0,238
8		U2(C)	0,208	U2(C)	0,208	U2(C)	0,208	U2(C)	0,208
9		U2(C)	0,242	U2(C)	0,242	U2(C)	0,242	U2(C)	0,242
10		U2(C)	0,209	U2(C)	0,209	U2(C)	0,209	U2(C)	0,209
11		U2(C)	0,243	U2(C)	0,243	U2(C)	0,243	U2(C)	0,243
12		U2(C)	0,209	U2(C)	0,209	U2(C)	0,209	U2(C)	0,209
13		U2(C)	0,241	U2(C)	0,241	U2(C)	0,241	U2(C)	0,241
14		U2(C)	0,223	U2(C)	0,223	U2(C)	0,223	U2(C)	0,223
15		U2(C)	0,132	U2(C)	0,132	U2(C)	0,132	U2(C)	0,132

Tabla 10.1.7 Factor de resistencia para las verticales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 1	U5SH(C)	7,085	U5SH(C)	7,165	U5SH(C)	6,857	U5SH(C)	6,866
	U5SH(C)	7,088	U5SH(C)	7,108	U5SH(C)	6,765	U5SH(C)	6,802
	U5SH(T)	0,779	U5SH(T)	0,797	U5SH(T)	0,997	U5SH(T)	1,01
	U5SH(T)	0,514	U5SH(T)	0,584	U5SH(T)	0,618	U5SH(T)	0,639
	U5SH(T)	0,335	U5SH(T)	0,343	U5SH(T)	0,411	U5SH(T)	0,431
	U5SH(T)	0,173	U5SH(T)	0,181	U5SH(T)	0,212	U5SH(T)	0,232
	U5SH(C)	0,063	U5SH(C)	0,062	U5SH(C)	0,081	U5SH(C)	0,081
	U5SH(T)	0,174	U5SH(T)	0,182	U5SH(T)	0,212	U5SH(T)	0,233
	U5SH(T)	0,336	U5SH(T)	0,345	U5SH(T)	0,41	U5SH(T)	0,432
	U5SH(T)	0,519	U5SH(T)	0,588	U5SH(T)	0,621	U5SH(T)	0,644
	U5SH(T)	0,78	U5SH(T)	0,799	U5SH(T)	0,996	U5SH(T)	1,016
Cercha 2	U5SH(C)	9,213	U5SH(C)	8,766	U5SH(C)	10,54	U5SH(C)	8,269
	U5SH(C)	8,381	U5SH(C)	8,409	U5SH(C)	7,924	U5SH(C)	7,973
	U5SH(T)	0,824	U5SH(T)	0,86	U5SH(T)	1,138	U5SH(T)	1,157
	U5SH(T)	0,573	U5SH(T)	0,593	U5SH(T)	0,617	U5SH(T)	0,644
	U5SH(T)	0,31	U5SH(T)	0,322	U5SH(T)	0,395	U5SH(T)	0,419
	U5SH(T)	0,153	U5SH(T)	0,162	U5SH(T)	0,19	U5SH(T)	0,211
	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,045	U5SH(C)	0,067	U5SH(C)	0,065
	U5SH(T)	0,156	U5SH(T)	0,167	U5SH(T)	0,195	U5SH(T)	0,221
	U5SH(T)	0,316	U5SH(T)	0,327	U5SH(T)	0,401	U5SH(T)	0,429
	U5SH(T)	0,579	U5SH(T)	0,6	U5SH(T)	0,622	U5SH(T)	0,65
	U5SH(T)	0,823	U5SH(T)	0,844	U5SH(T)	1,141	U5SH(T)	1,166
Cercha 3	U5SH(C)	8,079	U5SH(C)	8,041	U5SH(C)	7,789	U5SH(C)	7,573
	U5SH(C)	7,936	U5SH(C)	7,961	U5SH(C)	7,51	U5SH(C)	7,554
	U5SH(T)	0,898	U5SH(T)	0,919	U5SH(T)	1,153	U5SH(T)	1,173
	U5SH(T)	0,611	U5SH(T)	0,626	U5SH(T)	0,658	U5SH(T)	0,677
	U5SH(T)	0,326	U5SH(T)	0,334	U5SH(T)	0,424	U5SH(T)	0,443
	U5SH(T)	0,158	U5SH(T)	0,165	U5SH(T)	0,199	U5SH(T)	0,217
	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,069	U5SH(C)	0,069
	U5SH(T)	0,164	U5SH(T)	0,171	U5SH(T)	0,209	U5SH(T)	0,228
	U5SH(T)	0,331	U5SH(T)	0,416	U5SH(T)	0,433	U5SH(T)	0,452
	U5SH(T)	0,621	U5SH(T)	0,637	U5SH(T)	0,667	U5SH(T)	0,688
	U5SH(T)	0,878	U5SH(T)	0,894	U5SH(T)	1,146	U5SH(T)	1,166
Cercha 4	U5SH(C)	8,098	U5SH(C)	8,097	U5SH(C)	7,64	U5SH(C)	7,623
	U5SH(C)	7,974	U5SH(C)	8,001	U5SH(C)	7,534	U5SH(C)	7,581
	U5SH(T)	0,83	U5SH(T)	0,846	U5SH(T)	1,085	U5SH(T)	1,101
	U5SH(T)	0,553	U5SH(T)	0,568	U5SH(T)	0,598	U5SH(T)	0,619
	U5SH(T)	0,307	U5SH(T)	0,315	U5SH(T)	0,386	U5SH(T)	0,406
	U5SH(T)	0,149	U5SH(T)	0,157	U5SH(T)	0,182	U5SH(T)	0,201
	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,066	U5SH(C)	0,066
	U5SH(T)	0,16	U5SH(T)	0,167	U5SH(T)	0,203	U5SH(T)	0,222
	U5SH(T)	0,317	U5SH(T)	0,324	U5SH(T)	0,405	U5SH(T)	0,424
	U5SH(T)	0,573	U5SH(T)	0,588	U5SH(T)	0,619	U5SH(T)	0,639
	U5SH(T)	0,803	U5SH(T)	0,82	U5SH(T)	1,076	U5SH(T)	1,095

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 5	U5SH(C)	8,252	U5SH(C)	8,29	U5SH(C)	7,779	U5SH(C)	7,83
	U5SH(C)	7,97	U5SH(C)	7,997	U5SH(C)	7,536	U5SH(C)	7,584
	U5SH(T)	0,882	U5SH(T)	0,897	U5SH(T)	1,128	U5SH(T)	1,146
	U5SH(T)	0,612	U5SH(T)	0,625	U5SH(T)	0,659	U5SH(T)	0,677
	U5SH(T)	0,326	U5SH(T)	0,333	U5SH(T)	0,42	U5SH(T)	0,438
	U5SH(T)	0,157	U5SH(T)	0,164	U5SH(T)	0,197	U5SH(T)	0,214
	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,068	U5SH(C)	0,068
	U5SH(T)	0,163	U5SH(T)	0,169	U5SH(T)	0,207	U5SH(T)	0,224
	U5SH(T)	0,33	U5SH(T)	0,336	U5SH(T)	0,428	U5SH(T)	0,446
	U5SH(T)	0,614	U5SH(T)	0,628	U5SH(T)	0,66	U5SH(T)	0,679
	U5SH(T)	0,868	U5SH(T)	0,883	U5SH(T)	1,139	U5SH(T)	1,157
Cercha 6	U5SH(C)	8,075	U5SH(C)	8,105	U5SH(C)	7,619	U5SH(C)	7,662
	U5SH(C)	7,962	U5SH(C)	7,989	U5SH(C)	7,52	U5SH(C)	7,567
	U5SH(T)	0,765	U5SH(T)	0,779	U5SH(T)	1,018	U5SH(T)	1,034
	U5SH(T)	0,547	U5SH(T)	0,559	U5SH(T)	0,593	U5SH(T)	0,61
	U5SH(T)	0,305	U5SH(T)	0,312	U5SH(T)	0,383	U5SH(T)	0,4
	U5SH(T)	0,152	U5SH(T)	0,158	U5SH(T)	0,189	U5SH(T)	0,205
	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,065	U5SH(C)	0,065
	U5SH(T)	0,153	U5SH(T)	0,158	U5SH(T)	0,189	U5SH(T)	0,204
	U5SH(T)	0,305	U5SH(T)	0,312	U5SH(T)	0,383	U5SH(T)	0,399
	U5SH(T)	0,544	U5SH(T)	0,556	U5SH(T)	0,59	U5SH(T)	0,607
	U5SH(T)	0,765	U5SH(T)	0,778	U5SH(T)	1,037	U5SH(T)	1,053
Cercha 7	U5SH(C)	8,021	U5SH(C)	8,056	U5SH(C)	7,575	U5SH(C)	7,624
	U5SH(C)	7,972	U5SH(C)	7,997	U5SH(C)	7,541	U5SH(C)	7,586
	U5SH(T)	0,854	U5SH(T)	0,866	U5SH(T)	1,107	U5SH(T)	1,121
	U5SH(T)	0,6	U5SH(T)	0,611	U5SH(T)	0,646	U5SH(T)	0,662
	U5SH(T)	0,322	U5SH(T)	0,328	U5SH(T)	0,416	U5SH(T)	0,431
	U5SH(T)	0,157	U5SH(T)	0,162	U5SH(T)	0,199	U5SH(T)	0,212
	U5SH(C)	0,047	U5SH(C)	0,047	U5SH(C)	0,068	U5SH(C)	0,068
	U5SH(T)	0,158	U5SH(T)	0,163	U5SH(T)	0,2	U5SH(T)	0,214
	U5SH(T)	0,323	U5SH(T)	0,329	U5SH(T)	0,418	U5SH(T)	0,432
	U5SH(T)	0,601	U5SH(T)	0,612	U5SH(T)	0,648	U5SH(T)	0,663
	U5SH(T)	0,852	U5SH(T)	0,864	U5SH(T)	1,124	U5SH(T)	1,138
Cercha 8	U5SH(C)	8,017	U5SH(C)	8,048	U5SH(C)	7,573	U5SH(C)	7,613
	U5SH(C)	7,923	U5SH(C)	7,95	U5SH(C)	7,487	U5SH(C)	7,534
	U5SH(T)	0,773	U5SH(T)	0,784	U5SH(T)	1,026	U5SH(T)	1,036
	U5SH(T)	0,553	U5SH(T)	0,562	U5SH(T)	0,601	U5SH(T)	0,613
	U5SH(T)	0,307	U5SH(T)	0,312	U5SH(T)	0,388	U5SH(T)	0,4
	U5SH(T)	0,153	U5SH(T)	0,157	U5SH(T)	0,191	U5SH(T)	0,202
	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,066	U5SH(C)	0,066
	U5SH(T)	0,153	U5SH(T)	0,157	U5SH(T)	0,191	U5SH(T)	0,202
	U5SH(T)	0,307	U5SH(T)	0,312	U5SH(T)	0,388	U5SH(T)	0,399
	U5SH(T)	0,549	U5SH(T)	0,558	U5SH(T)	0,597	U5SH(T)	0,61
	U5SH(T)	0,773	U5SH(T)	0,783	U5SH(T)	1,044	U5SH(T)	1,055

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 9	U5SH(C)	8,235	U5SH(C)	8,271	U5SH(C)	7,763	U5SH(C)	7,816
	U5SH(C)	7,934	U5SH(C)	7,96	U5SH(C)	7,507	U5SH(C)	7,552
	U5SH(T)	0,878	U5SH(T)	0,888	U5SH(T)	1,129	U5SH(T)	1,139
	U5SH(T)	0,608	U5SH(T)	0,616	U5SH(T)	0,657	U5SH(T)	0,668
	U5SH(T)	0,323	U5SH(T)	0,327	U5SH(T)	0,419	U5SH(T)	0,429
	U5SH(T)	0,156	U5SH(T)	0,16	U5SH(T)	0,198	U5SH(T)	0,207
	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,068	U5SH(C)	0,068
	U5SH(T)	0,163	U5SH(T)	0,166	U5SH(T)	0,21	U5SH(T)	0,219
	U5SH(T)	0,328	U5SH(T)	0,332	U5SH(T)	0,429	U5SH(T)	0,439
	U5SH(T)	0,611	U5SH(T)	0,619	U5SH(T)	0,659	U5SH(T)	0,67
	U5SH(T)	0,863	U5SH(T)	0,872	U5SH(T)	1,133	U5SH(T)	1,143
	U5SH(C)	8,113	U5SH(C)	8,027	U5SH(C)	7,79	U5SH(C)	7,559
Cercha 10	U5SH(C)	7,926	U5SH(C)	7,952	U5SH(C)	7,491	U5SH(C)	7,536
	U5SH(T)	0,817	U5SH(T)	0,824	U5SH(T)	1,075	U5SH(T)	1,077
	U5SH(T)	0,54	U5SH(T)	0,547	U5SH(T)	0,587	U5SH(T)	0,598
	U5SH(T)	0,304	U5SH(T)	0,308	U5SH(T)	0,382	U5SH(T)	0,391
	U5SH(T)	0,149	U5SH(T)	0,152	U5SH(T)	0,183	U5SH(T)	0,192
	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,066	U5SH(C)	0,066
	U5SH(T)	0,161	U5SH(T)	0,164	U5SH(T)	0,208	U5SH(T)	0,216
	U5SH(T)	0,315	U5SH(T)	0,319	U5SH(T)	0,404	U5SH(T)	0,413
	U5SH(T)	0,565	U5SH(T)	0,571	U5SH(T)	0,613	U5SH(T)	0,623
	U5SH(T)	0,789	U5SH(T)	0,796	U5SH(T)	1,061	U5SH(T)	1,068
	U5SH(C)	8,231	U5SH(C)	7,979	U5SH(C)	9,825	U5SH(C)	7,515
	U5SH(C)	7,931	U5SH(C)	7,956	U5SH(C)	7,503	U5SH(C)	7,548
Cercha 11	U5SH(T)	0,884	U5SH(T)	0,899	U5SH(T)	1,153	U5SH(T)	1,151
	U5SH(T)	0,607	U5SH(T)	0,609	U5SH(T)	0,666	U5SH(T)	0,659
	U5SH(T)	0,328	U5SH(T)	0,327	U5SH(T)	0,433	U5SH(T)	0,43
	U5SH(T)	0,161	U5SH(T)	0,161	U5SH(T)	0,209	U5SH(T)	0,209
	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,047	U5SH(C)	0,069	U5SH(C)	0,068
	U5SH(T)	0,165	U5SH(T)	0,167	U5SH(T)	0,215	U5SH(T)	0,221
	U5SH(T)	0,331	U5SH(T)	0,333	U5SH(T)	0,434	U5SH(T)	0,441
	U5SH(T)	0,616	U5SH(T)	0,622	U5SH(T)	0,664	U5SH(T)	0,673
	U5SH(T)	0,868	U5SH(T)	0,875	U5SH(T)	1,137	U5SH(T)	1,147
	U7SH(C)	8,288	U5SH(C)	8,033	U5SH(C)	10,01	U5SH(C)	7,566
	U5SH(T)	9,138	U5SH(C)	7,969	U5SH(C)	7,507	U5SH(C)	7,552
	U5SH(C)	7,943	U5SH(T)	0,828	U5SH(T)	1,091	U5SH(T)	1,082
Cercha 12	U5SH(T)	0,813	U5SH(T)	0,55	U5SH(T)	0,59	U5SH(T)	0,601
	U5SH(T)	0,543	U5SH(T)	0,309	U5SH(T)	0,384	U5SH(T)	0,394
	U5SH(T)	0,304	U5SH(T)	0,153	U5SH(T)	0,19	U5SH(T)	0,195
	U5SH(T)	0,15	U5SH(C)	0,046	U5SH(C)	0,067	U5SH(C)	0,066
	U5SH(C)	0,047	U5SH(T)	0,166	U5SH(T)	0,212	U5SH(T)	0,219
	U5SH(T)	0,163	U5SH(T)	0,32	U5SH(T)	0,408	U5SH(T)	0,416
	U5SH(T)	0,317	U5SH(T)	0,574	U5SH(T)	0,617	U5SH(T)	0,626
	U5SH(T)	0,569	U5SH(T)	0,8	U5SH(T)	1,068	U5SH(T)	1,074

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 13	U5SH(T)	0,793	U5SH(C)	8,196	U5SH(C)	7,669	U5SH(C)	7,741
	U5SH(C)	8,12	U5SH(C)	7,924	U5SH(C)	7,473	U5SH(C)	7,52
	U5SH(C)	7,897	U5SH(T)	0,892	U5SH(T)	1,139	U5SH(T)	1,142
	U5SH(T)	0,889	U5SH(T)	0,621	U5SH(T)	0,67	U5SH(T)	0,673
	U5SH(T)	0,618	U5SH(T)	0,33	U5SH(T)	0,432	U5SH(T)	0,435
	U5SH(T)	0,329	U5SH(T)	0,163	U5SH(T)	0,21	U5SH(T)	0,213
	U5SH(T)	0,162	U5SH(C)	0,048	U5SH(C)	0,069	U5SH(C)	0,069
	U5SH(C)	0,049	U5SH(T)	0,169	U5SH(T)	0,222	U5SH(T)	0,225
	U5SH(T)	0,168	U5SH(T)	0,335	U5SH(T)	0,441	U5SH(T)	0,445
	U5SH(T)	0,334	U5SH(T)	0,624	U5SH(T)	0,671	U5SH(T)	0,676
	U5SH(T)	0,621	U5SH(T)	0,876	U5SH(T)	1,142	U5SH(T)	1,145
Cercha 14	U5SH(T)	0,872	U5SH(C)	8,42	U5SH(C)	7,945	U5SH(C)	7,96
	U5SH(C)	8,403	U5SH(C)	8,381	U5SH(C)	7,902	U5SH(C)	7,948
	U5SH(C)	8,355	U5SH(T)	0,821	U5SH(T)	1,11	U5SH(T)	1,111
	U5SH(T)	0,817	U5SH(T)	0,586	U5SH(T)	0,632	U5SH(T)	0,636
	U5SH(T)	0,583	U5SH(T)	0,321	U5SH(T)	0,413	U5SH(T)	0,416
	U5SH(T)	0,319	U5SH(T)	0,162	U5SH(T)	0,21	U5SH(T)	0,212
	U5SH(T)	0,161	U5SH(C)	0,045	U5SH(C)	0,065	U5SH(C)	0,065
	U5SH(C)	0,045	U5SH(T)	0,162	U5SH(T)	0,21	U5SH(T)	0,212
	U5SH(T)	0,162	U5SH(T)	0,32	U5SH(T)	0,412	U5SH(T)	0,415
	U5SH(T)	0,319	U5SH(T)	0,58	U5SH(T)	0,628	U5SH(T)	0,631
	U5SH(T)	0,578	U5SH(T)	0,818	U5SH(T)	1,137	U5SH(T)	1,138
Cercha 15	U5SH(T)	0,816	U5SH(C)	7,041	U5SH(C)	6,703	U5SH(C)	6,747
	U5SH(C)	7,012	U5SH(C)	7,079	U5SH(C)	6,737	U5SH(C)	6,776
	U5SH(C)	7,057	U5SH(T)	0,785	U5SH(T)	0,995	U5SH(T)	0,993
	U5SH(T)	0,784	U5SH(T)	0,577	U5SH(T)	0,632	U5SH(T)	0,633
	U5SH(T)	0,577	U5SH(T)	0,339	U5SH(T)	0,423	U5SH(T)	0,423
	U5SH(T)	0,338	U5SH(T)	0,178	U5SH(T)	0,228	U5SH(T)	0,227
	U5SH(T)	0,178	U5SH(C)	0,061	U5SH(C)	0,079	U5SH(C)	0,079
	U5SH(C)	0,061	U5SH(T)	0,18	U5SH(T)	0,23	U5SH(T)	0,228
	U5SH(T)	0,18	U5SH(T)	0,341	U5SH(T)	0,426	U5SH(T)	0,425
	U5SH(T)	0,341	U5SH(T)	0,579	U5SH(T)	0,634	U5SH(T)	0,634
	U5SH(T)	0,579	U5SH(T)	0,786	U5SH(T)	1,003	U5SH(T)	1,001

Tabla 10.1.8 Factor de resistencia para las diagonales de la cercha - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 1	U5SH(C)	1,256	U5SH(C)	1,271	U5SH(C)	1,147	U5SH(C)	1,159
	U5SH(C)	0,712	U5SH(C)	0,731	U5SH(C)	0,765	U5SH(C)	0,787
	U5SH(C)	0,509	U5SH(C)	0,528	U5SH(C)	0,553	U5SH(C)	0,576
	U5SH(C)	0,283	U5SH(C)	0,292	U5SH(C)	0,362	U5SH(C)	0,385
	U5SH(C)	0,148	U5SH(C)	0,158	U5SH(C)	0,187	U5SH(C)	0,21
	U5SH(C)	0,148	U5SH(C)	0,158	U5SH(C)	0,186	U5SH(C)	0,209
	U5SH(C)	0,283	U5SH(C)	0,293	U5SH(C)	0,362	U5SH(C)	0,386
	U5SH(C)	0,51	U5SH(C)	0,529	U5SH(C)	0,553	U5SH(C)	0,577
	U5SH(C)	0,72	U5SH(C)	0,74	U5SH(C)	0,772	U5SH(C)	0,796
	U5SH(C)	1,261	U5SH(C)	1,283	U5SH(C)	1,142	U5SH(C)	1,169
Cercha 2	U5SH(C)	1,287	U5SH(C)	1,333	U5SH(C)	1,331	U5SH(C)	1,211
	U5SH(C)	0,771	U5SH(C)	0,789	U5SH(C)	0,823	U5SH(C)	0,842
	U5SH(C)	0,521	U5SH(C)	0,547	U5SH(C)	0,553	U5SH(C)	0,586
	U5SH(C)	0,267	U5SH(C)	0,279	U5SH(C)	0,357	U5SH(C)	0,384
	U5SH(C)	0,131	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,165	U5SH(C)	0,191
	U5SH(C)	0,135	U5SH(C)	0,146	U5SH(C)	0,172	U5SH(C)	0,202
	U5SH(C)	0,273	U5SH(C)	0,367	U5SH(C)	0,365	U5SH(C)	0,395
	U5SH(C)	0,533	U5SH(C)	0,556	U5SH(C)	0,567	U5SH(C)	0,597
	U5SH(C)	0,744	U5SH(C)	0,766	U5SH(C)	0,787	U5SH(C)	0,817
	U5SH(C)	1,262	U5SH(C)	1,287	U5SH(C)	1,127	U5SH(C)	1,16
Cercha 3	U5SH(C)	1,382	U5SH(C)	1,404	U5SH(C)	1,263	U5SH(C)	1,281
	U5SH(C)	0,843	U5SH(C)	0,86	U5SH(C)	0,891	U5SH(C)	0,911
	U5SH(C)	0,568	U5SH(C)	0,586	U5SH(C)	0,605	U5SH(C)	0,628
	U5SH(C)	0,365	U5SH(C)	0,382	U5SH(C)	0,388	U5SH(C)	0,409
	U5SH(C)	0,136	U5SH(C)	0,144	U5SH(C)	0,175	U5SH(C)	0,196
	U5SH(C)	0,142	U5SH(C)	0,15	U5SH(C)	0,186	U5SH(C)	0,208
	U5SH(C)	0,376	U5SH(C)	0,393	U5SH(C)	0,399	U5SH(C)	0,42
	U5SH(C)	0,581	U5SH(C)	0,598	U5SH(C)	0,618	U5SH(C)	0,641
	U5SH(C)	0,811	U5SH(C)	0,828	U5SH(C)	0,856	U5SH(C)	0,879
	U5SH(C)	1,366	U5SH(C)	1,386	U5SH(C)	1,236	U5SH(C)	1,264
Cercha 4	U5SH(C)	1,304	U5SH(C)	1,324	U5SH(C)	1,174	U5SH(C)	1,201
	U5SH(C)	0,764	U5SH(C)	0,781	U5SH(C)	0,81	U5SH(C)	0,833
	U5SH(C)	0,503	U5SH(C)	0,52	U5SH(C)	0,539	U5SH(C)	0,561
	U5SH(C)	0,262	U5SH(C)	0,271	U5SH(C)	0,346	U5SH(C)	0,368
	U5SH(C)	0,127	U5SH(C)	0,135	U5SH(C)	0,158	U5SH(C)	0,179
	U5SH(C)	0,139	U5SH(C)	0,147	U5SH(C)	0,181	U5SH(C)	0,202
	U5SH(C)	0,274	U5SH(C)	0,282	U5SH(C)	0,367	U5SH(C)	0,389
	U5SH(C)	0,526	U5SH(C)	0,542	U5SH(C)	0,563	U5SH(C)	0,585
	U5SH(C)	0,731	U5SH(C)	0,748	U5SH(C)	0,777	U5SH(C)	0,799
	U5SH(C)	1,25	U5SH(C)	1,27	U5SH(C)	1,12	U5SH(C)	1,147

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 5	U5SH(C)	1,396	U5SH(C)	1,415	U5SH(C)	1,27	U5SH(C)	1,296
	U5SH(C)	0,829	U5SH(C)	0,844	U5SH(C)	0,877	U5SH(C)	0,898
	U5SH(C)	0,566	U5SH(C)	0,581	U5SH(C)	0,601	U5SH(C)	0,621
	U5SH(C)	0,283	U5SH(C)	0,375	U5SH(C)	0,383	U5SH(C)	0,403
	U5SH(C)	0,135	U5SH(C)	0,142	U5SH(C)	0,173	U5SH(C)	0,192
	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,148	U5SH(C)	0,184	U5SH(C)	0,203
	U5SH(C)	0,37	U5SH(C)	0,384	U5SH(C)	0,393	U5SH(C)	0,412
	U5SH(C)	0,572	U5SH(C)	0,586	U5SH(C)	0,61	U5SH(C)	0,63
	U5SH(C)	0,8	U5SH(C)	0,815	U5SH(C)	0,846	U5SH(C)	0,866
	U5SH(C)	1,35	U5SH(C)	1,368	U5SH(C)	1,22	U5SH(C)	1,245
Cercha 6	U5SH(C)	1,209	U5SH(C)	1,227	U5SH(C)	1,08	U5SH(C)	1,104
	U5SH(C)	0,692	U5SH(C)	0,706	U5SH(C)	0,738	U5SH(C)	0,758
	U5SH(C)	0,495	U5SH(C)	0,509	U5SH(C)	0,532	U5SH(C)	0,551
	U5SH(C)	0,261	U5SH(C)	0,268	U5SH(C)	0,344	U5SH(C)	0,362
	U5SH(C)	0,131	U5SH(C)	0,137	U5SH(C)	0,167	U5SH(C)	0,184
	U5SH(C)	0,131	U5SH(C)	0,137	U5SH(C)	0,166	U5SH(C)	0,183
	U5SH(C)	0,261	U5SH(C)	0,268	U5SH(C)	0,343	U5SH(C)	0,361
	U5SH(C)	0,492	U5SH(C)	0,506	U5SH(C)	0,531	U5SH(C)	0,549
	U5SH(C)	0,69	U5SH(C)	0,704	U5SH(C)	0,737	U5SH(C)	0,756
	U5SH(C)	1,198	U5SH(C)	1,214	U5SH(C)	1,069	U5SH(C)	1,092
Cercha 7	U5SH(C)	1,342	U5SH(C)	1,358	U5SH(C)	1,211	U5SH(C)	1,233
	U5SH(C)	0,784	U5SH(C)	0,796	U5SH(C)	0,83	U5SH(C)	0,847
	U5SH(C)	0,556	U5SH(C)	0,569	U5SH(C)	0,594	U5SH(C)	0,611
	U5SH(C)	0,28	U5SH(C)	0,369	U5SH(C)	0,38	U5SH(C)	0,396
	U5SH(C)	0,135	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,175	U5SH(C)	0,191
	U5SH(C)	0,136	U5SH(C)	0,142	U5SH(C)	0,177	U5SH(C)	0,192
	U5SH(C)	0,28	U5SH(C)	0,369	U5SH(C)	0,382	U5SH(C)	0,398
	U5SH(C)	0,557	U5SH(C)	0,569	U5SH(C)	0,596	U5SH(C)	0,612
	U5SH(C)	0,783	U5SH(C)	0,794	U5SH(C)	0,829	U5SH(C)	0,846
	U5SH(C)	1,33	U5SH(C)	1,344	U5SH(C)	1,2	U5SH(C)	1,221
Cercha 8	U5SH(C)	1,224	U5SH(C)	1,237	U5SH(C)	1,097	U5SH(C)	1,115
	U5SH(C)	0,702	U5SH(C)	0,712	U5SH(C)	0,75	U5SH(C)	0,764
	U5SH(C)	0,502	U5SH(C)	0,512	U5SH(C)	0,54	U5SH(C)	0,554
	U5SH(C)	0,263	U5SH(C)	0,268	U5SH(C)	0,349	U5SH(C)	0,362
	U5SH(C)	0,131	U5SH(C)	0,136	U5SH(C)	0,169	U5SH(C)	0,181
	U5SH(C)	0,131	U5SH(C)	0,136	U5SH(C)	0,168	U5SH(C)	0,18
	U5SH(C)	0,263	U5SH(C)	0,268	U5SH(C)	0,348	U5SH(C)	0,361
	U5SH(C)	0,499	U5SH(C)	0,508	U5SH(C)	0,539	U5SH(C)	0,552
	U5SH(C)	0,699	U5SH(C)	0,709	U5SH(C)	0,747	U5SH(C)	0,761
	U5SH(C)	1,213	U5SH(C)	1,225	U5SH(C)	1,086	U5SH(C)	1,103

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 9	U5SH(C)	1,397	U5SH(C)	1,41	U5SH(C)	1,275	U5SH(C)	1,291
	U5SH(C)	0,826	U5SH(C)	0,835	U5SH(C)	0,876	U5SH(C)	0,888
	U5SH(C)	0,562	U5SH(C)	0,571	U5SH(C)	0,599	U5SH(C)	0,611
	U5SH(C)	0,28	U5SH(C)	0,366	U5SH(C)	0,383	U5SH(C)	0,394
	U5SH(C)	0,134	U5SH(C)	0,138	U5SH(C)	0,174	U5SH(C)	0,185
	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,145	U5SH(C)	0,187	U5SH(C)	0,198
	U5SH(C)	0,369	U5SH(C)	0,377	U5SH(C)	0,394	U5SH(C)	0,405
	U5SH(C)	0,569	U5SH(C)	0,577	U5SH(C)	0,609	U5SH(C)	0,621
	U5SH(C)	0,795	U5SH(C)	0,804	U5SH(C)	0,843	U5SH(C)	0,855
	U5SH(C)	1,346	U5SH(C)	1,357	U5SH(C)	1,218	U5SH(C)	1,234
Cercha 10	U5SH(C)	1,294	U5SH(C)	1,304	U5SH(C)	1,167	U5SH(C)	1,181
	U5SH(C)	0,749	U5SH(C)	0,758	U5SH(C)	0,797	U5SH(C)	0,81
	U5SH(C)	0,489	U5SH(C)	0,497	U5SH(C)	0,528	U5SH(C)	0,539
	U5SH(C)	0,259	U5SH(C)	0,263	U5SH(C)	0,341	U5SH(C)	0,351
	U5SH(C)	0,127	U5SH(C)	0,13	U5SH(C)	0,16	U5SH(C)	0,17
	U5SH(C)	0,14	U5SH(C)	0,144	U5SH(C)	0,187	U5SH(C)	0,196
	U5SH(C)	0,272	U5SH(C)	0,275	U5SH(C)	0,367	U5SH(C)	0,377
	U5SH(C)	0,516	U5SH(C)	0,523	U5SH(C)	0,557	U5SH(C)	0,567
	U5SH(C)	0,716	U5SH(C)	0,723	U5SH(C)	0,765	U5SH(C)	0,776
	U5SH(C)	1,23	U5SH(C)	1,239	U5SH(C)	1,103	U5SH(C)	1,118
Cercha 11	U5SH(C)	1,391	U5SH(C)	1,382	U5SH(C)	1,393	U5SH(C)	1,258
	U5SH(C)	0,837	U5SH(C)	0,835	U5SH(C)	0,903	U5SH(C)	0,885
	U5SH(C)	0,561	U5SH(C)	0,567	U5SH(C)	0,609	U5SH(C)	0,609
	U5SH(C)	0,285	U5SH(C)	0,368	U5SH(C)	0,395	U5SH(C)	0,396
	U5SH(C)	0,138	U5SH(C)	0,139	U5SH(C)	0,184	U5SH(C)	0,187
	U5SH(C)	0,143	U5SH(C)	0,146	U5SH(C)	0,193	U5SH(C)	0,201
	U5SH(C)	0,374	U5SH(C)	0,38	U5SH(C)	0,4	U5SH(C)	0,408
	U5SH(C)	0,574	U5SH(C)	0,581	U5SH(C)	0,615	U5SH(C)	0,624
	U5SH(C)	0,8	U5SH(C)	0,807	U5SH(C)	0,848	U5SH(C)	0,859
	U5SH(C)	1,351	U5SH(C)	1,361	U5SH(C)	1,224	U5SH(C)	1,239
Cercha 12	U5SH(C)	1,282	U5SH(C)	1,309	U5SH(C)	1,37	U5SH(C)	1,186
	U5SH(C)	0,754	U5SH(C)	0,761	U5SH(C)	0,804	U5SH(C)	0,813
	U5SH(C)	0,491	U5SH(C)	0,5	U5SH(C)	0,529	U5SH(C)	0,542
	U5SH(C)	0,26	U5SH(C)	0,264	U5SH(C)	0,345	U5SH(C)	0,354
	U5SH(C)	0,128	U5SH(C)	0,132	U5SH(C)	0,166	U5SH(C)	0,173
	U5SH(C)	0,142	U5SH(C)	0,145	U5SH(C)	0,191	U5SH(C)	0,199
	U5SH(C)	0,274	U5SH(C)	0,277	U5SH(C)	0,371	U5SH(C)	0,38
	U5SH(C)	0,521	U5SH(C)	0,527	U5SH(C)	0,561	U5SH(C)	0,57
	U5SH(C)	0,721	U5SH(C)	0,727	U5SH(C)	0,77	U5SH(C)	0,779
	U5SH(C)	1,236	U5SH(C)	1,244	U5SH(C)	1,109	U5SH(C)	1,121
Cercha 13	U5SH(C)	1,415	U5SH(C)	1,415	U5SH(C)	1,304	U5SH(C)	1,297
	U5SH(C)	0,837	U5SH(C)	0,84	U5SH(C)	0,89	U5SH(C)	0,894
	U5SH(C)	0,574	U5SH(C)	0,577	U5SH(C)	0,614	U5SH(C)	0,617
	U5SH(C)	0,369	U5SH(C)	0,372	U5SH(C)	0,397	U5SH(C)	0,4
	U5SH(C)	0,14	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,188	U5SH(C)	0,191
	U5SH(C)	0,147	U5SH(C)	0,148	U5SH(C)	0,201	U5SH(C)	0,204
	U5SH(C)	0,381	U5SH(C)	0,383	U5SH(C)	0,407	U5SH(C)	0,411
	U5SH(C)	0,58	U5SH(C)	0,583	U5SH(C)	0,622	U5SH(C)	0,627
	U5SH(C)	0,806	U5SH(C)	0,809	U5SH(C)	0,855	U5SH(C)	0,861
	U5SH(C)	1,357	U5SH(C)	1,362	U5SH(C)	1,231	U5SH(C)	1,24

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Cercha	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Cercha 14	U5SH(C)	1,272	U5SH(C)	1,278	U5SH(C)	1,139	U5SH(C)	1,149
	U5SH(C)	0,741	U5SH(C)	0,744	U5SH(C)	0,79	U5SH(C)	0,794
	U5SH(C)	0,535	U5SH(C)	0,538	U5SH(C)	0,574	U5SH(C)	0,578
	U5SH(C)	0,276	U5SH(C)	0,278	U5SH(C)	0,377	U5SH(C)	0,379
	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,142	U5SH(C)	0,19	U5SH(C)	0,192
	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,141	U5SH(C)	0,189	U5SH(C)	0,191
	U5SH(C)	0,276	U5SH(C)	0,277	U5SH(C)	0,376	U5SH(C)	0,378
	U5SH(C)	0,531	U5SH(C)	0,533	U5SH(C)	0,572	U5SH(C)	0,575
	U5SH(C)	0,737	U5SH(C)	0,738	U5SH(C)	0,786	U5SH(C)	0,79
	U5SH(C)	1,249	U5SH(C)	1,253	U5SH(C)	1,12	U5SH(C)	1,127
Cercha 15	U5SH(C)	1,26	U5SH(C)	1,263	U5SH(C)	1,149	U5SH(C)	1,153
	U5SH(C)	0,726	U5SH(C)	0,726	U5SH(C)	0,783	U5SH(C)	0,784
	U5SH(C)	0,518	U5SH(C)	0,517	U5SH(C)	0,566	U5SH(C)	0,566
	U5SH(C)	0,287	U5SH(C)	0,287	U5SH(C)	0,378	U5SH(C)	0,377
	U5SH(C)	0,155	U5SH(C)	0,154	U5SH(C)	0,205	U5SH(C)	0,204
	U5SH(C)	0,156	U5SH(C)	0,156	U5SH(C)	0,207	U5SH(C)	0,205
	U5SH(C)	0,289	U5SH(C)	0,289	U5SH(C)	0,38	U5SH(C)	0,379
	U5SH(C)	0,52	U5SH(C)	0,519	U5SH(C)	0,568	U5SH(C)	0,567
	U5SH(C)	0,727	U5SH(C)	0,727	U5SH(C)	0,783	U5SH(C)	0,784
	U5SH(C)	1,265	U5SH(C)	1,268	U5SH(C)	1,15	U5SH(C)	1,155

Techo

Tabla 10.1.9 Factor de resistencia para las correas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores.

CORREA	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
CORREA 1 (1-2)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (2-3)	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (3-4)	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (4-5)	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (5-6)	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (6-7)	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,855
CORREA 1 (7-8)	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,855
CORREA 1 (8-9)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,543	U3(T)	0,855
CORREA 1 (9-10)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (10-11)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (11-12)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (12-13)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (13-14)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (14-15)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(C)	0,788
CORREA 2 (1-2)	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U1(T)	0,155
CORREA 2 (2-3)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,788
CORREA 2 (3-4)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,788
CORREA 2 (4-5)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,788
CORREA 2 (5-6)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,788
CORREA 2 (6-7)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,788
CORREA 2 (7-8)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,856
CORREA 2 (8-9)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(T)	0,855	U3(C)	0,856
CORREA 2 (9-10)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 2 (10-11)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U1(T)	0,155	U3(C)	0,856
CORREA 2 (11-12)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 2 (12-13)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 2 (13-14)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 2 (14-15)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 3 (1-2)	U3(T)	0,521	U3(T)	0,521	U3(T)	0,48	U3(C)	0,418
CORREA 3 (2-3)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U3(T)	0,522	U3(C)	0,418
CORREA 3 (3-4)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U3(T)	0,522	U3(C)	0,418
CORREA 3 (4-5)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U3(T)	0,522	U3(C)	0,418
CORREA 3 (5-6)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U3(T)	0,522	U3(C)	0,417
CORREA 3 (6-7)	U3(C)	0,417	U3(C)	0,417	U3(T)	0,522	U3(C)	0,417
CORREA 3 (7-8)	U3(C)	0,417	U3(C)	0,417	U3(T)	0,522	U3(C)	0,453
CORREA 3 (7-8)	U2(T)	0,192	U2(T)	0,192				
CORREA 3 (8-9)	U3(C)	0,453	U3(C)	0,453	U3(T)	0,522	U3(C)	0,453
CORREA 3 (8-9)	U2(T)	0,209	U2(T)	0,209				
CORREA 3 (9-10)	U3(C)	0,453	U3(C)	0,453	U3(T)	0,521	U3(C)	0,453
CORREA 3 (9-10)	U2(T)	0,209	U2(T)	0,209	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (9-10)	U3(C)	0,453	U3(C)	0,453	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (11-12)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
CORREA	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
CORREA 3 (12-13)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (13-14)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,417	U3(C)	0,454
CORREA 3 (14-15)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,417	U3(T)	0,5
CORREA 4 (1-2)	U3(C)	0,455	U3(C)	0,455	U3(C)	0,453	U3(T)	0,5
CORREA 4 (2-3)	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5	U3(C)	0,453	U3(T)	0,5
CORREA 4 (3-4)	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5	U3(C)	0,453	U3(T)	0,5
CORREA 4 (4-5)	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5	U3(C)	0,454	U3(T)	0,5
CORREA 4 (5-6)	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5	U3(C)	0,454	U3(T)	0,5
CORREA 4 (6-7)	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5	U3(C)	0,454	U3(T)	0,543
CORREA 4 (7-8)	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5	U3(C)	0,454	U3(T)	0,543
CORREA 4 (8-9)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(C)	0,454	U3(T)	0,543
CORREA 4 (9-10)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (9-10)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (11-12)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (12-13)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (13-14)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (14-15)	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,788
CORREA 5 (1-2)	U3(T)	1,008	U3(T)	1,008	U3(T)	0,93	U3(C)	0,956
CORREA 5 (2-3)	U3(C)	0,956	U3(C)	0,956	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (3-4)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (4-5)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,956	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (5-6)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (6-7)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (7-8)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	1,038
CORREA 5 (8-9)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(T)	1,01	U3(C)	1,038
CORREA 5 (9-10)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(T)	1,008	U3(C)	1,038
CORREA 5 (10-11)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,956	U3(C)	1,038
CORREA 5 (11-12)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,038
CORREA 5 (12-13)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,038
CORREA 5 (13-14)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,038
CORREA 5 (14-15)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,039
CORREA 6 (1-2)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(T)	0,929
CORREA 6 (2-3)	U3(T)	0,928	U3(T)	0,928	U3(C)	0,856	U3(T)	0,93
CORREA 6 (3-4)	U3(T)	0,929	U3(T)	0,929	U3(C)	0,856	U3(T)	0,93
CORREA 6 (4-5)	U3(T)	0,929	U3(T)	0,929	U3(C)	0,856	U3(T)	0,93
CORREA 6 (5-6)	U3(T)	0,929	U3(T)	0,929	U3(C)	0,856	U3(T)	0,93
CORREA 6 (6-7)	U3(T)	0,93	U3(T)	0,93	U3(C)	0,856	U3(T)	0,93
CORREA 6 (7-8)	U3(T)	0,93	U3(T)	0,93	U3(C)	0,856	U3(T)	1,01
CORREA 6 (8-9)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(C)	0,856	U3(T)	1,01
CORREA 6 (9-10)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(C)	0,856	U3(T)	1,01
CORREA 6 (10-11)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(T)	0,929	U3(T)	1,01
CORREA 6 (11-12)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(T)	0,93	U3(T)	1,01
CORREA 6 (12-13)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(T)	0,93	U3(T)	1,01
CORREA 6 (13-14)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(T)	0,93	U3(T)	1,01
CORREA 6 (14-15)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(T)	0,93	U3(T)	1,008

Tabla 10.1.10 Factor de resistencia para las correas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

Correa y eje	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
CORREA 3 (1-2)	U5SH(C)	0,139	U5SH(C)	0,139	U5SH(C)	0,113	U3(C)	0,418
	U3(T)	0,521	U3(T)	0,521	U3(T)	0,48		
CORREA 3 (2-3)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U7SH(C)	0,066	U3(C)	0,418
					U3(T)	0,522		
CORREA 3 (3-4)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U3(T)	0,522	U3(C)	0,418
CORREA 3 (4-5)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U7SH(C)	0,066	U3(C)	0,418
					U3(T)	0,522		
CORREA 3 (5-6)	U3(C)	0,418	U3(C)	0,418	U5SH(C)	0,123	U3(C)	0,417
					U3(T)	0,522		
CORREA 3 (6-7)	U3(C)	0,417	U3(C)	0,417	U5SH(C)	0,126	U3(C)	0,417
					U3(T)	0,522		
CORREA 3 (7-8)	U3(C)	0,417	U3(C)	0,417	U5SH(C)	0,13	U3(C)	0,453
	U2(T)	0,192	U2(T)	0,192	U3(T)	0,522		
CORREA 3 (8-9)	U3(C)	0,453	U3(C)	0,453	U5SH(C)	0,133	U3(C)	0,453
	U2(T)	0,209	U2(T)	0,209	U3(T)	0,522		
CORREA 3 (9-10)	U3(C)	0,453	U3(C)	0,453	U5SH(C)	0,137	U3(C)	0,453
	U2(T)	0,209	U2(T)	0,209	U3(T)	0,521		
CORREA 3 (10-11)	U3(C)	0,453	U3(C)	0,453	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (11-12)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (12-13)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (13-14)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,418	U3(C)	0,454
CORREA 3 (14-15)	U3(C)	0,454	U3(C)	0,454	U3(C)	0,417	U3(C)	0,454
CORREA 4 (1-2)	U3(C)	0,455	U3(C)	0,455	U3(C)	0,417	U5SH(C)	0,121
							U3(T)	0,5
CORREA 4 (2-3)	U5SH(C)	0,119	U5SH(C)	0,119	U3(C)	0,453	U5SH(C)	0,121
	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5			U3(T)	0,5
CORREA 4 (3-4)	U5SH(C)	0,12	U5SH(C)	0,12	U3(C)	0,453	U5SH(C)	0,12
	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5			U3(T)	0,5
CORREA 4 (4-5)	U5SH(C)	0,119	U5SH(C)	0,119	U3(C)	0,453	U5SH(C)	0,119
	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5			U3(T)	0,5
CORREA 4 (5-6)	U5SH(C)	0,119	U5SH(C)	0,119	U3(C)	0,454	U5SH(C)	0,119
	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5			U3(T)	0,5
CORREA 4 (6-7)	U5SH(C)	0,118	U5SH(C)	0,118	U3(C)	0,454	U5SH(C)	0,118
	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5			U3(T)	0,5
CORREA 4 (7-8)	U5SH(C)	0,117	U5SH(C)	0,117	U3(C)	0,454	U5SH(C)	0,126
	U3(T)	0,5	U3(T)	0,5			U3(T)	0,543
CORREA 4 (8-9)	U5SH(C)	0,126	U5SH(C)	0,126	U3(C)	0,454	U5SH(C)	0,124
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543			U3(T)	0,543
CORREA 4 (9-10)	U5SH(C)	0,124	U5SH(C)	0,124	U3(C)	0,454	U5SH(C)	0,123
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543			U3(T)	0,543
CORREA 4 (10-11)	U7SH(C)	0,066	U7SH(C)	0,066	U5SH(C)	0,121	U5SH(C)	0,125
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (11-12)	U5SH(C)	0,125	U5SH(C)	0,125	U5SH(C)	0,121	U5SH(C)	0,127
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (12-13)	U5SH(C)	0,126	U5SH(C)	0,126	U5SH(C)	0,12	U5SH(C)	0,128
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (13-14)	U5SH(C)	0,128	U5SH(C)	0,128	U5SH(C)	0,119	U5SH(C)	0,13
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543
CORREA 4 (14-15)	U5SH(C)	0,129	U5SH(C)	0,129	U5SH(C)	0,119	U5SH(C)	0,131
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,543

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Correa y eje	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
CORREA 1 (1-2)	U5SH(C)	0,129	U5SH(C)	0,129	U5SH(C)	0,118	U5SH(C)	0,163
	U3(T)	0,543	U3(T)	0,543	U3(T)	0,5	U3(T)	0,788
CORREA 1 (2-3)	U5SH(C)	0,166	U5SH(C)	0,166	U5SH(C)	0,126	U5SH(C)	0,162
	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (3-4)	U5SH(C)	0,164	U5SH(C)	0,164	U5SH(C)	0,124	U5SH(C)	0,16
	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (4-5)	U5SH(C)	0,162	U5SH(C)	0,162	U5SH(C)	0,123	U5SH(C)	0,159
	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (5-6)	U5SH(C)	0,16	U5SH(C)	0,16	U5SH(C)	0,125	U5SH(C)	0,157
	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (6-7)	U5SH(C)	0,159	U5SH(C)	0,159	U5SH(C)	0,127	U5SH(C)	0,156
	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,787
CORREA 1 (7-8)	U5SH(C)	0,157	U5SH(C)	0,157	U5SH(C)	0,128	U5SH(C)	0,167
	U3(T)	0,787	U3(T)	0,787	U3(T)	0,543	U3(T)	0,855
CORREA 1 (8-9)	U5SH(C)	0,168	U5SH(C)	0,167	U5SH(C)	0,13	U7SH(C)	0,089
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,543	U3(T)	0,855
CORREA 1 (9-10)	U5SH(C)	0,165	U7SH(C)	0,089	U5SH(C)	0,131	U7SH(C)	0,088
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,543	U3(T)	0,855
CORREA 1 (10-11)	U7SH(C)	0,089	U7SH(C)	0,089	U5SH(C)	0,164	U5SH(C)	0,167
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (11-12)	U5SH(C)	0,167	U5SH(C)	0,167	U5SH(C)	0,162	U5SH(C)	0,169
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (12-13)	U5SH(C)	0,171	U5SH(C)	0,17	U5SH(C)	0,161	U5SH(C)	0,172
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (13-14)	U5SH(C)	0,174	U5SH(C)	0,173	U5SH(C)	0,159	U5SH(C)	0,175
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 1 (14-15)	U5SH(C)	0,177	U5SH(C)	0,177	U5SH(C)	0,158	U5SH(C)	0,177
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U3(T)	0,855
CORREA 2 (1-2)	U5SH(C)	0,18	U5SH(C)	0,18	U5SH(C)	0,156	U3(C)	0,788
	U3(T)	0,855	U3(T)	0,855	U3(T)	0,787	U1(T)	0,155
CORREA 2 (2-3)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U5SH(C)	0,167	U3(C)	0,788
	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855		
CORREA 2 (3-4)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U5SH(C)	0,165	U3(C)	0,788
					U3(T)	0,855		
CORREA 2 (4-5)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U7SH(C)	0,089	U3(C)	0,788
					U3(T)	0,855		
CORREA 2 (5-6)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U5SH(C)	0,167	U3(C)	0,788
CORREA 2 (6-7)	U3(C)	0,788	U3(C)	0,788	U3(T)	0,855	U3(C)	0,788
CORREA 2 (7-8)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(T)	0,855	U3(C)	0,856
CORREA 2 (8-9)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(T)	0,855	U3(C)	0,856
CORREA 2 (9-10)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(T)	0,855	U3(C)	0,856
CORREA 2 (10-11)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(T)	0,855	U3(C)	0,856
CORREA 2 (11-12)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U1(T)	0,155	U3(C)	0,856
CORREA 2 (12-13)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 2 (13-14)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856
CORREA 2 (14-15)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U3(C)	0,856

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO4	
Correa y eje	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
CORREA 6 (1-2)	U3(C)	0,856	U3(C)	0,856	U3(C)	0,788	U5SH(C)	0,194
							U3(T)	0,929
CORREA 6 (2-3)	U5SH(C)	0,199	U5SH(C)	0,199	U3(C)	0,788	U5SH(C)	0,187
	U3(T)	0,928	U3(T)	0,928			U3(T)	0,93
CORREA 6 (3-4)	U5SH(C)	0,191	U5SH(C)	0,191	U3(C)	0,856	U5SH(C)	0,183
	U3(T)	0,929	U3(T)	0,929			U3(T)	0,93
CORREA 6 (4-5)	U5SH(C)	0,186	U5SH(C)	0,186	U3(C)	0,856	U5SH(C)	0,178
	U3(T)	0,929	U3(T)	0,929			U3(T)	0,93
CORREA 6 (5-6)	U5SH(C)	0,18	U5SH(C)	0,18	U3(C)	0,856	U5SH(C)	0,174
	U3(T)	0,929	U3(T)	0,929			U3(T)	0,93
CORREA 6 (6-7)	U5SH(C)	0,175	U5SH(C)	0,175	U3(C)	0,856	U7SH(C)	0,096
	U3(T)	0,93	U3(T)	0,93			U3(T)	0,93
CORREA 6 (7-8)	U7SH(C)	0,097	U7SH(C)	0,097	U3(C)	0,856	U3(T)	1,01
	U3(T)	0,93	U3(T)	0,93				
CORREA 6 (8-9)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(C)	0,856	U3(T)	1,01
CORREA 6 (9-10)	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U3(C)	0,856	U7SH(C)	0,101
							U3(T)	1,01
CORREA 6 (10-11)	U7SH(C)	0,102	U7SH(C)	0,102	U3(C)	0,856	U5SH(C)	0,187
	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U5SH(C)	0,194	U3(T)	1,01
CORREA 6 (11-12)	U5SH(C)	0,188	U5SH(C)	0,188	U3(T)	0,929	U5SH(C)	0,192
	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U5SH(C)	0,187	U3(T)	1,01
CORREA 6 (12-13)	U5SH(C)	0,194	U5SH(C)	0,194	U3(T)	0,93	U5SH(C)	0,197
	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U5SH(C)	0,183	U3(T)	1,01
CORREA 6 (13-14)	U5SH(C)	0,2	U5SH(C)	0,2	U3(T)	0,93	U5SH(C)	0,202
	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U5SH(C)	0,178	U3(T)	1,01
CORREA 6 (14-15)	U5SH(C)	0,206	U5SH(C)	0,206	U3(T)	0,93	U5SH(C)	0,21
	U3(T)	1,009	U3(T)	1,009	U5SH(C)	0,174	U3(T)	1,008
CORREA 5 (1-2)	U5SH(C)	0,216	U5SH(C)	0,216	U3(T)	0,93	U3(C)	0,956
	U3(T)	1,008	U3(T)	1,008	U7SH(C)	0,096		
CORREA 5 (2-3)	U3(C)	0,956	U3(C)	0,956	U3(T)	0,93	U3(C)	0,955
CORREA 5 (3-4)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (4-5)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,956	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (5-6)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (6-7)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	0,955
CORREA 5 (7-8)	U3(C)	0,955	U3(C)	0,955	U3(T)	1,01	U3(C)	1,038
CORREA 5 (8-9)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(T)	1,01	U3(C)	1,038
CORREA 5 (9-10)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(T)	1,01	U3(C)	1,038
CORREA 5 (10-11)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(T)	1,008	U3(C)	1,038
CORREA 5 (11-12)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,956	U3(C)	1,038
CORREA 5 (12-13)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,038
CORREA 5 (13-14)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,038
CORREA 5 (14-15)	U3(C)	1,038	U3(C)	1,038	U3(C)	0,955	U3(C)	1,039

Tabla 10.1.11 Factor de resistencia para las vigas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores.

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Pórtico	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
PÓRTICO 1	U3(T)	0,176	U3(T)	0,176	U3(T)	0,174	U3(T)	0,174
PÓRTICO 1	U3(C)	0,641	U3(C)	0,64	U3(C)	0,675	U3(C)	0,675
PÓRTICO 1	U3(C)	0,793	U3(C)	0,793	U3(C)	0,825	U3(C)	0,826
PÓRTICO 2	U3(T)	0,263	U3(T)	0,263	U3(T)	0,263	U3(T)	0,263
PÓRTICO 2	U3(C)	1,209	U3(C)	1,21	U3(C)	1,295	U3(C)	1,296
PÓRTICO 2	U3(C)	1,334	U3(C)	1,334	U3(C)	1,403	U3(C)	1,404
PÓRTICO 3	U3(T)	0,255	U3(T)	0,254	U3(T)	0,255	U3(T)	0,255
PÓRTICO 3	U3(C)	1,214	U3(C)	1,214	U3(C)	1,64	U3(C)	1,64
PÓRTICO 3	U3(C)	1,321	U3(C)	1,32	U3(C)	1,388	U3(C)	1,388
PÓRTICO 4	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252
PÓRTICO 4	U3(C)	1,212	U3(C)	1,212	U3(C)	1,299	U3(C)	1,299
PÓRTICO 4	U3(C)	1,744	U3(C)	1,319	U3(C)	1,987	U3(C)	1,987
PÓRTICO 5	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252
PÓRTICO 5	U3(C)	1,209	U3(C)	1,209	U3(C)	1,291	U3(C)	1,292
PÓRTICO 5	U3(C)	1,321	U3(C)	1,321	U3(C)	1,389	U3(C)	1,389
PÓRTICO 6	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252	U3(T)	0,252
PÓRTICO 6	U3(C)	1,428	U3(C)	1,429	U3(C)	1,642	U3(C)	1,643
PÓRTICO 6	U3(C)	1,739	U3(C)	1,738	U3(C)	1,993	U3(C)	1,991
PÓRTICO 7	U3(T)	0,258	U3(T)	0,258	U3(T)	0,258	U3(T)	0,258
PÓRTICO 7	U3(C)	1,466	U3(C)	1,467	U3(C)	1,668	U3(C)	1,67
PÓRTICO 7	U3(C)	1,339	U3(C)	1,339	U3(C)	1,41	U3(C)	1,41
PÓRTICO 8	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26
PÓRTICO 8	U3(C)	1,508	U3(C)	1,509	U3(C)	1,734	U3(C)	1,737
PÓRTICO 8	U3(C)	1,837	U3(C)	1,835	U3(C)	2,107	U3(C)	2,104
PÓRTICO 9	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26
PÓRTICO 9	U3(C)	1,243	U3(C)	1,244	U3(C)	1,329	U3(C)	1,33
PÓRTICO 9	U3(C)	1,839	U3(C)	1,837	U3(C)	2,087	U3(C)	2,084
PÓRTICO 10	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26
PÓRTICO 10	U3(C)	1,245	U3(C)	1,246	U3(C)	1,336	U3(C)	1,337
PÓRTICO 10	U3(C)	1,844	U3(C)	1,842	U3(C)	2,112	U3(C)	2,108
PÓRTICO 11	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26
PÓRTICO 11	U3(C)	1,519	U3(C)	1,522	U3(C)	1,729	U3(C)	1,733
PÓRTICO 11	U3(C)	1,845	U3(C)	1,842	U3(C)	2,094	U3(C)	2,09
PÓRTICO 12	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26	U3(T)	0,26
PÓRTICO 12	U3(C)	1,513	U3(C)	1,516	U3(C)	1,736	U3(C)	1,741
PÓRTICO 12	U3(C)	1,361	U3(C)	1,359	U3(C)	1,438	U3(C)	1,436
PÓRTICO 13	U3(T)	0,262	U3(T)	0,262	U3(T)	0,262	U3(T)	0,262
PÓRTICO 13	U3(C)	1,245	U3(C)	1,246	U3(C)	1,33	U3(C)	1,331
PÓRTICO 13	U3(C)	1,36	U3(C)	1,359	U3(C)	1,433	U3(C)	1,431
PÓRTICO 14	U3(T)	0,271	U3(T)	0,271	U3(T)	0,271	U3(T)	0,271
PÓRTICO 14	U3(C)	1,503	U3(C)	1,507	U3(C)	1,723	U3(C)	1,728
PÓRTICO 14	U3(C)	1,375	U3(C)	1,374	U3(C)	1,451	U3(C)	1,449
PÓRTICO 15	U3(T)	0,183	U3(T)	0,183	U3(T)	0,18	U3(T)	0,18
PÓRTICO 15	U3(C)	0,656	U3(C)	0,657	U3(C)	0,691	U3(C)	0,694
PÓRTICO 15	U3(C)	0,816	U3(C)	0,814	U3(C)	0,852	U3(C)	0,85

Tabla 10.1.12 Factor de resistencia para las vigas del techo - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

Pórtico	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
PORTICO 1	U7SH(C)	0,522	U7SH(C)	0,523	U7SH(C)	0,47	U7SH(C)	0,469
	U5SH(T)	0,566	U5SH(T)	0,567	U5SH(T)	0,512	U5SH(T)	0,512
	U5SH(C)	1,988	U5SH(C)	2,201	U5SH(C)	2,602	U5SH(C)	3,002
	U5SH(C)	2,046	U5SH(C)	2,255	U5SH(C)	2,622	U5SH(C)	3,014
PORTICO 2	U7SH(C)	0,373	U7SH(C)	0,375	U7SH(C)	0,333	U7SH(C)	0,332
	U5SH(T)	0,409	U5SH(T)	0,41	U5SH(T)	0,368	U5SH(T)	0,368
	U5SH(C)	2,146	U5SH(C)	2,292	U5SH(C)	2,809	U5SH(C)	3,099
	U5SH(C)	2,131	U5SH(C)	2,344	U5SH(C)	2,734	U5SH(C)	3,147
PORTICO 3	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,398	U7SH(C)	0,354	U7SH(C)	0,354
	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,429	U5SH(T)	0,384	U5SH(T)	0,384
	U5SH(C)	2,094	U5SH(C)	2,275	U5SH(C)	2,705	U5SH(C)	3,066
	U5SH(C)	2,102	U5SH(C)	2,291	U5SH(C)	2,692	U5SH(C)	3,075
PORTICO 4	U7SH(C)	0,39	U7SH(C)	0,392	U7SH(C)	0,347	U7SH(C)	0,347
	U5SH(T)	0,419	U5SH(T)	0,421	U5SH(T)	0,376	U5SH(T)	0,376
	U5SH(C)	2,072	U5SH(C)	2,251	U5SH(C)	2,674	U5SH(C)	3,036
	U5SH(C)	2,096	U5SH(C)	2,27	U5SH(C)	2,692	U5SH(C)	3,05
PORTICO 5	U7SH(C)	0,392	U7SH(C)	0,393	U7SH(C)	0,348	U7SH(C)	0,349
	U5SH(T)	0,421	U5SH(T)	0,422	U5SH(T)	0,377	U5SH(T)	0,377
	U5SH(C)	2,065	U5SH(C)	2,226	U5SH(C)	2,664	U5SH(C)	2,995
	U5SH(C)	2,091	U5SH(C)	2,248	U5SH(C)	2,68	U5SH(C)	3,011
PORTICO 6	U7SH(C)	0,391	U7SH(C)	0,392	U7SH(C)	0,348	U7SH(C)	0,348
	U5SH(T)	0,42	U5SH(T)	0,421	U5SH(T)	0,377	U5SH(T)	0,377
	U5SH(C)	2,058	U5SH(C)	2,202	U5SH(C)	2,671	U5SH(C)	2,969
	U5SH(C)	2,083	U5SH(C)	2,222	U5SH(C)	2,689	U5SH(C)	2,688
PORTICO 7	U7SH(C)	0,395	U7SH(C)	0,396	U7SH(C)	0,352	U7SH(C)	0,351
	U5SH(T)	0,426	U5SH(T)	0,426	U5SH(T)	0,382	U5SH(T)	0,381
	U5SH(C)	2,059	U5SH(C)	2,182	U5SH(C)	2,673	U5SH(C)	2,93
	U5SH(C)	2,089	U5SH(C)	2,206	U5SH(C)	2,695	U5SH(C)	2,95
PORTICO 8	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,354	U7SH(C)	0,353
	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,384	U5SH(T)	0,382
	U5SH(C)	2,069	U5SH(C)	2,164	U5SH(C)	2,714	U5SH(C)	2,91
	U5SH(C)	2,096	U5SH(C)	2,185	U5SH(C)	2,733	U5SH(C)	2,926
PORTICO 9	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,354	U7SH(C)	0,352
	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,384	U5SH(T)	0,382
	U5SH(C)	2,104	U5SH(C)	2,18	U5SH(C)	2,772	U5SH(C)	2,925
	U5SH(C)	2,129	U5SH(C)	2,2	U5SH(C)	2,788	U5SH(C)	2,939
PORTICO 10	U7SH(C)	0,398	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,355	U7SH(C)	0,352
	U5SH(T)	0,428	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,385	U5SH(T)	0,382
	U5SH(C)	2,135	U5SH(C)	2,197	U5SH(C)	2,835	U5SH(C)	2,957
	U5SH(C)	2,165	U5SH(C)	2,216	U5SH(C)	2,867	U5SH(C)	2,971
PORTICO 11	U7SH(C)	0,399	U7SH(C)	0,397	U7SH(C)	0,357	U7SH(C)	0,352
	U5SH(T)	0,429	U5SH(T)	0,427	U5SH(T)	0,387	U5SH(T)	0,382
	U5SH(C)	2,21	U5SH(C)	2,214	U5SH(C)	2,98	U5SH(C)	2,976
	U5SH(C)	2,194	U5SH(C)	2,231	U5SH(C)	2,914	U5SH(C)	2,987

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO4	
Pórtico	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
PORTICO 12	U7SH(C)	0,399	U7SH(C)	0,396	U7SH(C)	0,357	U7SH(C)	0,351
	U5SH(T)	0,429	U5SH(T)	0,426	U5SH(T)	0,387	U5SH(T)	0,381
	U5SH(C)	2,234	U5SH(C)	2,226	U5SH(C)	3,035	U5SH(C)	3,003
	U5SH(C)	2,233	U5SH(C)	2,248	U5SH(C)	3,003	U5SH(C)	3,021
PORTICO 13	U7SH(C)	0,406	U7SH(C)	0,402	U7SH(C)	0,364	U7SH(C)	0,357
	U5SH(T)	0,437	U5SH(T)	0,433	U5SH(T)	0,395	U5SH(T)	0,388
	U5SH(C)	2,246	U5SH(C)	2,242	U5SH(C)	3,051	U5SH(C)	3,021
	U5SH(C)	2,275	U5SH(C)	2,26	U5SH(C)	3,084	U5SH(C)	3,033
PORTICO 14	U7SH(C)	0,383	U7SH(C)	0,378	U5SH(C)	0,381	U7SH(C)	0,336
	U5SH(T)	0,419	U5SH(T)	0,415	U3(T)	0,271	U5SH(T)	0,372
	U5SH(C)	2,282	U5SH(C)	2,251	U5SH(C)	3,138	U5SH(C)	3,043
	U5SH(C)	2,346	U5SH(C)	2,308	U5SH(C)	3,205	U5SH(C)	3,099
PORTICO 15	U7SH(C)	0,533	U7SH(C)	0,53	U5SH(C)	0,525	U7SH(C)	0,476
	U5SH(T)	0,579	U5SH(T)	0,576	U3(T)	0,18	U5SH(T)	0,52
	U5SH(C)	2,209	U5SH(C)	2,155	U5SH(C)	3,079	U5SH(C)	2,938
	U5SH(C)	2,273	U5SH(C)	2,211	U5SH(C)	3,106	U5SH(C)	2,952

Losa de entepiso

Tabla 10.1.13 Factor de resistencia para la losa de entepiso - caso: combinaciones de carga
que incluyen exclusivamente las acciones gravitacionales.

Fuente: Los Autores.

Pórtico	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 1	U2(C)	0,421	U2(C)	0,412	U2(C)	0,423	U2(C)	0,412
	U2(C)	0,353	U2(C)	0,345	U2(C)	0,359	U2(C)	0,351
	U2(C)	0,222	U2(C)	0,221	U2(C)	0,222	U2(C)	0,221
	U2(C)	0,27	U2(C)	0,27	U2(C)	0,27	U2(C)	0,27
	U2(C)	0,375	U2(C)	0,375	U2(C)	0,376	U2(C)	0,376
	U2(C)	0,366	U2(C)	0,366	U2(C)	0,367	U2(C)	0,367
	U2(C)	0,396	U2(C)	0,396	U2(C)	0,397	U2(C)	0,397
	U2(C)	0,402	U2(C)	0,402	U2(C)	0,403	U2(C)	0,403
	U2(C)	0,288	U2(C)	0,288	U2(C)	0,288	U2(C)	0,289
	U2(C)	0,232	U2(C)	0,239	U2(C)	0,234	U2(C)	0,239
	U2(C)	0,227	U2(C)	0,239	U2(C)	0,231	U2(C)	0,239
	U2(C)	0,281	U2(C)	0,279	U2(C)	0,281	U2(C)	0,279
	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45	U2(C)	0,454	U2(C)	0,455
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,472	U2(C)	0,472
	U2(C)	0,588	U2(C)	0,588	U2(C)	0,588	U2(C)	0,588
Correa 2	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579
	U2(C)	0,508	U2(C)	0,508	U2(C)	0,508	U2(C)	0,508
	U2(C)	0,509	U2(C)	0,509	U2(C)	0,509	U2(C)	0,509
	U2(C)	0,419	U2(C)	0,419	U2(C)	0,418	U2(C)	0,418
	U2(C)	0,408	U2(C)	0,408	U2(C)	0,409	U2(C)	0,409
	U2(C)	0,435	U2(C)	0,435	U2(C)	0,436	U2(C)	0,436
	U2(C)	0,446	U2(C)	0,446	U2(C)	0,445	U2(C)	0,445
	U2(C)	0,539	U2(C)	0,539	U2(C)	0,54	U2(C)	0,539
	U2(C)	0,537	U2(C)	0,537	U2(C)	0,537	U2(C)	0,537
	U2(C)	0,54	U2(C)	0,54	U2(C)	0,54	U2(C)	0,54
	U2(C)	0,542	U2(C)	0,542	U2(C)	0,543	U2(C)	0,543
	U2(C)	0,501	U2(C)	0,501	U2(C)	0,501	U2(C)	0,501
	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514
	U2(C)	0,669	U2(C)	0,669	U2(C)	0,669	U2(C)	0,669
	U2(C)	0,676	U2(C)	0,676	U2(C)	0,676	U2(C)	0,676
Correa 3	U2(C)	0,726	U2(C)	0,726	U2(C)	0,726	U2(C)	0,727
	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73
	U2(C)	0,5	U2(C)	0,5	U2(C)	0,499	U2(C)	0,499
	U2(C)	0,401	U2(C)	0,401	U2(C)	0,401	U2(C)	0,401
	U2(C)	0,428	U2(C)	0,428	U2(C)	0,429	U2(C)	0,429
	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51
	U2(C)	0,733	U2(C)	0,733	U2(C)	0,734	U2(C)	0,734
	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73
	U2(C)	0,732	U2(C)	0,732	U2(C)	0,732	U2(C)	0,732
	U2(C)	0,735	U2(C)	0,735	U2(C)	0,736	U2(C)	0,736
	U2(C)	0,499	U2(C)	0,499	U2(C)	0,498	U2(C)	0,498
	U2(C)	0,494	U2(C)	0,494	U2(C)	0,494	U2(C)	0,494

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Pórtico	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 4	U2(C)	0,577	U2(C)	0,577	U2(C)	0,577	U2(C)	0,577
	U2(C)	0,574	U2(C)	0,574	U2(C)	0,574	U2(C)	0,574
	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526
	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526	U2(C)	0,527	U2(C)	0,527
	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44
	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,471	U2(C)	0,471
	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461
	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462
	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462
	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
	U2(C)	0,518	U2(C)	0,518	U2(C)	0,518	U2(C)	0,518
Correa 5	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572
	U2(C)	0,571	U2(C)	0,571	U2(C)	0,571	U2(C)	0,571
	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532
	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478	U2(C)	0,479	U2(C)	0,479
	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478	U2(C)	0,479	U2(C)	0,479
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,468	U2(C)	0,468	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
Correa 6	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569
	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569
	U2(C)	0,535	U2(C)	0,535	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,535	U2(C)	0,535	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,484	U2(C)	0,484
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,475
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Pórtico	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 7	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57
	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569
	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,475	U2(C)	0,475
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,475	U2(C)	0,475
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
Correa 8	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573
	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572
	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533
	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,477	U2(C)	0,477	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478
	U2(C)	0,477	U2(C)	0,477	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,471	U2(C)	0,471
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,471	U2(C)	0,471
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
Correa 9	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578
	U2(C)	0,576	U2(C)	0,576	U2(C)	0,575	U2(C)	0,575
	U2(C)	0,527	U2(C)	0,527	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528
	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528
	U2(C)	0,438	U2(C)	0,438	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439
	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,463	U2(C)	0,463	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,463	U2(C)	0,463	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
	U2(C)	0,517	U2(C)	0,517	U2(C)	0,517	U2(C)	0,517

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Pórtico	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 10	U2(C)	0,585	U2(C)	0,585	U2(C)	0,584	U2(C)	0,584
	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579
	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52
	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,521	U2(C)	0,521
	U2(C)	0,424	U2(C)	0,424	U2(C)	0,425	U2(C)	0,425
	U2(C)	0,424	U2(C)	0,424	U2(C)	0,425	U2(C)	0,425
	U2(C)	0,457	U2(C)	0,457	U2(C)	0,458	U2(C)	0,458
	U2(C)	0,457	U2(C)	0,457	U2(C)	0,458	U2(C)	0,458
	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453
	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52
Correa 11	U2(C)	0,591	U2(C)	0,591	U2(C)	0,591	U2(C)	0,591
	U2(C)	0,58	U2(C)	0,58	U2(C)	0,58	U2(C)	0,58
	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511
	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511
	U2(C)	0,42	U2(C)	0,42	U2(C)	0,42	U2(C)	0,42
	U2(C)	0,408	U2(C)	0,408	U2(C)	0,408	U2(C)	0,408
	U2(C)	0,443	U2(C)	0,443	U2(C)	0,444	U2(C)	0,444
	U2(C)	0,443	U2(C)	0,443	U2(C)	0,444	U2(C)	0,444
	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44	U2(C)	0,441	U2(C)	0,441
	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44	U2(C)	0,441	U2(C)	0,441
	U2(C)	0,443	U2(C)	0,443	U2(C)	0,444	U2(C)	0,444
	U2(C)	0,444	U2(C)	0,444	U2(C)	0,444	U2(C)	0,444
	U2(C)	0,512	U2(C)	0,512	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
	U2(C)	0,523	U2(C)	0,523	U2(C)	0,523	U2(C)	0,523
Correa 12	U2(C)	0,481	U2(C)	0,481	U2(C)	0,482	U2(C)	0,482
	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456	U2(C)	0,459	U2(C)	0,459
	U2(C)	0,403	U2(C)	0,403	U2(C)	0,404	U2(C)	0,404
	U2(C)	0,404	U2(C)	0,404	U2(C)	0,404	U2(C)	0,404
	U2(C)	0,372	U2(C)	0,372	U2(C)	0,372	U2(C)	0,372
	U2(C)	0,365	U2(C)	0,365	U2(C)	0,364	U2(C)	0,365
	U2(C)	0,385	U2(C)	0,385	U2(C)	0,385	U2(C)	0,385
	U2(C)	0,384	U2(C)	0,384	U2(C)	0,385	U2(C)	0,385
	U2(C)	0,382	U2(C)	0,382	U2(C)	0,383	U2(C)	0,383
	U2(C)	0,383	U2(C)	0,383	U2(C)	0,383	U2(C)	0,383
	U2(C)	0,384	U2(C)	0,384	U2(C)	0,385	U2(C)	0,385
	U2(C)	0,386	U2(C)	0,386	U2(C)	0,387	U2(C)	0,386
	U2(C)	0,438	U2(C)	0,438	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44
	U2(C)	0,463	U2(C)	0,463	U2(C)	0,465	U2(C)	0,465

Tabla 10.1.14 Factor de resistencia para la losa de entrepiso - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores.

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Correa	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 1	U5SH(C)	3,102	U5SH(C)	2,142	U5SH(C)	4,237	U5SH(C)	1,932
	U5SH(C)	3,426	U5SH(C)	0,993	U5SH(C)	5,338	U5SH(C)	0,947
	U5SH(C)	1,193	U5SH(C)	0,969	U5SH(C)	1,347	U5SH(C)	0,918
	U5SH(C)	1,063	U5SH(C)	1,074	U5SH(C)	0,978	U5SH(C)	0,986
	U5SH(C)	1,38	U5SH(C)	1,386	U5SH(C)	1,261	U5SH(C)	1,27
	U5SH(C)	1,359	U5SH(C)	1,368	U5SH(C)	1,242	U5SH(C)	1,254
	U5SH(C)	1,404	U5SH(C)	1,413	U5SH(C)	1,285	U5SH(C)	1,298
	U5SH(C)	1,436	U5SH(C)	1,441	U5SH(C)	1,319	U5SH(C)	1,324
	U5SH(C)	1,081	U5SH(C)	1,095	U5SH(C)	0,986	U5SH(C)	0,997
	U5SH(C)	2,716	U5SH(C)	0,978	U5SH(C)	5,29	U5SH(C)	0,928
	U5SH(C)	7,011	U5SH(C)	0,977	U5SH(C)	17,138	U5SH(C)	0,926
	U5SH(C)	2,09	U5SH(C)	1,118	U5SH(C)	3,793	U5SH(C)	1,015
	U5SH(C)	1,325	U5SH(C)	1,31	U5SH(C)	1,239	U5SH(C)	1,204
	U5SH(C)	2,056	U5SH(C)	2,074	U5SH(C)	1,847	U5SH(C)	1,871
Correa 2	U2(C)	0,588	U2(C)	0,588	U2(C)	0,588	U2(C)	0,588
	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579
	U2(C)	0,508	U2(C)	0,508	U2(C)	0,508	U2(C)	0,508
	U2(C)	0,509	U2(C)	0,509	U2(C)	0,509	U2(C)	0,509
	U5SH(C)	0,427	U5SH(C)	0,427	U5SH(C)	0,43	U5SH(C)	0,431
	U5SH(C)	0,428	U5SH(C)	0,428	U5SH(C)	0,431	U5SH(C)	0,432
	U5SH(C)	0,445	U5SH(C)	0,445	U5SH(C)	0,448	U5SH(C)	0,449
	U2(C)	0,446	U2(C)	0,446	U5SH(C)	0,447	U5SH(C)	0,448
	U2(C)	0,539	U2(C)	0,539	U2(C)	0,54	U2(C)	0,539
	U2(C)	0,537	U2(C)	0,537	U2(C)	0,537	U2(C)	0,537
	U2(C)	0,54	U2(C)	0,54	U2(C)	0,54	U2(C)	0,54
	U2(C)	0,542	U2(C)	0,542	U2(C)	0,543	U2(C)	0,543
	U2(C)	0,501	U2(C)	0,501	U2(C)	0,501	U2(C)	0,501
	U5SH(C)	0,533	U5SH(C)	0,534	U5SH(C)	0,536	U5SH(C)	0,538
Correa 3	U2(C)	0,669	U2(C)	0,669	U2(C)	0,669	U2(C)	0,669
	U2(C)	0,676	U2(C)	0,676	U2(C)	0,676	U2(C)	0,676
	U2(C)	0,726	U2(C)	0,726	U2(C)	0,726	U2(C)	0,727
	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73
	U2(C)	0,5	U2(C)	0,5	U2(C)	0,499	U2(C)	0,499
	U2(C)	0,401	U2(C)	0,401	U2(C)	0,401	U2(C)	0,401
	U2(C)	0,428	U2(C)	0,428	U2(C)	0,429	U2(C)	0,429
	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51
	U2(C)	0,733	U2(C)	0,733	U2(C)	0,734	U2(C)	0,734
	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73	U2(C)	0,73
	U2(C)	0,732	U2(C)	0,732	U2(C)	0,732	U2(C)	0,732
	U2(C)	0,735	U2(C)	0,735	U2(C)	0,736	U2(C)	0,736
	U2(C)	0,499	U2(C)	0,499	U2(C)	0,498	U2(C)	0,498
	U2(C)	0,494	U2(C)	0,494	U2(C)	0,494	U2(C)	0,494

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Correa	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 4	U2(C)	0,577	U2(C)	0,577	U2(C)	0,577	U2(C)	0,577
	U2(C)	0,574	U2(C)	0,574	U2(C)	0,574	U2(C)	0,574
	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526
	U2(C)	0,526	U2(C)	0,526	U2(C)	0,527	U2(C)	0,527
	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44
	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,44	U2(C)	0,44
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,471	U2(C)	0,471
	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461
	U2(C)	0,461	U2(C)	0,461	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462
	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462
	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462	U2(C)	0,462
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
	U2(C)	0,518	U2(C)	0,518	U2(C)	0,518	U2(C)	0,518
Correa 5	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572
	U2(C)	0,571	U2(C)	0,571	U2(C)	0,571	U2(C)	0,571
	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532
	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532	U2(C)	0,532
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478	U2(C)	0,479	U2(C)	0,479
	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478	U2(C)	0,479	U2(C)	0,479
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,468	U2(C)	0,468	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469
	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
Correa 6	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569
	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569
	U2(C)	0,535	U2(C)	0,535	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,535	U2(C)	0,535	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,484	U2(C)	0,484
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,475
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Correa	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 7	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57	U2(C)	0,57
	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569	U2(C)	0,569
	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536	U2(C)	0,536
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,456	U2(C)	0,456
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483
	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483	U2(C)	0,483
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,475	U2(C)	0,475
	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474	U2(C)	0,475	U2(C)	0,475
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,473	U2(C)	0,473	U2(C)	0,474	U2(C)	0,474
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
Correa 8	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573	U2(C)	0,573
	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572	U2(C)	0,572
	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533
	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533	U2(C)	0,533
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,449	U2(C)	0,449	U2(C)	0,45	U2(C)	0,45
	U2(C)	0,477	U2(C)	0,477	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478
	U2(C)	0,477	U2(C)	0,477	U2(C)	0,478	U2(C)	0,478
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,471	U2(C)	0,471
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,471	U2(C)	0,471
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514	U2(C)	0,514
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
Correa 9	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578	U2(C)	0,578
	U2(C)	0,576	U2(C)	0,576	U2(C)	0,575	U2(C)	0,575
	U2(C)	0,527	U2(C)	0,527	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528
	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528	U2(C)	0,528
	U2(C)	0,438	U2(C)	0,438	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439
	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439	U2(C)	0,439
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,469	U2(C)	0,469	U2(C)	0,47	U2(C)	0,47
	U2(C)	0,463	U2(C)	0,463	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,463	U2(C)	0,463	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464	U2(C)	0,464
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
	U2(C)	0,517	U2(C)	0,517	U2(C)	0,517	U2(C)	0,517

	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3		MODELO 4	
Correa	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr	Combo	Fr
Correa 10	U2(C)	0,585	U2(C)	0,585	U2(C)	0,584	U2(C)	0,584
	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579	U2(C)	0,579
	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52
	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,521	U2(C)	0,521
	U2(C)	0,424	U2(C)	0,424	U2(C)	0,425	U2(C)	0,425
	U2(C)	0,424	U2(C)	0,424	U2(C)	0,425	U2(C)	0,425
	U2(C)	0,457	U2(C)	0,457	U2(C)	0,458	U2(C)	0,458
	U2(C)	0,457	U2(C)	0,457	U2(C)	0,458	U2(C)	0,458
	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453
	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453	U2(C)	0,453
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455
	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455	U2(C)	0,455
	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515	U2(C)	0,515
	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52	U2(C)	0,52
Correa 11	U2(C)	0,591	U2(C)	0,591	U2(C)	0,591	U2(C)	0,591
	U2(C)	0,58	U2(C)	0,58	U2(C)	0,58	U2(C)	0,58
	U2(C)	0,51	U2(C)	0,51	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511
	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511	U2(C)	0,511
	U5SH(C)	0,426	U5SH(C)	0,427	U5SH(C)	0,43	U5SH(C)	0,431
	U5SH(C)	0,427	U5SH(C)	0,427	U5SH(C)	0,43	U5SH(C)	0,431
	U5SH(C)	0,447	U5SH(C)	0,447	U5SH(C)	0,45	U5SH(C)	0,451
	U5SH(C)	0,447	U5SH(C)	0,448	U5SH(C)	0,45	U5SH(C)	0,451
	U5SH(C)	0,444	U5SH(C)	0,444	U5SH(C)	0,447	U5SH(C)	0,448
	U5SH(C)	0,444	U5SH(C)	0,445	U5SH(C)	0,448	U5SH(C)	0,448
	U5SH(C)	0,444	U5SH(C)	0,444	U5SH(C)	0,447	U5SH(C)	0,448
	U5SH(C)	0,449	U5SH(C)	0,449	U5SH(C)	0,452	U5SH(C)	0,453
	U2(C)	0,512	U2(C)	0,512	U2(C)	0,513	U2(C)	0,513
	U5SH(C)	0,537	U5SH(C)	0,537	U5SH(C)	0,54	U5SH(C)	0,541
Correa 12	U5SH(C)	2,097	U5SH(C)	2,11	U5SH(C)	1,877	U5SH(C)	1,897
	U5SH(C)	1,225	U5SH(C)	1,232	U5SH(C)	1,115	U5SH(C)	1,125
	U5SH(C)	1,365	U5SH(C)	1,372	U5SH(C)	1,249	U5SH(C)	1,261
	U5SH(C)	1,34	U5SH(C)	1,346	U5SH(C)	1,226	U5SH(C)	1,236
	U5SH(C)	1,317	U5SH(C)	1,323	U5SH(C)	1,201	U5SH(C)	1,212
	U5SH(C)	1,337	U5SH(C)	1,344	U5SH(C)	1,219	U5SH(C)	1,23
	U5SH(C)	1,356	U5SH(C)	1,362	U5SH(C)	1,242	U5SH(C)	1,253
	U5SH(C)	1,362	U5SH(C)	1,368	U5SH(C)	1,248	U5SH(C)	1,258
	U5SH(C)	1,354	U5SH(C)	1,361	U5SH(C)	1,24	U5SH(C)	1,251
	U5SH(C)	1,357	U5SH(C)	1,363	U5SH(C)	1,242	U5SH(C)	1,253
	U5SH(C)	1,349	U5SH(C)	1,356	U5SH(C)	1,236	U5SH(C)	1,246
	U5SH(C)	1,377	U5SH(C)	1,383	U5SH(C)	1,262	U5SH(C)	1,272
	U5SH(C)	1,241	U5SH(C)	1,246	U5SH(C)	1,13	U5SH(C)	1,14
	U5SH(C)	2,084	U5SH(C)	2,097	U5SH(C)	1,866	U5SH(C)	1,888

Escaleras

Tabla 10.1.15 Factor de resistencia para las escaleras - caso: combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica.

Fuente: Los Autores

Elementos	ID	Combo	Fr	Combo	Fr
Vigas de rampa	B1241	U5SH(C)	0,118	U5SH(C)	0,15
	B1243	U5SH(C)	0,064	U5SH(C)	0,086
		U2(T)	0,034	U2(T)	0,034
	B1244	U7SH(C)	4,49	U5SH(C)	8,859
		U2(T)	0,036	U2(T)	0,037
	B1245	U5SH(C)	2,02	U5SH(C)	2,847
	B1251	U5SH(C)	2,866	U5SH(C)	4,396
		U2(T)	0,171	U2(T)	0,165
	B1253	U5SH(C)	0,16	U5SH(C)	0,237
		U2(T)	0,028	U2(T)	0,028
	B1254	U5SH(C)	2,062	U5SH(C)	3,178
	B1255	U5SH(C)	0,18	U5SH(C)	0,257
		U2(T)	0,027	U2(T)	0,028
Vigas de descanso	D674	U5SH(C)	1,358	U5SH(C)	1,912
	D680	U5SH(C)	1,319	U5SH(C)	1,879
		U2(T)	0,062	U2(T)	0,061
	D688	U7SH(C)	6,198	U7SH(C)	8,806
		U2(T)	0,1	U2(T)	0,101
	D702	U5SH(C)	0,928	U5SH(C)	1,406
		U2(T)	0,062	U2(T)	0,061
	D709	U5SH(C)	3,726	U5SH(C)	5,798
		U2(T)	0,112	U2(T)	0,112
	D717	U5SH(C)	3,838	U5SH(C)	5,738
Columna	C78-1	U5SH(C)	0,835	U5SH(C)	4,012
		U5SH(T)	3,004		
	C94-1	U5SH(C)	2,88	U5SH(C)	4,057
	C90-1	U5SH(C)	0,791	U5SH(C)	4,228
		U5SH(T)	3,153	U3(T)	0,018
	C96-1	U5SH(C)	2,948	U5SH(C)	4,155
	C100-1	U5SH(C)	0,953	U5SH(C)	1,46
	C112-1	U5SH(C)	0,847	U5SH(C)	4,576
		U5SH(T)	3,162		
	C102-1	U5SH(C)	0,404	U5SH(C)	0,614
	C114-1	U5SH(C)	0,682	U5SH(C)	4,144
		U5SH(T)	2,817		

ANEXO F

Planilla de Inspección

Parte I. Identificación de la Escuela

I.1 Nombre del Plantel: _____

I.2 Dirección: _____

I.3 Parroquia: _____ I.4 Municipio: _____ I.5 Estado: _____

I.6 Año de Fundación de la escuela: _____

I.7 Numero de edificios: _____

I.8 Organismo al cual está adscrito: _____

I.9 Población
Estudiantil: _____

I.10 Escuela

Privada

☐

Pública

☐

Semipública

☐

I.11 Personas de Contacto

Nombre y Apellido	Cargo	Teléfono	Correo Electrónico

Parte II. Identificación de la Zona Sísmica

II.1 Marque con una X la zona sísmica, según la norma COVENIN 1756:2001

0

☐
☐
☐

1

☐
☐
☐

2

☐
☐
☐

3

4

5

6

7

II.2 Marque con una X el riesgo sísmico de la zona

Elevado

☐

Intermedio

☐

Bajo

☐

II.3 Indique el coeficiente de aceleración horizontal correspondiente a la zona

0,4

☐
☐
☐

0,35

☐
☐
☐

0,3

☐
☐
☐

0,25

0,2

0,15

0,1

Parte III. Identificación del edificio

III.1 Nombre del edificio: _____

III.2 Uso: _____

III.3 Población Estudiantil: _____ III.4 Número de Niveles: _____

III.5 Año de construcción: _____

III.6 Existen planos del edificio:

Arquitectura

☐

Estructura

☐

Inst. Sanitarias

☐

Inst. Eléctricas

☐

De ser afirmativa la respuesta, Indique donde se encuentran los planos

III.7 Existen estudios geotécnicos:

SI

☐

NO

☐

De ser afirmativa la respuesta, indique lo siguiente:

Año del estudio: _____

Responsable: _____

Ubicación: _____

III.8 Marque con una X indicando la forma espectral según el estudio geotécnico

S1

☐

S2

☐

S3

☐

S4

☐

Parte IV. Factores Estructurales

IV.1 Marque con una X indicando el tipo de estructura, según la norma COVENIN 1756:2001

I

☐

II

☐

III

☐

IV

☐

IV.2 Indique los materiales usados en la construcción

Concreto

☐

Acero

☐

Mixta

☐

En caso de ser mixta, indique los materiales de cada elemento estructural

IV.3 Forma de la planta del edificio			
H			
T			
L			
U			
Rectangular o cuadrada			
Con abertura central			
otras			

IV.4 Existen juntas de dilatación en el edificio			
SI		NO	

IV.5 Existen sistemas resistentes a sismos en las dos direcciones principales			
SI		NO	

IV.6 Altura de entrepiso típica: _____ (m)

IV.7 Si existen voladizos, indique las dimensiones típicas (cm). _____

IV.8 Marque si detecta presencia de posible entrepiso blando o débil.			
SI		NO	

IV.9 Marque si existe discontinuidad vertical en el sistema resistente a sismos			
SI		NO	

IV.10 Indique la posibilidad de golpeteo entre edificios adyacentes en caso de sismo			
SI		NO	

En caso de ser afirmativa la respuesta, los niveles de entrepiso de los edificios coinciden

SI		NO	
----	---	----	---

IV.11 Marque si el edificio inspeccionado está construido en:			
Ladera		Zona inundable	
Talud		Cercanos a causas	
Plano		Frente al mar	
otro			

IV.12 ¿Se observan uniones deficientes?			
SI		NO	

IV.13 ¿El acero longitudinal de las columnas es conocido?

SI

NO

IV.14 ¿El acero de refuerzo transversal de las columnas es conocido?

SI

NO

IV.15 ¿El acero longitudinal de las vigas es conocido?

SI

NO

IV.16 ¿El acero de refuerzo transversal de las vigas es conocido?

SI

NO

IV.17 Número posibles columnas cortas en fachadas

IV.18 Número posibles columnas cortas internas

IV.19 Altura libre de columnas cortas (m)

IV.20 Altura total de la columnas (m)

IV.21 Número posible columnas esbeltas en fachadas

IV.22 Número posible columnas esbeltas internas

IV.23 Altura libre de columnas esbeltas (m)

Parte V. Factores de mantenimiento

V.1 ¿Existe grietas en las columnas de concreto armado?

SI

NO

Der ser afirmativa, indique:

Localizada en el tramo de la columna

Localizada en los extremos de la columna

V.2 ¿Existe grietas en las vigas de concreto armado?

SI

NO

Der ser afirmativa, indique:

Localizada en el tramo de la viga

Localizada en los extremos de la viga

V.3 ¿Existe agrietamiento en la tabiquería?

SI ☐ NO ☐

De ser afirmativa, indique si:

Si es localizado especifique la forma

Vertical	☐
Horizontal	☐
Diagonal	☐
En X	☐

V.4 ¿Existe acero de refuerzo expuesto a la vista?

SI ☐ NO ☐

De ser afirmativa, indique si se encuentra en:

Losa	☐
Viga	☐
Columna	☐

V.5 ¿Existe corrosión en el acero estructural?

SI ☐ NO ☐

De ser afirmativa, indique:

Losa	☐	Localizado (especifique)		General	
Viga	☐	Localizado (especifique)		General	
Columna	☐	Localizado (especifique)		General	

V.6 ¿Hay deflexiones excesivas?

SI ☐ NO ☐

De ser afirmativa, indique si:

Losa	☐	Localizado (especifique)		General	
Viga	☐	Localizado (especifique)		General	

V.7 ¿Existen irregularidades en la unión viga-columna?

SI ☐ NO ☐

De ser afirmativa, indique si:

Especifique la irregularidad:

V.8 ¿Se detecta asentamientos diferenciales?

SI ☐ NO ☐

De ser afirmativa, indique si:

Localizado (especifique) General

V.9 ¿Cómo es el estado de mantenimiento físico?

Bueno ☐ Regular ☐ Malo ☐

V.10 ¿Hay evidencias de remodelaciones en el edificio?

SI

☐

NO

☐

De ser afirmativa, indique si:

Localizado (especifique)

General

V.11 ¿Hay evidencias restauración o refuerzo en la estructura?

SI

☐

NO

☐

De ser afirmativa, indique si:

Localizado (especifique) _____ General _____

Parte VI Factores Educación sísmica

VI. 1 Indique si la población ha recibido charlas de alerta temprana por parte de algún organismo oficial

SI

☐

NO

☐

VI. 2 Indique se la población ha participado en simulacros de evacuación

SI

☐

NO

☐

VI.3 ¿Existen señalización de evacuación?

SI

☐

NO

☐

Nivel:

[illegible]

Corte:

[illegible]

ANEXO G

Planos de Arquitectura y Estructura.