

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS TIPO I APLICANDO LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN LOS CAPÍTULOS 18 DE LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN 1753-1987 Y FONDONORMA 1753-2006.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Capriles Di Cera, Tulio Manuel

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2012.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS TIPO I APLICANDO LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN LOS CAPÍTULOS 18 DE LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN 1753-1987 Y FONDONORMA 1753-2006.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Norberto Fernández

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por el Br.:
Capriles Di Cera, Tulio Manuel
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2012.

ACTA

El día 30 de Octubre se reunió el jurado formado por los profesores:

Norberto Fernández

Gustavo Coronel

Germán Lozano

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“COMPARACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS TIPO I APLICANDO LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN LOS CAPÍTULOS 18 DE LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN 1753-1987 Y FONDONORMA 1753-2006”**.

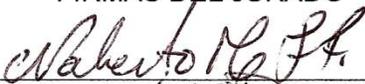
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

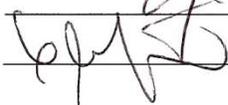
Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	NÚMEROS	LETRAS
Br. Tulio Capriles Di Cera	90	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO





Caracas, 30 de Octubre de 2012.

DEDICATORIA

Este trabajo especial de grado se lo dedico en especial a mi padre quien siempre quiso tener un hijo ingeniero civil y con la entrega de este trabajo logro completar ese sueño, ya que desde hace tiempo lo convertí en mío.

A mi nonna a quien quiero hacer estar muy orgullosa por tener otro nieto profesional, además de haber sido el sustento de mi familia durante todos estos años.

A mi mama, quien es la principal razón por la que trato de ser mejor día a día, y cuyo impulso me lleva a realizar las cosas lo mejor posible.

Igualmente le dedico este trabajo a Lina y Felicidad quienes han sido para mí unas madres y a quienes les debo gran parte de los valores que poseo.

A mis hermanos Fiorella, Tulia y Manuel por los cuales me esfuerzo en todas las actividades y con quienes quiero compartir mis logros.

A Lisseth con quien he compartido todo el proceso de formación durante estos años y quien es una persona muy especial en mi vida.

Tulio Manuel Manases Capriles Di Cera

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a Dios por brindarme salud y por ser el protector de mi familia.

Al profesor Norberto Fernández por haber guiado el presente trabajo con la mejor disposición y siempre estar disponible para aclararme todas las inquietudes surgidas durante el proceso. Sin su ayuda no hubiese sido posible desarrollar este documento.

A la UCV y todos sus profesores que han contribuido en mi formación como ingeniero. Sus conocimientos y experiencias me han permitido adquirir criterio profesional para enfrentar los proyectos.

A mi mamá, por estar conmigo en todo momento y hacer todo lo posible por hacerme las cosas más fáciles, además de darme su cariño.

A Lisseth, por ser mi apoyo durante estos meses, siendo incondicional y tratando siempre de subirme el ánimo y no dejar vencerme.

A Emilio, María de los Ángeles, Mariajose, Carla, Félix y Roger quienes han sido durante estos cinco años de estudio más que unos compañeros de clase, han sido unos verdaderos amigos y estoy orgulloso de compartir con personas con tan excelentes cualidades.

Tulio Manuel Manases Capriles Di Cera

Capriles Di Cera, Tulio M.

“COMPARACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS TIPO I APLICANDO LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN LOS CAPITULOS 18 DE LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN 1753-1987 Y FONDONORMA 1753-2006”.

Tutor Académico: Prof. Norberto Fernández.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2012, (223 pág.).

Palabras Clave: Norma Venezolana COVENIN 1753-87, Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006, Diseño por Capacidad, Fuerzas Cortantes de Diseño, Resistencia Mínima a la Flexión, Resistencia Cortante en las Juntas.

RESUMEN

Este Trabajo Especial de Grado tiene como objetivo comparar el Diseño Sismorresistente de Estructuras Aporticadas tipo I aplicando los criterios establecidos en los capítulos 18 de las Normas Venezolanas COVENIN 1753-1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” y FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

Inicialmente se reviso los distintos requisitos o aspectos de diseño dispuestos en los capítulos 18 de las dos versiones de la norma, con la finalidad de identificar los posibles aspectos a influir en los resultados del diseño. Para alcanzar la comparación fueron definidos dos modelos de pórticos simples con diferente número de pisos y diseñados para cada versión de la norma en estudio.

Para el primer modelo considerado un edificio bajo de 4 pisos, se observó que las diferencias en los resultados no son muy relevantes, puesto que a pesar de obtener diseños por corte basados en la versión 2006 más exigentes, tanto para vigas como columnas, estos no prevalecieron por sobre el resto de criterios mínimos. En cuanto a las columnas el acero por confinamiento de la versión 1987 es más exigente siendo el criterio que prevalece. Para este modelo debido a las dimensiones de las columnas, el criterio para prevenir fallas por adherencia, limitó de forma significativa la disposición de los armados longitudinales de las vigas por la versión 2006.

En cuanto al segundo modelo de 12 pisos de altura se presentaron una serie de diferencias importantes, dentro de las cuales se presenta el aumento de las secciones de las columnas a causa del chequeo de la resistencia al corte del nodo, a partir del cual fueron necesarios en los primeros seis niveles para el diseño basado en la versión 2006 alrededor de un 20% más de área en dichas secciones. Con respecto al diseño por corte para los refuerzos transversales se presentan enormes diferencias en cuanto a las fuerzas de diseño, originando para las primeras plantas cambios significativos en cuanto a los resultados. Teniendo que para el diseño por la versión 2006 las columnas entre planta baja y piso 1, colocando el número máximo de ramas, las separaciones de cálculo para las ligaduras se encuentran por debajo de los 10cm.

Para ambos modelos la resistencia mínima a flexión no conlleva diferencia alguna, puesto que para el diseño general por ambas versiones de la Norma 1753 fue empleada la “verificación por nodo”. En caso de tomar en cuenta para la versión 2006 la “verificación por nivel” se obtuvo que es necesario incrementar para algunos casos hasta en 100% el área de acero de las columnas para satisfacer con la resistencia mínima.

Adicionalmente se presentan cambios en cuanto a los detallados, principalmente en lo referente a los ángulos de dobles mínimos en los refuerzos transversales cerrados y de una rama, así como las longitudes de transferencias y empalmes para los distintos diámetros de barras.

En definitiva a partir de los resultados del diseño de ambos modelos se concluyó que las disposiciones presentes dentro de la versión FONDONORMA 1753-2006 se encuentran mejor enfocadas en lo que representa el “Diseño por Capacidad” de estructuras y por lo tanto en oportunidades conlleva en resultados más exigentes.

ÍNDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
NOTACIÓN.....	2

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
1.1. Planteamiento del Problema	7
1.2. Objetivos	9
1.2.1. General	9
1.2.2. Específicos.....	9
1.3. Justificación.....	10
1.4. Alcances y Limitaciones	11

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO.....	12
2.1. Consideraciones Básicas o Principios para el Diseño Sismorresistente del Concreto Armado	13
2.1.1. Niveles de Diseño	13
2.1.2. Diseño por Capacidad en Estructuras Resistentes a Sismos.....	14
2.1.3. Mecanismos de Fallas en Estructuras Resistentes a Sismos.....	15
2.1.4. Desarrollo de Resistencias en los Miembros del Sistema Resistente a Sismos.....	17
2.1.5. Análisis de Secciones Sometidas a Flexión Simplemente Reforzadas	20
2.2. Fundamentos o Criterios para la Aplicación de los Requisitos Especiales para el Diseño Sismorresistente	21
2.2.1. Fuerzas Cortantes de Diseño en Vigas	21
2.2.2. Fuerzas Cortantes de Diseño en Columnas	22
2.2.3. Diseño por Corte	23
2.2.4. Refuerzo Transversal por Confinamiento	24
2.2.5. Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas	25
2.2.6. Verificación de Nodos por Fuerzas Cortantes	27

CAPÍTULO III

MÉTODO	30
3.1. Revisión y Comparación de los Criterios Normativos Especificados en los Capítulos 18 de las Normas Venezolanas COVENIN 1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006	30
3.2. Definición de Modelos a Diseñar	31
3.3. Análisis de Cargas	31
3.4. Análisis Estructural en el Plano	32
3.5. Diseño Sismorresistente de los Elementos del Sistema Resistente	32
3.6. Contrastación y Análisis de Resultados	33

CAPÍTULO IV

COMPARACIÓN DE CRITERIOS NORMATIVOS	34
4.1. Requisitos para los Estados Límites	34
4.1.1. Solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente	35
4.1.2. Resistencias de Diseño	36
4.2. Requisitos Especiales o Adicionales para el Diseño Sismorresistente de Estructuras Aporticadas	38

CAPÍTULO V

MODELOS A DISEÑAR	55
5.1. Propiedades de los Materiales	55
5.2. Condiciones Geométricas	56
5.2.1. Modelo #1	56
5.2.2. Modelo #2	57
5.3. Definición de Acciones	60
5.3.1. Acciones Gravitacionales	60
5.3.2. Acciones Sísmicas	61
5.4. Combinación de Solicitaciones	62
5.5. Masa Traslacional	63
5.6. Método de Análisis	63
5.7. Combinación Modal	63

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ESTRUCTURAL	64
6.1. Modelo #1.....	64
6.1.1. Periodos y Masas Participativas	64
6.1.2. Corrección del Cortante Basal	65
6.1.3. Control de Derivas	66
6.2. Modelo #2.....	67
6.2.1. Diseño basado en la Versión COVENIN 1753-1987.....	67
6.2.2. Diseño basado en la Versión FONDONORMA 1753-2006.....	70

CAPÍTULO VII

DISEÑO SISMORRESISTENTE	74
7.1. Modelo #1.....	74
7.1.1. Diseño basado en la Versión COVENIN 1753-1987.....	75
7.1.2. Diseño basado en la Versión FONDONORMA 1753-2006.....	85
7.2. Modelo #2.....	94
7.2.1. Diseño basado en la Versión COVENIN 1753-87.....	94
7.2.2. Diseño basado en la Versión FONDONORMA 1753-2006.....	102
7.3. Detallado de Diseños	110
7.4. Desarrollo de Aspectos de Diseño Adicionales.....	111
7.4.1. Verificación por Nivel de la Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas.....	111
7.4.2. Refuerzo Transversal por Confinamiento Considerando Efecto de la Carga Axial.....	113

CAPÍTULO VIII

COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	116
8.1. Modelo #1. Comparación de Resultados obtenidos por ambas Normas	116
8.1.1. Diseño por Flexión de Vigas	116
8.1.2. Diseño del Refuerzo Transversal de Vigas.....	117
8.1.3. Diseño por Flexión y Carga Axial de Columnas.....	118
8.1.4. Verificación por Corte de las Juntas	119
8.1.5. Resistencia Mínima a Flexión de Columnas	120
8.1.6. Diseño del Refuerzo Transversal de Columnas.....	122

8.2. Modelo #2. Comparación de Resultados obtenidos por ambas Normas	124
8.2.1. Diseño por Flexión de Vigas	124
8.2.2. Diseño del Refuerzo Transversal de Vigas	125
8.2.3. Diseño por Flexión y Carga Axial de Columnas.....	126
8.2.4. Verificación por Corte de las Juntas	127
8.2.5. Resistencia Mínima a Flexión de Columnas	129
8.2.6. Diseño del Refuerzo Transversal de Columnas.....	130
8.3. Cuadro Comparativo Resumen entre Modelos	133
8.4. Aspectos de Diseño Adicional.....	136
8.4.1. Verificación por Nivel de la Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas.....	136
8.4.2. Refuerzo Transversal por Confinamiento Incluyendo Efecto de la Carga Axial.....	138
CONCLUSIONES.....	139
RECOMENDACIONES	144
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
ANEXOS.....	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1 Niveles de Diseño.	13
Tabla II.2 Consideraciones para Momentos Resistentes para el Diseño Sismorresistente.	19
Tabla IV.1 Comparación de Combinaciones de Solicitaciones	35
Tabla IV.2 Comparación de Factores de Minoración de Resistencia	36
Tabla IV.3 Comparación de Requisitos del Capítulo 18.	39
Tabla IV.4 Dimensiones Mínimas de Columnas para Prevenir Falla por Adherencia.	47
Tabla IV.5 Comparación de Aspectos de Diseño del Capítulo 18.	48
Tabla IV.6 Aspectos a Considerar para el Diseño	53
Tabla V.1 Propiedades de los Materiales	55
Tabla V.2 Secciones de Columnas Definitivas – Modelo #1	57
Tabla V.3 Tabla V.4 Secciones de Columnas Definitivas – Modelo #2	59
Tabla VI.1 Periodos y Masas Participativas. Modelo #1.	65
Tabla VI.2 Corrección del Cortante Basal. Modelo #1.	66
Tabla VI.3 Control de Derivas. Modelo #1.	67
Tabla VI.4 Periodos y Masas Participativas. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	68
Tabla VI.5 Corrección del Cortante Basal. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	69
Tabla VI.6 Control de Derivas. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	70
Tabla VI.7 Periodos y Masas Participativas. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.	71
Tabla VI.8 Corrección del Cortante Basal. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006	72
Tabla VI.9 Control de Derivas. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.	73
Tabla VII.1 Refuerzo Longitudinal y Momentos Resistentes en Vigas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.	76
Tabla VII.2 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.	78
Tabla VII.3 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.	80
Tabla VII.4 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.	81
Tabla VII.5 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nodos. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.	82
Tabla VII.6 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987. ..	84
Tabla VII.7 Refuerzo Longitudinal en Vigas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.	86
Tabla VII.8 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.	88
Tabla VII.9 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.	89
Tabla VII.10 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.	91

Tabla VII.11 Resistencia Mínima a la Flexión-Verificación por Nodos. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.	92
Tabla VII.12 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.....	93
Tabla VII.13 Refuerzo Longitudinal y Momentos Resistentes en Vigas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.....	95
Tabla VII.14 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.	96
Tabla VII.15 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.	97
Tabla VII.16 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.	99
Tabla VII.17 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nodos. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.....	100
Tabla VII.18 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.	101
Tabla VII.19 Refuerzo Longitudinal en Vigas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.....	103
Tabla VII.20 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.	104
Tabla VII.21 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.	105
Tabla VII.22 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.....	107
Tabla VII.23 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nodos. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.	108
Tabla VII.24 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.....	109
Tabla VII.25 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.	111
Tabla VII.26 Resistencia Mínima a la Flexión – Armados Requeridos para Verificación por Nivel. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.....	112
Tabla VII.27 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	113
Tabla VII.28 Resistencia Mínima a la Flexión – Armados Requeridos para Verificación por Nivel. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	113
Tabla VII.29 Refuerzo Transversal por Confinamiento Incluido Efecto de Carga Axial. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	114
Tabla VII.30 Refuerzo Transversal por Confinamiento Incluido Efecto de Carga Axial. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	115
Tabla VIII.1 Comparación de Fuerzas de Diseño en Columnas. Modelo #1.....	123
Tabla VIII.2 Comparación de Fuerzas de Diseño en Columnas. Modelo #1.....	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1 Análisis de Secciones Sometidas a Flexión Simplemente Armadas.....	20
Figura II.2 Esquema de Fuerzas de Corte en Vigas.....	22
Figura II.3 Esquema de Fuerzas de Corte en Columnas.....	22
Figura II.4 Determinación de Momentos Resistentes para el Diseño a Corte de Columnas.....	23
Figura II.5 Parámetros para Armaduras de Confinamiento.....	24
Figura II.6 Verificación por Nodo de la Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas.....	25
Figura II.7 Verificación por Nivel de la Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas.....	26
Figura II.8 Distribución de Fuerzas en el Nodo.....	27
Figura II.9 Diagrama de Cuerpo Libre para Determinar el Valor de “ V_{col} ”.....	28
Figura II.10 Área Efectiva del Nodo.....	29
Figura V.1 Elevación Pórtico del Modelo #1.....	56
Figura V.2 Elevación Pórtico del Modelo #2.....	58
Figura V.3 Espectro de Diseño.....	62

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A-1 Refuerzo Longitudinal. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	147
Anexo A-2 Refuerzo Longitudinal. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	147
Anexo A-3 Cuantía de Acero. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	148
Anexo A-4 Cuantía de Acero. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	148
Anexo A-5 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión Y Carga Axial. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	149
Anexo A-6 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión Y Carga Axial. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	149
Anexo A-7 Refuerzo Longitudinal. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.....	150
Anexo A-8 Refuerzo Longitudinal. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	151
Anexo A-9 Cuantía de Acero. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.....	152
Anexo A-10 Cuantía de Acero. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	153
Anexo A-11 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión Y Carga Axial. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.....	154
Anexo A-12 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión y Carga Axial. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	155
Anexo B-1 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	156
Anexo B-2 Plano de Despieces de Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	157
Anexo B-3 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-2006.....	158
Anexo B-4 Plano de Despieces de Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-2006.....	159
Anexo B-5 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1/2/3 y Piso 4/5/6. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.....	160
Anexo B-6 Plano de Despieces de Vigas de Piso 7/8/9 y Piso 10/11/Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.....	161
Anexo B-7 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1/2/3/4/5/6 y Piso 7/8/9. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-2006.....	162
Anexo B-8 Plano de Despieces de Vigas de Piso 10/11/Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-2006.....	163
Anexo B-9 Plano de Detalles de Secciones de Vigas (1/2).....	164
Anexo B-10 Plano de Detalles de Secciones de Vigas (2/2).....	165
Anexo B-11 Plano de Despieces de Columnas. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	166

Anexo B-12 Plano de Despieces de Columnas. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-2006.	167
Anexo B-13 Cuadro de Despieces de Columnas. Modelo #2.....	168
Anexo B-14 Plano de Detalles de Secciones de Columnas (1/2).....	169
Anexo B-15 Plano de Detalles de Secciones de Columnas (2/2).....	170
Anexo C-1 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	171
Anexo C-2 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	172
Anexo C-3 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	173
Anexo C-4 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	174
Anexo C-5 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 1. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987..	175
.....	
Anexo C-6 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987..	175
.....	
Anexo C-7 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987..	175
.....	
Anexo C-8 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 1. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	176
Anexo C-9 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 2. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	176
Anexo C-10 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	176
Anexo C-11 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	177
Anexo C-12 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 1 – Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	178
Anexo C-13 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	179
Anexo C-14 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 3 – Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.....	180
Anexo C-15 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	181
Anexo C-16 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 1 – Piso 2. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	182
Anexo C-17 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	183

Anexo C-18 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 3 – Techo. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006	184
Anexo C-19 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1/2/3 y Piso 4/5/6. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987	185
Anexo C-20 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 7/8/9 y Piso 11/12/Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987	186
Anexo C-21 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1/2/3 y Piso 4/5/6. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006	187
Anexo C-22 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 7/8/9 y Piso 11/12/Techo. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006	188
Anexo C-23 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	189
Anexo C-24 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 6. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	189
Anexo C-25 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 9. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	190
Anexo C-26 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 11. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.	190
Anexo C-27 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	191
Anexo C-28 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 6. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	191
Anexo C-29 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 9. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	192
Anexo C-30 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 11. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	192
Anexo C-31 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.....	193
Anexo C-32 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987	194
Anexo C-33 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 6 – Piso 7. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987	195
Anexo C-34 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 9 – Piso 10. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987	196
Anexo C-35 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 11 – Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987	197
Anexo C-36 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.....	198

Anexo C-37 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #2.	
Norma FONDONORMA 1753-2006.....	199
Anexo C-38 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 6 – Piso 7. Modelo #2.	
Norma FONDONORMA 1753-2006.....	200
Anexo C-39 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 9 – Piso 10. Modelo #2.	
Norma FONDONORMA 1753-2006.....	201
Anexo C-40 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 11 – Techo. Modelo #2.	
Norma FONDONORMA 1753-2006.....	202
Anexo C-41 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 1. Modelo #1.	
FONDONORMA 1753-2006.....	203
Anexo C-42 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 2. Modelo #1.	
FONDONORMA 1753-2006.....	203
Anexo C-43 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 3. Modelo #1.	
FONDONORMA 1753-2006.....	203
Anexo C-44 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 3. Modelo #2.	
FONDONORMA 1753-2006.....	204
Anexo C-45 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 6. Modelo #2.	
FONDONORMA 1753-2006.....	204
Anexo C-46 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 9. Modelo #2.	
FONDONORMA 1753-2006.....	205
Anexo C-47 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 11. Modelo #2.	
FONDONORMA 1753-2006.....	205

INTRODUCCIÓN

Por medio del presente Trabajo Especial de Grado se abarca de forma extensa la comparación del diseño de estructuras en concreto armado bajo las exigencias sismorresistentes contempladas en las Normas Venezolanas COVENIN 1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006, de tal manera que sean apreciadas las diferencias y similitudes existentes tanto en el enfoque presente como en sus aspectos propios de diseño.

Tal comparación fue realizada en primera instancia por medio de un material comparativo en donde fueron contrastadas las disposiciones presentes en las dos versiones de la Norma 1753 antes mencionadas y expuestas por medio de tablas y cuadros en donde se confrontan los diferentes requisitos y criterios de diseño presentes dentro del capítulo 18 de cada versión.

En segunda fase fueron definidos dos modelos de estructuras aporticadas en el plano aplicando para cada uno de forma separada el diseño sismorresistente de sus elementos empleando las disposiciones presentes en las Normas COVENIN 1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006. Los resultados de ambos diseños se presentan por medio de tablas resumen a partir de las cuales fue posible denotar y exponer la influencia de los criterios y procedimientos en el diseño.

A partir de los resultados de ambas etapas se elaboraron una serie de conclusiones y recomendaciones relacionadas con la aplicación del diseño sismorresistente en estructuras de concreto armado.

NOTACIÓN

La notación empleada en este trabajo especial de grado es la indicada a continuación, los símbolos utilizados son resultado de la unificación de la nomenclatura presente entre las dos versiones de la Norma 1753.

A_{ch}	Área del núcleo de la sección transversal de un miembro estructural, medida desde las caras extremas del refuerzo transversal.
A_d	Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.
A_g	Área total o gruesa de la sección de concreto.
A_j	Área efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte.
A_o	Coeficiente de aceleración horizontal.
A_s	Área de acero en tracción, o área del acero de refuerzo en una capa de su sección.
A_{sb}	Área de acero en tracción para la condición de falla balanceada.
$A_{s \text{ Coloc}}$	Área de acero de refuerzo longitudinal colocado en una sección de viga en determinada capa.
A_{sh}	Área total del acero de refuerzo transversal (ligaduras) requerida en la sección para el confinamiento del núcleo.
$A_{s \text{ Req}}$	Área de acero de refuerzo longitudinal requerido en una sección de viga a partir de su diseño por flexión en determinada capa.
A_{s1}	Área del acero de refuerzo longitudinal de la capa superior que atraviesa el nodo.
A_{s2}	Área del acero de refuerzo longitudinal de la capa inferior que atraviesa el nodo.
A_v	Área del refuerzo por corte dentro de una distancia "s".
b_c	Dimensión del núcleo de la columna, paralela a las ramas de amarre que constituye el área de confinamiento " A_{sh} ", medida de centro a centro del acero de refuerzo de confinamiento.
b_j	Anchura efectiva del nodo.
b_v	Ancho de la base de una viga.
B_x	Dimensión de la columna medida en la misma dirección de análisis, en un

	pórtico es el ancho de la columna medido en la dirección de las vigas.
By	Dimensión de la columna medida en sentido perpendicular a la dirección de análisis, en un pórtico es el ancho de la columna medido perpendicularmente a las vigas.
C	Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro.
C	Fuerza de compresión.
CP	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas permanentes.
CV	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables.
d	Distancia desde la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de refuerzo longitudinal traccionado, es decir, su altura útil o efectiva. También se define como la altura del miembro menos el recubrimiento de diseño.
d_b^c	Diámetro de barra longitudinal de la columna.
d_b^{est}	Diámetro de barra del estribo.
d_b^v	Diámetro de barra longitudinal de la viga.
e	Excentricidad de la viga respecto a la columna que cruza.
E_c	Modulo de elasticidad del concreto.
f_s	Tracción calculada en el acero de refuerzo.
f_y	Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo.
f_{yt}	Resistencia cedente especificada para el acero de refuerzo transversal.
f'_c	Resistencia especificada del concreto a compresión.
H	Altura o espesor de una sección, o dimensión de la columna medida en la misma dirección de la viga para el criterio de adherencia.
h_c	Dimensión transversal del núcleo de la columna, perpendicular a las ramas de amarre que constituye el área de confinamiento "A _{sh} ", medida de centro a centro del acero de refuerzo de confinamiento.
H_e	Altura del entrepiso de una edificación.
h_j	Profundidad efectiva del nodo, igual a la dimensión de la columna de la columna paralela a la dirección de las vigas.
h_x	Separación horizontal máxima entre barras arriostradas por ligaduras o ganchos en todas las caras de una columna.
j_d	Brazo mecánico o distancia entre los puntos de aplicación de la fuerza a tracción y la fuerza a compresión en una sección sometida a flexión.
L_{cf}	Longitud de confinamiento en vigas.

L_{dh}	Longitud de transferencia para barras en tracción que terminan en ganchos estándar, medida desde la sección crítica al extremo exterior del gancho.
L_n	Luz libre en la dirección más larga del elemento, medida cara a cara de los apoyos.
L_o	Longitud mínima medida desde la cara del nodo y a lo largo del miembro, en la cual se dispondrá el refuerzo transversal de confinamiento.
M_c	Momento resistente teórico en la cara del nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la columna conectada al mismo.
M_{cn}	Momento resistente teórico en la cara inferior del nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la columna que está conectada por debajo del nivel en consideración.
M_n	Momento resistente teórico.
ϕM_n	Momento resistente de diseño, obtenido al multiplicar los momentos resistentes teóricos por el factor de minoración que corresponda.
M_{pr}	Momento resistente máximo probable en los extremos del miembro, con o sin carga axial, calculado considerando las propiedades reales del mismo.
M_s	Momento resultante del análisis elástico lineal debido a las acciones sísmicas.
M_u	Momento actuante mayorado en la sección.
M_v	Momento resistente teórico en la cara del nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la viga conectada al mismo.
M_{vn}	Momento resistente teórico en el extremo de la viga correspondiente a su resistencia nominal a flexión.
N*	Carga axial a compresión que conduzca a la mayor cantidad de acero por confinamiento.
P_u	Fuerza axial mayorada resultado del análisis según combinaciones.
R	Factor de reducción de respuesta.
S	Solicitaciones o efectos debido a las acciones sísmicas.
s	Separación del refuerzo transversal por corte, medida a lo largo del eje longitudinal del miembro.
S_{Cal}	Separación del refuerzo transversal requerida por cálculo a partir del diseño por corte de capacidad del elemento.
S_{Coloc}	Separación del refuerzo transversal colocada a lo largo de la zona de confinamiento del miembro, se presenta en unidades enteras.
S_{Conf}	Separación del refuerzo transversal requerida a partir de las ecuaciones para el confinamiento.

Sh	Solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente, incluidos los efectos torsionales.
S_{Req}	Separación del refuerzo transversal requerida a partir de los criterios preliminares de colocación en función de las características de la sección.
S_x	Máxima separación del acero de refuerzo transversal en columnas.
T	Fuerza de tracción, o periodo fundamental de la edificación.
T_a	Periodo fundamental de la edificación estimado en base a relaciones empíricas.
U	Solicitaciones combinadas o mayoradas, generalmente resultado de la superposición de varios efectos, para el estado limite de agotamiento.
V_c	Resistencia teórica al corte suministrado por el concreto.
V_{col}	Fuerzas de corte ocurridas en las columnas.
V_e	Fuerza de corte de diseño.
V_{hp}	Fuerza de corte, considerando el efecto hiperestático, derivado de los momentos resistentes máximos probables de un miembro.
V_n	Resistencia teórica al corte.
V_o*	Fuerza de corte basal, obtenido según método de análisis estático equivalente para un periodo igual a "1,6T _a "
V_o	Fuerza de corte basal, obtenido según método de análisis dinámico plano.
V_o mín	Fuerza de corte basal, obtenido de la multiplicación entre el peso de la edificación y el coeficiente sísmico mínimo.
V_o	Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada bajo la hipótesis de que la pieza se encuentra simplemente apoyada.
V_s	Resistencia teórica al corte, atribuida al acero de refuerzo de corte.
V_{SISMO}	Fuerza de corte debida a sismo obtenida del análisis elástico lineal.
V_u	Fuerza cortante mayorada, proveniente del análisis elástico lineal.
V_x	Fuerza de corte producida en la dirección "X", en un pórtico se trata de la fuerza de corte paralela a la dirección de las vigas.
V_y	Fuerza de corte producida en la dirección "Y", en un pórtico se trata de la fuerza de corte perpendicular a la dirección de las vigas.
W	Peso total de la edificación por encima del nivel base.
W_u	Carga de diseño por unidad de longitud de viga, resultado de su respectiva combinación de solicitaciones.

Δ_{ei}	Desplazamiento lateral total del nivel "i" suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.
Δ_i	Desplazamiento lateral total del nivel "i" suponiendo que la estructura se comporta inelásticamente.
α	Factor de importancia de la edificación, establecido según su uso.
α_{en}	Coefficiente que define la relación de endurecimiento del acero para estimar el valor del momento resistente máximo probable.
β	Factor de magnificación promedio, establecido según forma espectral.
β_1	Coefficiente de forma de la teoría de rotura.
γ	Factor de combinación de solicitaciones, acompaña a las acciones variables.
γ_j	Factor que multiplica la resistencia teórica al corte del concreto en las juntas, que depende del confinamiento en las caras del nodo
δ_i	Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos, suponiendo que la estructura se comporta inelásticamente.
ϵ_{cu}	Deformación unitaria última del concreto.
ϵ_s	Deformación unitaria del acero de refuerzo.
ϵ_y	Deformación unitaria cedente del acero de refuerzo.
μ	Factor de modificación de cortantes.
ρ	Cuantía geométrica del refuerzo longitudinal de un miembro.
$\rho_{m\acute{a}x}$	Cuantía geométrica máxima del refuerzo longitudinal de un miembro.
$\rho_{m\acute{i}n}$	Cuantía geométrica mínima del refuerzo longitudinal de un miembro.
ϕ	Factor de minoración de resistencia.
φ	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.
η	Factor que toma en cuenta la formación de rotulas plásticas para calcular el acero de refuerzo transversal para confinamiento.

CAPÍTULO I.

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

El diseño y construcción de las estructuras de concreto armado en Venezuela está sujeto a las especificaciones estipuladas en la Norma Venezolana COVENIN 1753-1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño”, si bien existe una versión actualizada denominada Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” esta no es de carácter obligatorio, ya que no fue evaluada en su momento por la Comisión Venezolana de Normativas Industriales (COVENIN) ni en la actualidad por el Servicio Autónomo Nacional de Normalización, Calidad, Metrología y Reglamentos Técnicos (SENCAMER) el cual rige esta materia a nivel nacional. Este hecho plantea una inquietud a numerosos profesionales en el área de la ingeniería civil, debido a que en la última versión mencionada se modificaron diferentes aspectos con respecto a la vigente; cambios que están sustentados por estudios y/o investigaciones elaboradas tanto a nivel nacional como internacional, así como por las experiencias de los eventos sísmicos ocurridos durante los casi veinte años de diferencia que existe entre ambas normas, como fue el “Terremoto de Cariaco”, ocurrido en Julio de 1997, el cual ocasionó numerosas pérdidas de vidas humanas y la importante afectación de varias edificaciones.

Entre los aspectos más importantes que surgieron en la adecuación de la Norma 1753 son aquellos relacionados con los “Requisitos Adicionales para el Diseño Sismorresistente” estipulados en los capítulos 18 de ambas versiones, que contemplan las exigencias para las distintas sollicitaciones de los miembros en estructuras aporricadas, así como los métodos de diseño propuestos para satisfacer las mismas.

A partir de experiencias como la de Cariaco, se evidenció que estas consideraciones resultan de vital importancia para el adecuado comportamiento de una edificación durante un evento sísmico, de forma que esta sea capaz de

resguardar la integridad de los habitantes de la misma, aun cuando después del evento sísmico la estructura no pueda ser recuperada. Los estudios realizados por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela en las estructuras colapsadas (luego del evento sísmico de Cariaco) de la Escuela Valentín Valiente y el Liceo Raimundo Martínez Centeno, mostraron que entre las principales características vulnerables que presentaron estas edificaciones se encuentran, el efecto de columna corta ocasionado por la mampostería, la presencia de insuficiente refuerzo transversal en las columnas, así como el cierre de los ganchos a 90 grados en los estribos y ligaduras; estos aspectos fueron tomados en cuenta durante la elaboración de la versión del 2006 de la norma, entre otros.

De aquí surge la necesidad de realizar en el marco de este trabajo especial de grado una comparación del diseño sismorresistente de estructuras aporticadas de iguales características aplicando las consideraciones antes mencionados de los capítulos 18, tanto de la versión de 1987 y la de 2006 de la Norma 1753. Antes de realizar los cálculos necesarios para lograr dichos diseños se revisaron los artículos del capítulo de la nueva versión en búsqueda de los cambios presentes y su justificación respecto a la versión original vigente. Tomando en cuenta dichos cambios se pudo establecer las diferencias que puedan conllevar en el diseño de los distintos elementos que forman parte de un pórtico. Eventualmente, puede ser necesario interpretar artículos de otros capítulos distintos al 18.

La comparación mencionada está limitada a estructuras regulares diseñadas en el plano, es decir, no tomando en cuenta los desplazamientos y reacciones fuera de él. Además, se delimitó en fijar determinados parámetros de modo que pueda evidenciarse la influencia en los resultados de los métodos estipulados en las dos versiones de la norma en cuestión.

Con esta contrastación se busca argumentar si los cambios introducidos en el capítulo 18 de la Norma 1753 conllevan a diferencias para el resultado del diseño sismorresistente y si resultan de fácil aplicación e interpretación por parte de los ingenieros. Por otro lado, se desea concluir con respecto a si las variaciones hechas en las normas se traducen en mejoras para el adecuado diseño sismorresistente.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Comparar el diseño sismorresistente de estructuras aporticadas tipo I aplicando los criterios establecidos en los capítulos 18 de las Normas Venezolanas COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” y FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

1.2.2. Específicos

1. Revisar los cambios presentes entre los capítulos 18 de la Normas COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” y FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

2. Definir la geometría y características de estructuras aporticadas tipo I en el plano.

3. Definir acciones gravitacionales y sísmicas sobre las estructuras ya definidas en el plano.

4. Diseñar los modelos de las estructuras definidas siguiendo las especificaciones para el Nivel de Diseño (ND3) de los capítulos 18 de las Normas COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” y FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.

5. Contrastar los resultados obtenidos del diseño sismorresistente de los pórticos definidos.

1.3. Justificación

En Venezuela, debido al elevado riesgo sísmico en zonas densamente pobladas, los ingenieros civiles tienen el deber y la responsabilidad de desarrollar estructuras que sean capaces de soportar y absorber las sollicitaciones sísmicas sin comprometer su estabilidad. Es por ello que surge la necesidad de estar a la vanguardia de los últimos avances en temas relacionados con la sismorresistencia, implementando métodos modernos de análisis y diseño que garanticen el comportamiento dúctil de las edificaciones.

Es por ello que el presente trabajo especial de grado representa un medio para despejar las dudas existentes tanto en estudiantes como profesionales del área de la Ingeniería Civil Estructural, específicamente a los especializados en la elaboración de proyectos, ya que pretende exponer las diferencias existentes entre los criterios estipulados en ambas versiones de la Norma 1753 y evaluar su posible influencia en los resultados del diseño.

De esta forma resultaría un material que busca llamar la atención de la “Comisión Venezolana de Normativas Industriales (COVENIN)” de modo que se reanuden los trámites para la certificación de la versión 2006 de la Norma 1753, o en su defecto se organice un nuevo comité para realizar una nueva revisión de dicha norma.

Académicamente, se busca validar y sustentar los diversos estudios realizados en el marco de líneas de investigación desarrolladas por profesionales de institutos nacionales, los cuales dieron lugar a modificaciones en la revisión de la Norma 1753, como lo es el ya mencionado “Instituto de Materiales y Modelos Estructurales” (IMME).

Por último contempla un aporte fundamental para la formación profesional del tesista en el área de la Ingeniería Estructural, principalmente en los aspectos relacionados con el diseño sismorresistente en concreto armado para estructuras constituidas por pórticos.

1.4. Alcances y Limitaciones

La realización del presente trabajo busca comparar los resultados del diseño sismorresistente en pórticos para modelos cuyas condiciones son particulares, lo cual implica que los resultados no pueden entenderse como una generalización del comportamiento estructural para cualquier tipo de edificación.

Por tanto el estudio se delimitó a dos modelos de estructuras aporticadas regulares, definidos y analizados en el plano, cuya geometría y sistemas de cargas gravitacionales son simétricos, considerando solo columnas de sección rectangular; además cada modelo consta con un número diferente de niveles, ya que se buscó constatar las diferencias existentes según la variación del número de niveles. En cuanto a las acciones sísmicas, fue considerado para un único espectro de diseño, puesto que se fijaron un solo uso para la edificación, factor de reducción de respuesta y forma espectral.

La comparación solo abarca estructuras diseñadas para un ND3 debido a que trata del nivel más exigente de diseño, en donde se requiere de una mayor capacidad de disipación de energía y por lo tanto mayor ductilidad.

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

Dado que el objetivo principal del presente trabajo especial de grado es comparar el diseño sismorresistente de estructuras aporticadas tipo I aplicando los criterios establecidos en los capítulos 18 de las Normas COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño” (N.V.C 1753-87) y FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural” (N.V.F 1753-2006), a continuación se presenta la información conceptual relacionada directamente con estas y los fundamentos necesarios para el desarrollo y aplicación de sus artículos.

Para la aplicación de la normativa sismorresistente mencionada se requiere de la interpretación y comprensión de diversas consideraciones o teorías de diseño estipuladas en su contenido, de forma que se señalen los aspectos a partir de los cuales se desarrollan dichas teorías y en que conlleva su aplicación.

Aunado a ello contiene los principios y fundamentos que sustentan los diferentes requisitos adicionales de diseño estipulados en los capítulos 18 de ambas versiones de la Norma 1753, relacionados en función del nivel de diseño que posea la estructura. Específicamente, se contemplarán aquellos requisitos estipulados para el Nivel de Diseño 3 para los cuales se explican los conceptos indispensables para la adecuada interpretación de los aspectos relacionados con el diseño, así como las consideraciones en los cuales está sustentado.

A continuación se presentan los diferentes apartados, en donde se desarrollan las ideas antes descritas.

2.1. Consideraciones Básicas o Principios para el Diseño Sismorresistente del Concreto Armado

2.1.1. Niveles de Diseño

Según la versión FONDONORMA 1753-2006 se define como “Un conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos”.

Los distintos niveles se encuentran especificados en la Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, en donde se contemplan tres posibles niveles de diseño para las estructuras:

- ⇒ Nivel de Diseño 1 (ND1).
- ⇒ Nivel de Diseño 2 (ND2).
- ⇒ Nivel de Diseño 3 (ND3).

La selección del Nivel de Diseño requerido para una edificación depende de dos factores; el primero es referente a la “Zona Sísmica” en la que se encuentre la edificación (Capítulo 4, COVENIN 1756-2001) y el segundo respecto al “Grupo” dependiendo del uso de la edificación (Capítulo 6, COVENIN 1756-2001), de modo que el nivel exigido es mayor en la medida que combinen estos factores. A continuación se muestra la Tabla II.2, en donde se presentan las posibles combinaciones y el nivel de diseño exigido para cada una.

Tabla II.1 Niveles de Diseño.

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001.

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

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

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

Adicionalmente se contempla que todas las estructuras irregulares deben ser diseñadas para un ND3.

Es importante señalar que para el ND1 no se requiere la aplicación de requisitos adicionales para su diseño, mientras que para los niveles ND2 y ND3 se hace obligatorio la aplicación de dichos requisitos para un adecuado diseño sismorresistente, teniendo para cada nivel un apartado dentro del capítulo 18 de ambas normas, siendo el ND3 para el cual se contemplan mayores exigencias.

2.1.2. Diseño por Capacidad en Estructuras Resistentes a Sismos

Debido a la dificultad de predecir con exactitud los movimientos del terreno resulta imposible evaluar el comportamiento completo de un pórtico de concreto armado, lo que sí resulta viable es impartir a la estructura características que aseguren el mejor comportamiento en términos de ductilidad, disipación de energía y control de daños; esto quiere decir una secuencia deseable para evitar su colapso, lo que se traduce en una jerarquía en el modo de falla de la estructura. Para establecer una secuencia en el mecanismo de falla de una cadena compleja, es necesario conocer la resistencia de cada elemento que forma parte de ella, conocimiento que no debe basarse en suposiciones seguras o capacidades nominales, sino en las resistencias más probables de los componentes estructurales que estarán sujetas a deformaciones muy grandes (Park y Paulay, 1983).

Es importante señalar que en el caso de estructuras hiperestáticamente vinculadas, como lo son los pórticos de concreto armado, de comportarse de manera dúctil, al ser sometidos a la aplicación de incrementos graduales de las cargas exteriores provenientes de las acciones sísmicas formará sucesivas articulaciones plásticas alcanzando el colapso sólo cuando el número de ellas transforme el sistema en un mecanismo cinemático. Es por ello que para garantizar que ante la ocurrencia de un sismo severo no se produzca este fenómeno se debe asignar una adecuada jerarquía en los elementos de forma que

aún y cuando los daños causados pongan fin a la vida útil de la estructura se pueda salvaguardar la vida de sus ocupantes (Fratelli, 2007).

El método para lograr una adecuada jerarquía de falla en una estructura de concreto armado es el denominado “Diseño por Capacidad”, en el cual se escogen mecanismos disipadores de energía y se detallan adecuadamente, mientras que se dan otros elementos estructurales con suficiente capacidad de resistencia de reserva para asegurar que se mantengan los mecanismos elegidos de disipación de energía casi a su resistencia total durante todas las deformaciones que puedan ocurrir (Park y Paulay, 1983).

Fundamentalmente el Diseño por Capacidad de una estructura aporticada de concreto armado se caracteriza por tres fases:

- ⇒ Diseño por capacidad para cortante en vigas.
- ⇒ Diseño por capacidad para flexión y carga axial en columnas.
- ⇒ Diseño por capacidad para cortante en columnas.

2.1.3. Mecanismos de Fallas en Estructuras Resistentes a Sismos

Un mecanismo de falla se presenta cuando los elementos estructurales agotan su capacidad portante debido a una sollicitación dada, generándose dos posible tipos de mecanismos:

2.1.3.1. Mecanismo de Falla Dúctil

Es aquel que se presenta cuando la sollicitación que está actuando sobre un elemento alcanza su capacidad resistente, teniendo como característica que este tipo de falla admite grandes deformaciones, lo cual da una amplia advertencia ante su ocurrencia y manteniendo la capacidad de transmisión de carga se puede impedir el desplome total; además el comportamiento dúctil de los miembros permite utilizar en el diseño redistribuciones de momentos flexionantes (Fernández, 1998).

Para asegurar el comportamiento dúctil, los diseñadores deben prestar gran atención a los detalles, tales como: cuantía de refuerzo longitudinal, refuerzo

transversal, anclajes, confinamiento del concreto, entre otros, evitando los tipos de fallas frágiles.

2.1.3.2. Mecanismo de Falla Frágil

Una falla frágil se genera de forma repentina, ya que los elementos estructurales presentan un agotamiento instantáneo al ver sobrepasada su capacidad resistente, sin antes haber permitido deformaciones que puedan disipar energía, haciéndole un gran daño a la estructura debido a que dicha energía que se libera de forma instantánea es absorbida de igual manera por otro elemento estructural, el cual es muy poco probable que este diseñado para soportar este impacto de carga, lo que puede generar el colapso total de la estructura sin poder evitar pérdidas humanas. (Fernández, 1998).

Estos mecanismos de fallas ocurren principalmente por falta de detallado y conocimiento acerca del comportamiento de los materiales que conforman a los elementos estructurales. Dentro de las fallas frágiles en el concreto armado, se pueden nombrar los siguientes casos:

- ⇒ Exceso de cuantía de refuerzo longitudinal; permitiendo que el concreto se triture antes de que ceda el acero, el cual proporciona la ductilidad al elemento.
- ⇒ Pandeo local del acero longitudinal; cuando una columna está sometida a cargas de compresión muy altas y posee escasez de ligaduras, se produce pandeo en el acero longitudinal con un desprendimiento del concreto.
- ⇒ Poca capacidad a corte; cuando un elemento estructural está sometido a fuerzas cortantes muy altas y no posee suficiente acero transversal, es decir que el concreto resiste dichas fuerzas hasta su fractura.

Un procedimiento racional de diseño por capacidad seguramente dará un alto grado de protección contra fallas frágiles y la cedencia en columnas. En los casos de comportamiento provocados por movimientos extremos del terreno, puede llegar a ocurrir que las columnas incurrieren en el rango inelástico, sin

embargo, es probable que se garantice en ellas una pequeña demanda de ductilidad (Park y Paulay, 1983).

2.1.4. Desarrollo de Resistencias en los Miembros del Sistema Resistente a Sismos

Dado que evitar todos los tipos de fallas no dúctiles es una característica especial del diseño sísmico (Diseño por Capacidad descrito antes), es de suma importancia conocer la variación posible de las resistencias probables de los miembros estructurales que conforman la estructura a diseñar.

Las estructuras reales contienen variaciones en las resistencias del concreto y acero respecto de los valores especificados, y hay desviaciones inevitables en las medidas especificadas debido a tolerancias constructivas. Por otra parte, se han hecho ciertas suposiciones en la deducción de las ecuaciones con las que se obtienen, por lo que es difícil calcular con exactitud la resistencia real de una estructura; sin embargo, es posible definir niveles de resistencia de los miembros, las que se pueden utilizar en distintos tipos de diseño, según aplique para cada caso, hecho un previo análisis. A continuación se definen los niveles de resistencia teórica, de diseño y probable, así como el concepto asociado con la sobrerresistencia (Park y Paulay, 1983).

2.1.4.1. Resistencia Teórica o Nominal

Es aquella resistencia de una sección de un miembro obtenida teóricamente prediciendo el comportamiento de falla de la sección de la geometría supuesta y de las resistencias especificadas de los materiales (Park y Paulay, 1983).

El cálculo de su valor se realiza sin la aplicación de los factores de minoración; para la obtención de los momentos teóricos a ser empleados para el diseño sismorresistente se debe considerar el acero colocado y la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo.

2.1.4.2. Resistencia de Diseño

Aquella resistencia obtenida al ser aplicados los factores de reducción de capacidad (factores de minoración) a la resistencia teórica, con el fin de tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos, fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones (Park y Paulay, 1983).

Para la obtención de los momentos nominales a ser empleado para el diseño sismorresistente se debe considerar el acero de cálculo y la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo.

2.1.4.3. Resistencia Probable

Aquella que toma en consideración que las resistencias de los materiales generalmente son mayores que las especificadas o nominales, como ocurre con el acero en donde el valor de cedencia puede ser mayor que la especificada, así como la resistencia a compresión del concreto, en donde se hace mayor el incremento a edades mayores o si se encuentra comprimido triaxialmente (Park y Paulay, 1983).

2.1.4.4. Sobrerresistencia

La sobrerresistencia toma en cuenta todos los factores posibles que pueden provocar aumentos de resistencia; estas incluyen las resistencias del concreto y acero mayores a las especificadas, ya mencionado en el punto 2.2.4.3, tamaños de secciones más grandes que los supuestos, la compresión axial en los miembros a flexión debido a restricción lateral, el aporte de la resistencia adicional del acero debida al endurecimiento por deformación luego de alcanzada la cedencia (grandes deformaciones) y el refuerzo adicional impuesto para fines constructivos no tomados en cuenta en los cálculos (Park y Paulay, 1983).

2.1.4.5. Momento Resistente Máximo Probable

Es aquel momento obtenido en los extremos del miembro, con o sin carga axial, calculado considerando las propiedades reales del mismo, con el acero de refuerzo colocado, bajo la hipótesis que la sección alcanza su resistencia de agotamiento cuando las barras longitudinales traccionadas desarrollan su endurecimiento " $\alpha_{en}f_y$ " y se utiliza el factor de minoración igual a 1 (FONDONORMA 1753-2006).

2.1.4.6. Consideraciones para el Diseño Sismorresistente

A continuación se muestra la Tabla II.3, en donde se estipulan los diferentes aspectos a considerar para cada uno de los posibles momentos resistentes a emplear en el diseño.

Tabla II.2 Consideraciones para Momentos Resistentes para el Diseño Sismorresistente.

Fuente: Elaboración Propia.

	RESISTENCIA TEÓRICO (M_n)	MOMENTO DE DISEÑO (ϕM_n)	MOMENTO MÁXIMO PROBABLE (M_{pr})
ÁREA DE ACERO	Colocado	Cálculo	Colocado
ESFUERZO CEDENTE DE LAS BARRAS DE ACERO	f_y	f_y	$\alpha_{en} f_y(^*)$
FACTOR DE MINORACIÓN	1.0	$\neq 1.0$	1.0

El coeficiente " α_{en} " se tomará como 1,25 para el desarrollo del presente trabajo, puesto que la Norma COVENIN 1753-1987 así lo fija, si bien para la versión FONDONORMA este valor representa el mínimo permitido, puede llegar según sea el caso hasta 1,40, ya que dentro de los comentarios hace a referencia a un estudio realizado por Castilla y Marinilli (2001) según el cual se puede inferir que el valor de 1,25 es apropiado para barras de acero de bajo contenido de carbono (Tipo W), mientras que alrededor de 1,40 para barras de acero con alto contenido de carbono (Tipo S).

2.1.5. Análisis de Secciones Sometidas a Flexión Simplemente Reforzadas

Para obtener los momentos producidos en las secciones de las vigas a causa de las áreas de acero longitudinal que posee en sus extremos, se supone estas como simplemente armadas, es decir, para obtener los momentos negativos se desprecia el acero inferior y para obtener los momentos positivos se desprecia el acero superior, a continuación se presenta el esquema del análisis enfocando el mismo en la ocurrencia de una falla a tensión, ya que esta propicia la formación de mecanismos de fallas dúctiles, deseables para cumplir con el diseño por capacidad.

Se parte de las siguientes hipótesis: las secciones mantienen antes y después de la flexión sus caras plana (Navier-Stokes), se desprecia la resistencia a tracción del concreto, se conoce el comportamiento del acero de refuerzo y del concreto.

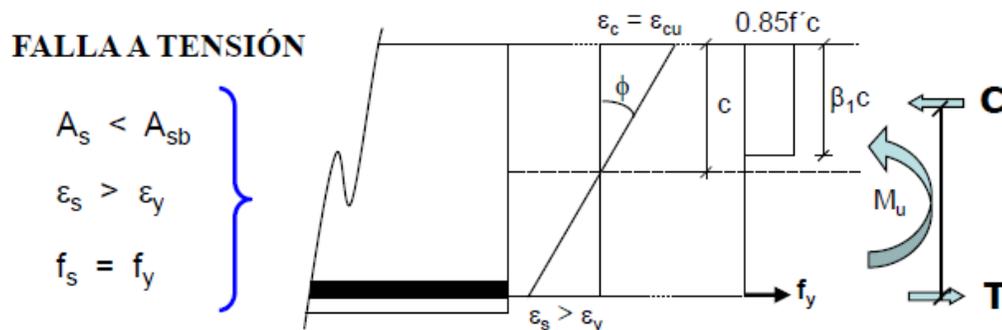


Figura II.1 Análisis de Secciones Sometidas a Flexión Simplemente Armadas.

Fuente: Fernández, N. (2010).

De la Figura II.1, en donde se muestra el equilibrio de fuerzas y conociendo las ecuaciones (2-1) y (2-2), se puede deducir la ecuación (2-3) a partir de la cual se obtiene la distancia al eje "c".

$$C = 0,85 f'_c \beta_1 c b_v \quad (2-1)$$

$$T = A_s f_y \quad (2-2)$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_v} \quad (2-3)$$

A partir de la ecuación (2-3) se obtiene el brazo “ j_d ” mediante la ecuación (2-4), con el cual es posible obtener el momento resistente basado en el equilibrio de fuerzas, mostrado en la ecuación (2-5).

$$j_d = \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2-4)$$

$$M = C j_d = T j_d = A_s f_y j_d \quad (2-5)$$

Tomando las consideraciones de la Tabla II.3 se obtiene a partir de las ecuaciones anteriores los momentos resistentes teóricos y máximos probables en los extremos de las vigas a ser utilizados para el diseño.

2.2. Fundamentos o Criterios para la Aplicación de los Requisitos Especiales para el Diseño Sismorresistente

2.2.1. Fuerzas Cortantes de Diseño en Vigas

A continuación se presenta la Figura II.2, en donde se muestra un esquema de los posibles casos para obtener las fuerzas cortantes de diseño para el refuerzo transversal en vigas, dentro de la cual “ V ” representa las fuerzas de corte de diseño “ V_e ”, “ M ” los momentos resistentes máximos probables “ M_{pr} ” y “ l ” la luz libre del tramo de viga “ L_n ”.

Deben evaluarse las dos posibilidades de momentos máximos probables “ M_{pr} ”, combinando el sentido de los mismos, de forma que se utilice el resultado que mayor demanda por corte “ V_e ” proporcione, las ecuaciones para obtener “ V_e ” se muestran en la Tabla IV.4. El corte proveniente de las acciones gravitacionales “ V_o ”, se obtiene según la ecuación (2-6) cuando se trate de cargas distribuidas uniformemente.

$$V_o = \frac{W_u L_n}{2} \quad (2-6)$$

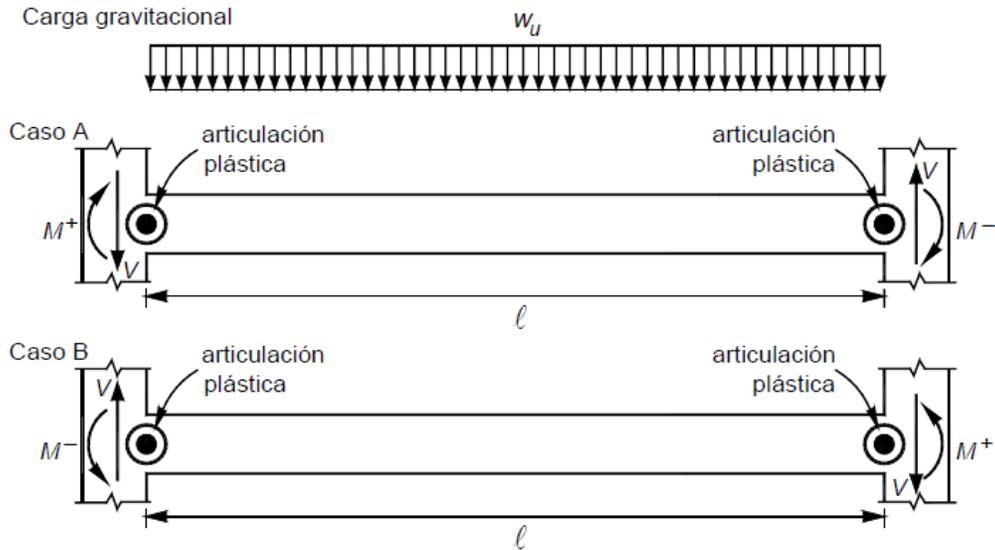


Figura II.2 Esquema de Fuerzas de Corte en Vigas.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Gobierno del Distrito Federal de México.

2.2.2. Fuerzas Cortantes de Diseño en Columnas

La Figura II.3 presenta el esquema de análisis de uno de los métodos empleados para obtener las fuerzas cortantes de diseño para el refuerzo transversal de columnas. Si bien no representa el único procedimiento sugerido por las dos versiones de la Norma 1753, es el que se aplica debido a que es consistente con el diseño por capacidad.

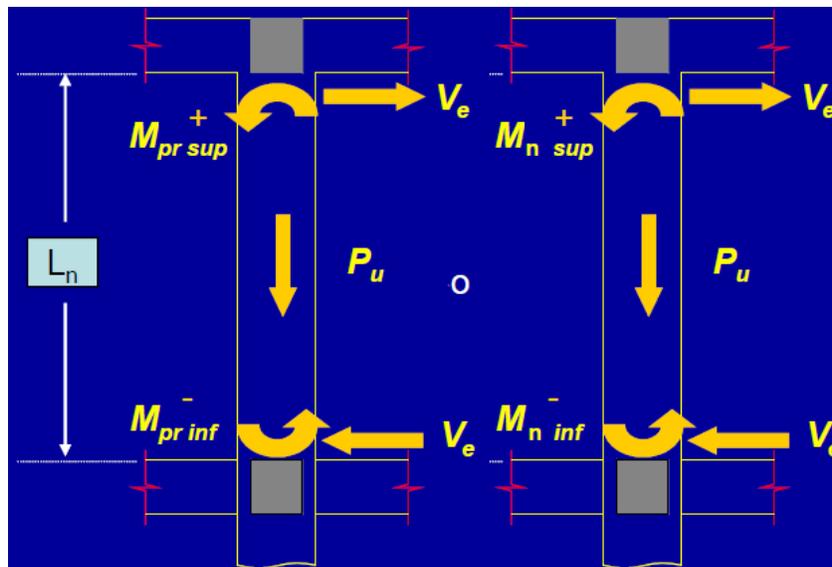


Figura II.3 Esquema de Fuerzas de Corte en Columnas.

Fuente: Hernández, E.

Los momentos superiores se refieren al tope de la columna y los inferiores a los ocurridos en la base. Se presentan dos esquemas, uno con momento resistentes máximos probables y el otro con teóricos, puesto que entre versiones de la Norma 1753 difieren al respecto, esto será desarrollado en el Capítulo IV.

Para obtener los mayores momentos es necesario evaluar la carga axial “Pu” o “Nu” que conduzca a estos, tal como se muestra en la Figura II.4. No es necesario evaluar el sentido de rotación contraria puesto que la armadura de la sección debe ser simétrica.

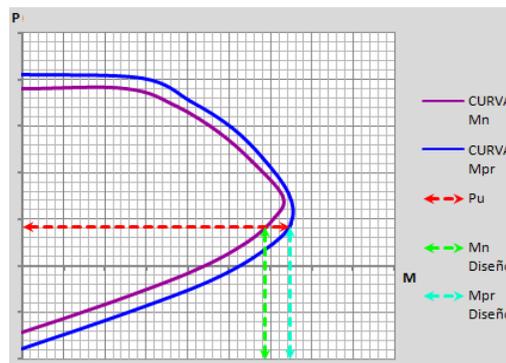


Figura II.4 Determinación de Momentos Resistentes para el Diseño a Corte de Columnas

Fuente: Elaboración Propia.

Es necesario entrar al diagrama de interacción con la carga “Pu” para la base y el tope por separado.

2.2.3. Diseño por Corte

Tanto para vigas como columnas una vez obtenida la demanda “Ve” esta deberá ser superada por la resistencia teórica al corte “Vn” multiplicada por su factor de minoración, es decir la resistencia de diseño, “Vn” debe ser obtenida con la ecuación (2-8), según lo estipulado en el Capítulo 11 de la Norma 1753:

$$\Phi V_n \geq V_e \quad (2-7)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2-8)$$

La resistencia del concreto se obtiene según la ecuación (2-9) para miembros solicitados a flexión y mediante las ecuaciones (2-10) y (2-11) para los elementos sometidos a flexión y carga axial, de compresión y tracción respectivamente. En todo caso este aporte de resistencia puede ser despreciado

según los criterios establecidos en el Capítulo 18 de la Norma 1753, los cuales serán desarrollados en el Capítulo IV del presente trabajo.

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_v d \quad (2-9)$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_v d \left(1 + 0,007 \frac{N_u}{A_g} \right) \quad (2-10)$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_v d \left(1 + 0,028 \frac{N_u}{A_g} \right) \quad (2-11)$$

A partir de las ecuaciones (2-7) y (2-8) se obtiene la ecuación (2-12).

$$V_s \geq \frac{V_e}{\phi} - V_c \quad (2-12)$$

Sabiendo que la resistencia al corte, atribuida al acero de refuerzo transversal se obtiene según la ecuación (2-13) y despejando en función de la separación del refuerzo transversal surge la ecuación (2-14).

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2-13)$$

$$s_{cal} \leq \frac{A_v f_y d}{\left(\frac{V_e}{\phi} - V_c \right)} \quad (2-14)$$

2.2.4. Refuerzo Transversal por Confinamiento

Se presenta la Figura II.5 en donde se exponen los diferentes parámetros para evaluar el acero por confinamiento en las dos direcciones principales de análisis, es decir, para los cortes presentes en ambas caras de la columna.

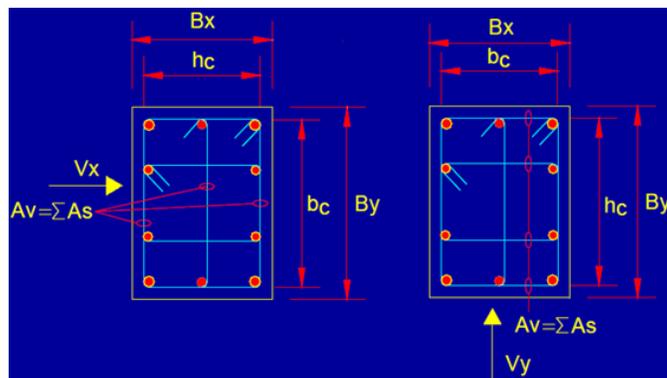


Figura II.5 Parámetros para Armaduras de Confinamiento.

Fuente: Elaboración Propia.

Es importante especificar que según lo contemplado en la Norma 1753, se tomara como “ A_{sh} ” el área total del acero de refuerzo transversal “ A_v ” de las ligaduras, incluyendo las de una rama, que se encuentran en la dirección perpendicular a “ h_c ”, como se muestra en la Figura II.5.

El área del núcleo confinado se obtiene de la ecuación (2-15), en donde “ b_c ” y “ h_c ” son medidas de centro a centro de las barras extremas del refuerzo por confinamiento, por lo general se obtienen quitando 2,5cm al ancho de columna hacia cada lado.

$$A_{ch} = b_c h_c \quad (2-15)$$

2.2.5. Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas

Los momentos resistentes teóricos de las vigas son calculados a partir de las áreas de acero inferior o superior según sea la dirección de análisis. Mientras que para las columnas deben ser determinados a partir de la carga axial mayorada “ P_u ” proveniente de las cargas gravitacionales y sísmicas, que conduzca a la menor resistencia a la flexión, es decir, el menor momento resistente. Se debe entrar con “ P_u ” y cortar la curva teórica del diagrama de interacción correspondiente a la columna, es decir, la curva generada con un factor de minoración igual a 1.

Las Figuras II.6 y II.7, muestran los momentos a considerar para evaluar la resistencia mínima a flexión de las columnas empleando la verificación por nodo o por nivel, respectivamente. Para ambos se presentan los dos casos de análisis.

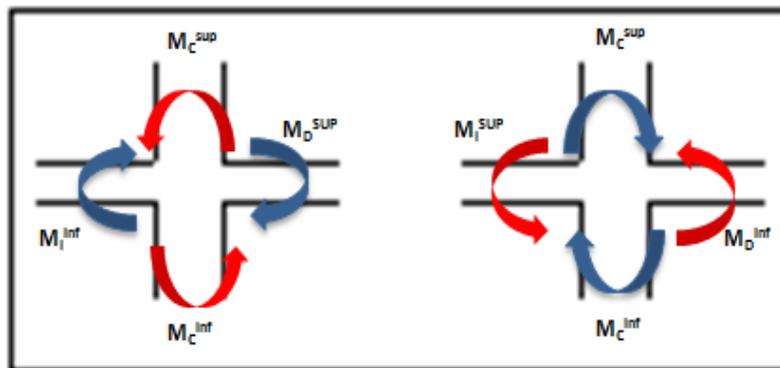


Figura II.6 Verificación por Nodo de la Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas.

Fuente: Elaboración Propia.

Se aprecia que el sentido de la rotación en las vigas debe ser igual tanto a la izquierda como derecha de la junta. Para cada nodo la sumatoria de momentos de las columnas viene dado por la ecuación (2-16) y la sumatoria de momentos en las columnas por la ecuación (2-17).

$$\Sigma M_V = M_{n \text{ VIG IZQ}}^{\pm} + M_{n \text{ VIG DER}}^{\mp} \quad (2-16)$$

$$\Sigma M_C = M_{n \text{ COL SUP}} + M_{n \text{ COL INF}} \quad (2-17)$$

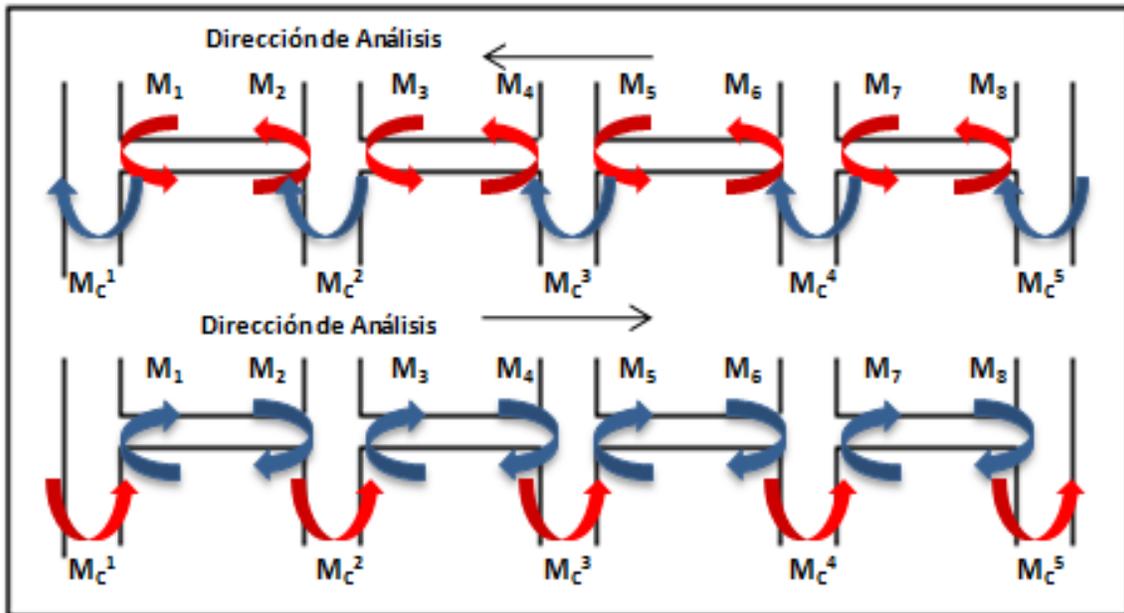


Figura II.7 Verificación por Nivel de la Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas.

Fuente: Elaboración Propia.

Para cada nivel en análisis la sumatoria de momentos en vigas y columnas, se realiza según las ecuaciones (2-18) y (2-19), respectivamente.

$$\Sigma M_{vn} = M_{n \text{ VIG } 1}^{\pm} + M_{n \text{ VIG } 2}^{\mp} + M_{n \text{ VIG } 3}^{\pm} + M_{n \text{ VIG } 4}^{\mp} + M_{n \text{ VIG } \#}^{\pm} \dots (2-18)$$

$$\Sigma M_{cn} = M_{n \text{ COL INF } 1} + M_{n \text{ COL INF } 2} + M_{n \text{ COL INF } 3} + M_{n \text{ COL INF } \#} \dots (2-19)$$

Independientemente del tipo de verificación empleada, los momentos en las columnas se deben sumar de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas según sea la dirección de análisis. En caso de existir en el nodo vigas en las dos direcciones de pórticos, se deben evaluar por separado, debido a que la sumatoria en las vigas y columnas puede ser diferente.

2.2.6. Verificación de Nodos por Fuerzas Cortantes

2.2.6.1. Fuerzas de Diseño:

Las fuerzas de corte de diseño en el nodo "Vj" son el resultado de la distribución de fuerzas que se muestra en la Figura II.8, en donde intervienen los cortes producidos a partir de los momentos máximos probables en los extremos de las vigas y columnas.

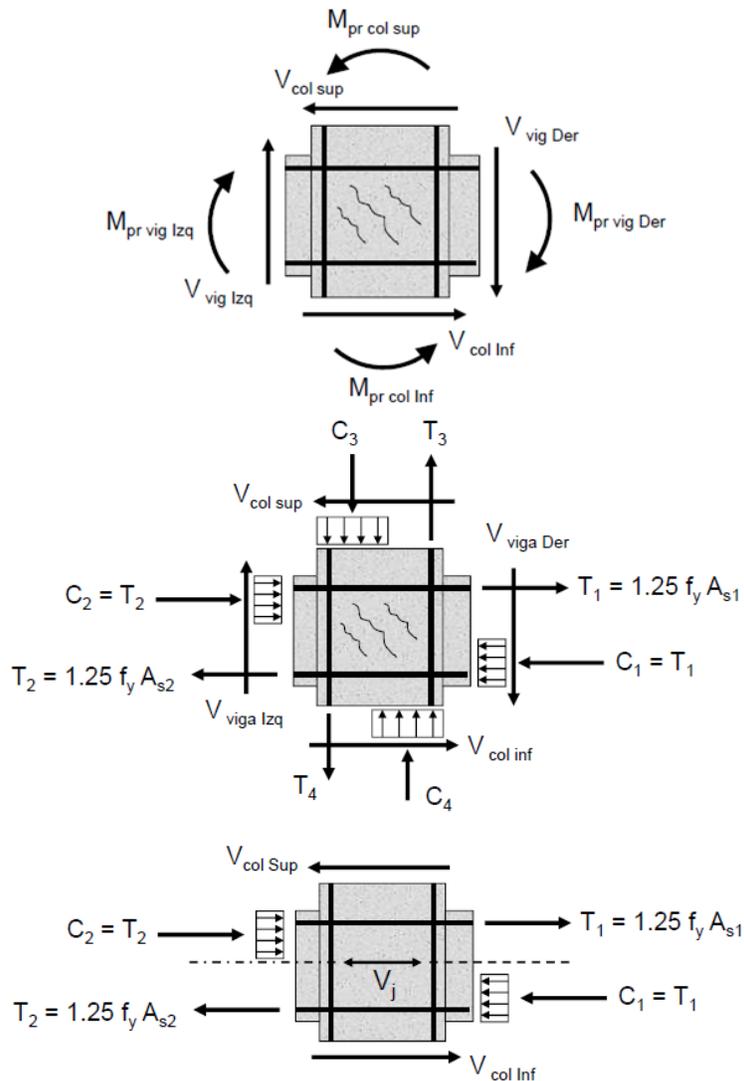


Figura II.8 Distribución de Fuerzas en el Nodo.

Fuente: Elaboración Propia.

De la deducción hecha en la Figura II.8 se tiene entonces que la fuerza “Vj” se calcula a partir de las ecuaciones (2-20) y (2-21), tomando el mayor de los dos resultados.

$$V_{j1} = C2 + T1 - V_{col\ SUP} = 1,25f_y(A_{s2} + A_{s1}) - V_{col\ SUP} \quad (2-20)$$

$$V_{j2} = C1 + T2 - V_{col\ SUP} = 1,25f_y(A_{s1} + A_{s2}) - V_{col\ INF} \quad (2-21)$$

La constante de 1,25 representa el “ γ_{en} ” y podrá variar en función del tipo de acero, como ya fue comentando.

Para obtener los cortantes en las columnas se seguirá el procedimiento fundamentado en la Figura II.9, en donde se calculan con base en el diagrama de cuerpo libre de la columna entre puntos de inflexión, los cuales generalmente se suponen en la mitad de la altura libre. De esta forma al realizar la sumatoria de momentos en cualquiera de los extremos se obtiene la ecuación (2-22).

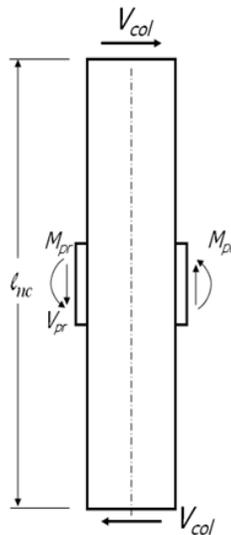


Figura II.9 Diagrama de Cuerpo Libre para Determinar el Valor de “ V_{col} ”.

Fuente: Nilson, A. (1999).

La longitud “ l_{nc} ” se refiere a la altura de entrepiso de la estructura “ H_e ”.

$$V_{col} = \frac{(M_{pr\ IZQ} + M_{pr\ DER})}{H_e} \quad (2-22)$$

Debido a que el cortante en las columnas determinado según este procedimiento es igual tanto en la parte superior como inferior del nodo, las ecuación (2-20) y (2-21) arrojan el mismo resultado.

2.2.6.2. Determinación del Área Efectiva del Nodo

Una vez obtenida la fuerza de diseño “ V_j ” esta debe ser comparada con la resistencia del concreto, la cual depende del área a considerar de la sección de la junta viga-columna. Dicha área horizontal efectiva “ A_j ” de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte se obtiene según la ecuación (2-23).

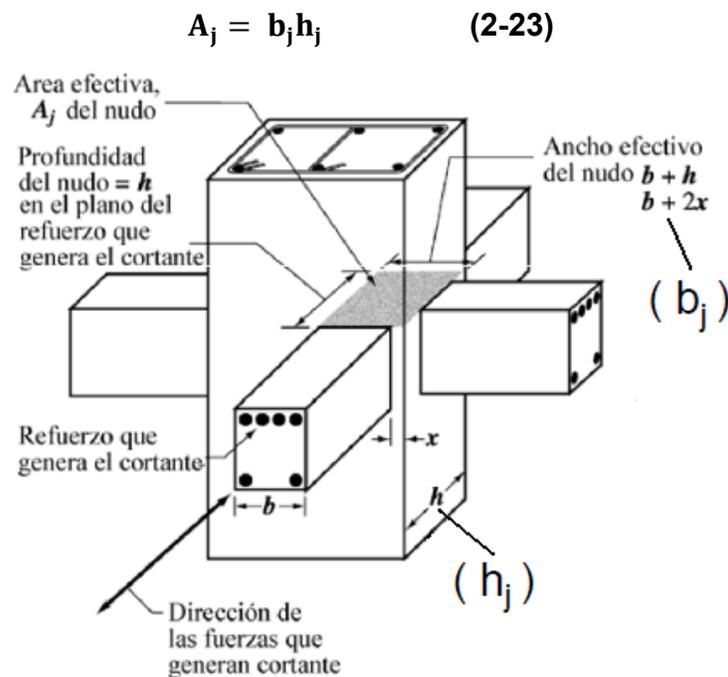


Figura II.10 Área Efectiva del Nodo.

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006, Figura H-18.5.2.

Según la Figura II.10 la profundidad “ h_j ” siempre será igual a la dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas y el ancho efectivo “ b_j ” se obtiene del menor de los siguientes: a) el ancho menor de la viga más la profundidad del nodo: b) el ancho menor de la viga más dos veces la menor distancia perpendicular al eje de la viga, desde el borde de esta al borde de la columna; c) no puede exceder el ancho de la columna. El apartado b) no se especifica en la Norma COVENIN 1753-1987.

CAPÍTULO III.

MÉTODO

Para el desarrollo del presente trabajo se realizaron una serie de actividades, enfocadas a ejecutar la comparación entre el diseño sismorresistente de pórticos de concreto armado aplicando el capítulo 18 de las Normas Venezolanas COVENIN1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006

Debido a que el diseño sismorresistente de estructuras de concreto está sujeto a diversas situaciones específicas o características de cada estructura en particular, como lo son la geometría y las fuerzas sísmicas, la comparación realizada no pueda generalizarse a todas las estructuras de concreto armado. Otro factor influyente es referente al tipo de análisis estructural a ejecutar, ya que fue empleado el dinámico plano, mientras que en la ingeniería práctica se aplica en la mayoría de los casos un análisis dinámico espacial.

A continuación se describen los pasos que se siguieron con el fin de alcanzar los diferentes objetivos fijados.

3.1.Revisión y Comparación de los Criterios Normativos Especificados en los Capítulos 18 de las Normas Venezolanas COVENIN 1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006

Consiste en la revisión de los artículos de los capítulos 18 de ambas versiones de la Norma 1753, de forma que se expongan las diferencias y similitudes presentes entre ellas, tanto en la estructura como en el diseño. Fue necesario adicionalmente revisar diferentes aspectos de capítulos distintos al 18, directamente vinculados al diseño sismorresistente.

Como producto se desarrolló un material comparativo, mediante el cual se destacan los resultados de la revisión junto con su respectivo análisis y

formulación. Dicho material comparativo se ejecutó por medio de tablas a partir de las cuales se pueden detectar los cambios en cuanto a los requisitos exigidos y los aspectos de diseño para los diferentes miembros que forman parte de un pórtico.

3.2. Definición de Modelos a Diseñar

Con la finalidad de delimitar y establecer el problema en estudio, se elaboraron por separado dos modelos de estructuras de concreto armado en el plano (de cuatro y doce pisos), los cuales forman parte de un sistema estructural Tipo I a diseñar para un Nivel de Diseño 3. Se definió para cada modelo el número de pisos, alturas de entrepisos, número de vanos y luces existentes entre ellos, así como las características del sistema de piso presente. Además fueron establecidas las propiedades de los materiales a considerar para los elementos de la estructura.

3.3. Análisis de Cargas

Para efectos de determinar la geometría preliminar de los elementos de las estructuras y bajo qué solicitaciones se diseñaron las mismas, fueron estimadas las acciones que se aplicaron sobre ella, para ello se tomó en cuenta las acciones gravitacionales definidas por la Norma Venezolana COVENIN 2002-88 “Acciones Mínimas sobre Edificaciones”, y la acción sísmica establecida según la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” basándose en la características de los modelos definidos en el punto 3.2, considerando que estos forman parte de edificaciones destinadas al uso de oficinas, ubicada en la ciudad de Caracas en el Distrito Capital con una forma espectral S3.

Seguidamente, se estipularon las combinaciones de carga a emplear, así como las características del método de análisis empleado.

3.4. Análisis Estructural en el Plano

En esta etapa se obtuvo la respuesta lineal de los modelos, ante la aplicación de las acciones definidas en el punto 3.3, mediante el uso de una herramienta informática para el cálculo estructural asistido por computador. Esta respuesta fue caracterizada por los aspectos relacionados con los periodos de las estructuras, las masas participativas, los cortantes basales y las derivas o desplazamientos producidos en sus elementos, todos analizados en su plano. Cada uno de los aspectos fue evaluado y controlado según los criterios estipulados en la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001.

3.5. Diseño Sismorresistente de los Elementos del Sistema Resistente

Concretado el análisis estructural de los modelos en estudio, se determinaron las áreas de acero requeridas para los elementos empleando una aplicación de diseño en concreto armado de la herramienta para el cálculo estructural asistido por computador ya mencionada. A partir de estas áreas se realizaron los detallados con barras de acero comerciales a colocar en las diferentes secciones de las vigas y columnas que forman parte del sistema resistente de cada pódico, cumpliendo con los diferentes requisitos para un Nivel de Diseño 3 (ND3) estipulados en los capítulos 18 de las Normas COVENIN 1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006, respectivamente, por lo cual para cada modelo se tienen dos versiones a diseñar.

Partiendo de las áreas de acero colocadas, se procedió a aplicar respectivamente en cada versión de los dos modelos, los distintos requisitos adicionales para el diseño sismorresistente especificados en los capítulos 18 de ambas versiones de la Norma 1753, según corresponda, en donde se describen las especificaciones para los miembros sometidos a flexión (vigas), los miembros sometidos a flexión y carga axial (columnas) y para las juntas (nodos).

Una vez aplicados todos los requisitos se procedió a realizar los despieces definitivos para todos los elementos de ambas versiones de cada modelo.

Los resultados del diseño se presentan a través de tablas que contienen los valores obtenidos para los diferentes aspectos evaluados, en cada modelo para sus dos versiones.

3.6. Contrastación y Análisis de Resultados

Una vez obtenidos los resultados se prosiguió a realizar el análisis de cada modelo por separado, de forma que se evidencien y argumenten las posibles razones de las diferencias y similitudes existentes para los distintos aspectos de diseño.

A partir de los análisis anteriores se construyó un cuadro que refleja, para los diferentes aspectos evaluados, el comportamiento del modelo de cuatro pisos, diseñado por ambas versiones de la Norma 1753 y lo contrasta con lo obtenido para el modelo de doce pisos, también diseñado por ambas versiones.

Adicionalmente se expusieron las consideraciones de armados presentes en los detallados de ambos modelos.

CAPÍTULO IV.

COMPARACIÓN DE CRITERIOS NORMATIVOS

En primera instancia, para llevar a cabo el diseño sismorresistente de los modelos de pórticos por definir basado en la aplicación de la Norma 1753 en sus versiones de 1987 y 2006, es necesario establecer los distintos aspectos dispuestos dentro de dichas norma, por lo cual se procede a desglosar aquellos considerados fundamentales para el desarrollo del presente trabajo, denotando las diferencias y similitudes existentes entre ambas.

El presente capítulo se encuentra estructurado en dos partes, una primera en donde se contemplan los aspectos en cuanto a los requisitos para las resistencias basado en la aplicación del método de los Estados Limites, y una segunda en donde se abordan los aspectos relacionados directamente con los requisitos adicionales para el diseño sismorresistente de estructuras aporricadas.

4.1. Requisitos para los Estados Limites

Ambas versiones de la Norma 1753 se encuentran enfocadas bajo el concepto de diseño, en donde se busca que todas las secciones de los miembros que forman parte de la estructura posean una resistencia de diseño mayor o igual que las solicitaciones o resistencias requeridas, es decir, aplicando el método de los Estados Limites de Agotamiento Resistente, aún y cuando no sea especificado con este nombre para la versión de 1987. Si bien se encuentran orientadas bajo el mismo enfoque, existen discrepancias entre versiones, relacionadas con los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de resistencias teóricas.

4.1.1. Solicitaciones para el Estado Limite de Agotamiento Resistente

Las resistencias requeridas o solicitaciones “U” ejercidas sobre las estructuras y sus miembros, se determinan con base al resultado más desfavorable al combinar las diferentes acciones presentes, según sean sus condiciones. A continuación se presentan las combinaciones estipuladas para cada versión de la Norma 1753, a considerar en el presente trabajo.

Tabla IV.1 Comparación de Combinaciones de Solicitaciones

COVENIN 1753-87	FONDONORMA 1753-2006
$U = 1.4CP + 1.7CV \quad (4-1)$ $U = 0.75(1.4CP + 1.7CV) + S \quad (4-2)$ $U = 0.9CP + S \quad (4-3)$	$U = 1.4CP \quad (4-4)$ $U = 1.2CP + 1.6CV + 0.5 CVt \quad (4-5)$ $U = 1.2CP + \gamma CV + S \quad (4-6)$ $U = 0.9CP + S \quad (4-7)$ <p style="text-align: center;"><i>“γ” será igual a 1.00 excepto para edificaciones destinadas a viviendas donde será 0.50</i></p>

En la Tabla IV.1 no se incluyen las combinaciones relacionadas con los efectos de las acciones de viento, empuje de tierras ni presiones de fluidos, puesto que no serán tomadas en cuenta. Las combinaciones que incluyen el efecto del sismo “S” en ambas versiones toman en cuenta su acción alternante, es decir el cambio de sentido. De igual forma para dichas combinaciones las solicitaciones sísmicas son obtenidas según la Norma Venezolana 1756, por lo cual debe incluirse el efecto de la componente sísmica vertical, según la siguiente formulación:

$$S = Sh \pm (0.2 \alpha \varphi \beta A_o)CP \quad (4-8)$$

Se aprecia que además de existir una combinación adicional para la versión 2006 de la Norma, los factores de mayoración de las acciones permanentes y variables fueron modificados, con excepción de las ecuaciones (4-3) y (4-7).

4.1.2. Resistencias de Diseño

La resistencia de diseño de un miembro o de sus secciones es tomada como la resistencia teórica calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis dispuestas según sea el caso, multiplicada por un factor de minoración de resistencia “ ϕ ”. A continuación se presentan dichos factores presentes en ambas versiones de la Norma 1753, para las diferentes solicitaciones.

Tabla IV.2 Comparación de Factores de Minoración de Resistencia

RESISTENCIAS	COVENIN 1753-87	FONDONORMA 1753-2006
Flexión sin Carga Axial, Tracción Axial o Flexo-tracción (Secciones controladas por tracción del acero)	0.90	0.90
Compresión Axial o Flexo-compresión (Secciones controladas por compresión):		
a. Miembros Zunchados:	0.75	0.70
b. Miembros con Ligaduras Cerradas	0.70	0.65
Zona de Transición	Varia de 0.90 a 0.75 ó 0.70 (zunchos o lig. cerradas), según sea la relación entre la resistencia de diseño por carga axial y las características de la sección de la columna.	Varia de 0.90 a 0.70 o 0.65 (zunchos o lig. cerradas), según deformaciones del acero en tracción “ ϵ_s ”
Corte Miembros Estructurales	0.85	0.75
Corte en Juntas	0.85	0.85
Torsión	0.85	0.75

En la Tabla IV.2 no se incluyen los factores de minoración por aplastamiento del concreto, ya que no resulta relevante para el presente trabajo.

Es importante especificar que las llamadas zonas en transición son diferentes entre ambas versiones, puesto que en la versión de 1987 se contempla que la variación entre factores de minoración (de 0.70 ó 0.75 hasta 0.90) sea realizada a medida que el valor de " ϕP_n " disminuye de " $0.10A_g f_c$ " hasta cero; mientras que según la versión 2006 dicha variación (de 0.65 ó 0.70 hasta 0.90) ocurre en función de las deformaciones unitarias presentes en el acero " ϵ_s ", delimitada entre el valor de " ϵ_y " y "0.005". Ambas variaciones se obtienen como resultados de interpolaciones o incrementos lineales, pero cada una en función de sus variables, para la versión 2006 se muestra las ecuaciones resultantes de dichas interpolaciones en la Figura H-9.4 de dicha norma.

Se aprecia que por la versión 2006 de la Norma 1753, se contemplan factores menores, en cuanto a las resistencias a corte, torsión y flexión simultánea en miembros controlados por compresión, hecho que evidencia la mayor importancia que estos conllevan para la filosofía de diseño presente en dicha versión de la norma, principalmente en cuanto al corte y la flexo-compresión.

4.2. Requisitos Especiales o Adicionales para el Diseño Sismorresistente de Estructuras Aporticadas

La Norma Venezolana 1753 prescribe para ambas versiones en su capítulo 18, una serie de aspectos a tener en cuenta para el diseño y posterior construcción de los elementos que forman parte de una estructura de concreto armado, cuyas solicitaciones hayan sido obtenidas en función de sus combinaciones de carga, en donde las acciones sísmicas fueron determinadas de acuerdo a la Norma Venezolana 1756. Dichos capítulos especifican diferentes requisitos en función del nivel de diseño exigido para la estructura en cuestión.

A continuación se presentan las Tablas IV.3 y IV.5, en donde se contrasta el contenido del capítulo 18 de ambas versiones de la Norma, exclusivamente para las estructuras con un Nivel de Diseño ND3. La Tabla IV.3 contiene la evaluación de una serie de requisitos, de forma que se aprecie cuáles de ellos fueron mantenidos, modificados, eliminados o agregados en la versión 2006 con respecto a la de 1987. Dentro de la Tabla IV.5 se presentan los aspectos propiamente de diseño o verificaciones dispuestas para cada versión, estableciendo las formulaciones o procedimientos a seguir para cada aspecto en particular.

Ambas tablas se encuentran divididas en cuanto a los miembros solicitados a flexión (vigas), los miembros solicitados a flexión y carga axial (columnas) y las juntas vigas-columnas (nodos). Hacia el final de la Tabla IV.3 se muestran los aspectos relativos al detallado del refuerzo transversal, que si bien no se encuentran propiamente dentro del capítulo 18, es parte importante del diseño.

No se incluyen los aspectos relacionados con los muros estructurales, puesto que para la versión 2006 fueron sacados del capítulo 18, además de no ser concernientes al tema en estudio.

Tabla IV.3 Comparación de Requisitos del Capítulo 18.

	Requisitos	Formulación	1753-1987	1753-2006	Observaciones
MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN - VIGAS	GENERALES:				
	a. Fuerza de compresión axial, determinada según combinaciones de carga no deben exceder el valor de "0,1 A _g f _c ".	$P_u \leq 0,1 A_g f_c$	✓	✓	
	b. Se deben cumplir con los siguientes requisitos geométricos:				
	1. La luz libre debe ser por lo menos cuatro veces su altura.	$L_n \geq 4h$	✓	✓	Para V-87 se refiere a su altura útil "4d"
	2. La relación ancho/alto de su sección transversal debe ser mayor o igual que 0,3.	$\frac{b_v}{h} \geq 0,30$	✓	✓	
	3. La altura de la viga debe ser mayor o igual a 15 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la columna donde se apoya.	$h \geq 15 d_{b^c}$	✗	✓	En caso de apoyarse en dos columnas debe tomar el mayor entre las dos.
	4. El ancho mínimo es de 25 cm.	$b_v \geq 25\text{cm}$	✓	✓	
	5. El ancho máximo no de exceder al ancho del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje de la viga, más una distancia a cada lado no superior al 75% de la altura total de la viga.	$b_v \leq B_y + (0,75h) + (0,75h)$	✓	✓	
6. Cuando el ancho de la viga sea mayor que la de la columna que le sirve de apoyo, la profundidad de la columna debe ser por lo menos 24 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la viga.	$\text{Si } b_v \geq B_y$ $B_x \geq 24 d_{b^v}$	✗	✓		
7. La excentricidad respecto a la columna que cruza, medida entre los dos ejes de los miembros, no debe ser mayor del 25% de la dimensión de la columna perpendicular a la viga	$e \leq 0,25 B_y$	✓	✗		

REFUERZO LONGITUDINAL:

a. En cualquier sección de un miembro flexionado la cuantía mínima de la armadura “ $\rho_{mín}$ ” debe ser:

1. Para concreto con $f_c \geq 315$ kgf/cm².
2. Para concreto con $f_c < 315$ kgf/cm².

$$\frac{0,79\sqrt{f_c}}{f_y}$$

✘

✓

V-87 mantiene cuantía de “14/fy”

b. En cualquier sección de un miembro flexionado la cuantía máxima “ $\rho_{máx}$ ” de la armadura no puede exceder de 0,025.

$$\frac{14}{f_y}$$

✓

✓

c. Se deben cumplir con las siguientes disposiciones en su detallado:

1. En cada sección habrá por lo menos una barra continua en cada esquina no inferior al N°4.

-

✓

✓

2. En la cara de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior debe ser tal que la capacidad de resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad de resistir momentos negativos.

-

✓

✓

3. En cualquier sección a lo largo del miembro la capacidad resistente tanto de momentos negativos como positivos de ser por lo menos igual a la cuarta parte de la mayor capacidad resistente en las caras de los apoyos.

-

✓

✓

d. Los empalmes sean por solape, soldadura o conexiones mecánicas deben realizarse según las disposiciones del Capítulo 12. Adicionalmente debe cumplir las siguientes restricciones:

-

<p>1. No se permiten empalmar por solape dentro de los nodos ni en una distancia igual a “L_{cf}”, así como en ninguna otra zona en donde el análisis estructural indique la posibilidad de que el acero de refuerzo alcance su esfuerzo cedente debido a la incursión de la estructura en el rango no elástico.</p> <p>2. En toda la longitud de solape se colocara el acero de refuerzo transversal formado por estribos cerrados con una separación no mayor que “d/4” ó 10cm.</p>	-	✓	✓	Para la V-87 el valor de “L _{cf} ” será igual a “2d”, mientras que para la V-2006 variara entre “h” y “2h” según sea la relación “Ln/h”
<u>REFUERZO TRANSVERSAL:</u>				
<p>a. El acero de refuerzo transversal en forma de estribos debe satisfacer las especificaciones contempladas en el Capítulo 7 en cuanto a los ganchos y su recubrimiento mínimos, además que deberán cumplir con los requisitos exigidos en este capítulo para las ligaduras, de forma que las barras longitudinales resulten arriostradas.</p> <p>b. El acero de refuerzo transversal debe confinar las siguientes zonas:</p>	-	✓	✓	
<p>1. La porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a “L_{cf}”, en ambos extremos del vano.</p> <p>2. Una distancia “L_{cf}”, a cada lado de la sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión.</p>	<p>Para V-87: L_{cf} = 2h</p> <p>Para V-2006: Si: Ln/h ≤ 4 L_{cf} = h</p> <p>4 < Ln/h < 10 L_{cf} = $\frac{h}{6} \left(\frac{Ln}{h} + 2 \right)$</p> <p>Ln/h ≥ 10 L_{cf} = 2h</p>	✓	✓	

MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN - VIGAS	c. En las zonas confinadas la separación de los estribos no debe exceder el menor de los siguientes valores:				
	1. Un cuarto de su altura útil.	$d/4$	✓	✓	
	2. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.	$8d_b^v$	✓	✓	
	3. 24 veces el diámetro del estribo.	$24 d_b^{est}$	✓	✓	
	4. 30cm		✓	✓	
d. En las zonas no confinadas la separación de los estribos no debe ser mayor que la mitad de la altura útil de la viga.	$d/2$	✓	✓		
e. El primer estribo cerrado debe estar ubicado a una distancia no mayor a los 5 cm de la cara del apoyo.	-	✓	✓		
MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	GENERALES:				
	a. Fuerza de compresión axial, determinada según combinaciones de carga deben ser superiores al valor de " $0,1 A_g f_c$ ".	$P_u \geq 0,1 A_g f_c$	✓	✗	V-2006 no contempla valor mínimo de carga axial.
	b. Fuerza de compresión axial, determinada según combinaciones de carga no deben exceder el valor de " $0,75 A_g f_c$ ".	$P_u \leq 0,75 A_g f_c$	✗	✓	V-87 no específica limite superior de carga axial.
	c. Se deben cumplir con los siguientes requisitos geométricos:				
1. La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no debe ser menor de 30 cm.	$B_x \geq 30\text{cm}$ $B_y \geq 30\text{cm}$	✓	✓	Según sea "Bx" o "By" la menor dimensión.	
2. La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular no debe ser inferior a 0,40.	$\frac{B_x}{B_y} \geq 0,40$ ó $\frac{B_y}{B_x} \geq 0,40$	✓	✓	Según sea "Bx" o "By" la menor dimensión.	

MIEBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL - COLUMNAS	d. Para prevenir la falla por adherencia, se deberá cumplir con la relación “ h/d_b^v ”, donde d_b^v es el mayor diámetro de barra presente en la viga, cuando se extiende a través del nodo viga-columna.	$\frac{h}{d_b^v} = \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}}$	×	✓	El término “h” se refiere a la dimensión de la columna medida en la dirección de la viga, es decir su profundidad “Bx”
	<u>REFUERZO LONGITUDINAL:</u>				
	a. La cuantía geométrica mínima “ $\rho_{mín}$ ” presentes en las armaduras de las columnas es de 0,01.	-	✓	✓	
	b. La cuantía geométrica mínima “ $\rho_{máx}$ ” presentes en las armaduras de las columnas es de 0,06.	-	✓	✓	
	c. Los empalmes pueden realizarse por solape, soldadura o conexiones mecánicas, cada uno según las disposiciones del Capítulo 12. Adicionalmente debe cumplir las siguientes restricciones:				
1. Los empalmes por solape solo se permiten en el tercio central de la altura libre del miembro, y deben ser diseñados como empalmes a tracción.	-	✓	✓		
2. Deberán quedar confinados por ligaduras cerradas separadas a una distancia no mayor que “ $d/4$ ” o 10cm.	-	×	✓	V-87 no dispone criterio para separación de las ligaduras en zonas de empalme	
<u>REFUERZO TRANSVERSAL:</u>					
a. El acero de refuerzo transversal en forma de ligaduras debe satisfacer las especificaciones contempladas en el Capítulo 7.	-	✓	✓		

MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL - COLUMNAS

b. El acero de refuerzo transversal se debe disponer a lo largo de la mayor de las siguientes longitudes, medida desde las caras de los nodos:

1. La mayor dimensión de la sección transversal del miembro.
2. Un sexto de la altura libre del miembro.
3. 45cm.

Mayor entre
 B_x y B_y

✓

✓

$$\frac{1}{6}L_n$$

✓

✓

✓

✓

c. En las zonas confinadas en la dirección del acero de refuerzo, la separación de las ligaduras no debe exceder el menor de los siguientes valores:

1. Un cuarto de la menor dimensión del miembro.
2. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
3. El valor "Sx", comprendido entre 10 y 15cm.

$$\frac{1}{4}B_x \text{ ó } \frac{1}{4}B_y$$

✓

✓

$$6d_{b^c}$$

✗

✓

$$S_x: 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

✓

✓

Para V-87 "Sx" siempre será igual a 10cm.

d. En la sección transversal las ramas de las ligaduras, se espaciarán en cada dirección a una distancia "hx", no mayor de 35cm.

$$h_x \leq 35\text{cm}$$

✓

✓

e. Se podrá colocar en la longitud de la columna fuera de la zona confinada ligaduras separadas a la menor distancia entre:

1. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
2. 15cm.

$$6d_{b^c}$$

✗

✓

✗

✓

Siempre y cuando no se requiera otra separación debido a las formulaciones por confinamiento.

GENERALES:

a. Un nodo se considera confinado cuando en todas sus caras concurren miembros confinantes (vigas), es decir, que su ancho cubra por los menos el 75% del ancho de la columna donde llega.

-

✓

✓

b. Cuando un nodo se encuentre confinado se permite reducir la cantidad del refuerzo transversal al 50% del colocado en las columnas, pero con una separación no mayor de 15 cm.

-

✓

✓

c. En caso de tratarse de un nodo no confinado debe mantenerse dentro del mismo el refuerzo transversal colocado en la columna.

-

✓

✓

d. En cuanto al anclaje del acero de refuerzo longitudinal de las vigas que termine en columnas, este debe extenderse a la cara más lejana del núcleo confinado y poseer las siguientes longitudes:

1. Cuando se trate de barras N°3 a N°11 con ganchos estándar de 90°, se debe tener una longitud de transferencia "L_{dh}" no menor que 8d_b^v, 15 cm o el resultado de la fórmula.

$$\frac{d_b^v f_y}{17,2\sqrt{f'_c}}$$

✓

✓

2. Cuando se trate de barras sin ganchos cuyos diámetros no excedan al de la barra N°11, la longitud será a) 2,5 veces el "L_{dh}" exigido para barras con ganchos cuando el espesor de concreto por debajo de la barra es igual o menor que 30cm; y b) 3,25 veces "L_{dh}" cuando el espesor de concreto excede 30cm.

-

✓

✓

Para V-87 para barras rectas cuando se exceden los 30 cm de concreto por debajo de la barra exige 3,50 veces en cambio de 3,25.

DETALLADO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

<p>a. Todas las barras longitudinales deberán cercarse con barras de refuerzo transversal de:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Por lo menos el diámetro N°2 para barras longitudinales N°4, estas ligaduras o estribos pueden ser barras lisas. 2. Por lo menos el diámetro N°3 para barras longitudinales mayores del N°4 y hasta el N°11. 3. Por lo menos el diámetro N°4 para barras longitudinales mayores del N°11. <p>b. Las ligaduras/estribos se deben disponer de tal forma que cada barra longitudinal alternada y cada barra esquinera tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de una ligadura/estribo.</p> <p>c. Ninguna barra sin soporte lateral estará separada de la barra soportada lateralmente más de 15cm libres medidos sobre la ligadura o el estribo.</p> <p>d. Los estribos y ligaduras cerradas deben tener en ambos extremos ganchos con un doblez no menor de 135° y con una extensión de $6d_b$ pero no menor de 7,5cm, de forma que abrace el refuerzo longitudinal y se proyecte hacia el interior de la sección del miembro.</p> <p>e. Cuando se usen estribos o ligaduras de una rama, el doblez en uno de los extremos debe ser un gancho de no menos de 180°, con una extensión de $6d_b$, pero no menor de 7,5cm y en el otro extremo un gancho de no menos de 135° con una extensión de $6d_b$.</p>	<p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p>	<p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✗</p> <p>✗</p>	<p>✗</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p>	<p>No permitido en ningún caso para V-2006</p> <p>V-2006 no incluye el N°11</p> <p>V-2006 incluye barras N°11</p> <p></p> <p>V-87 no especifica en ningún artículo que el doblez no debe ser menor de 135°, por lo cual lo permite.</p> <p>V-87 propone que posean un gancho de no menos de 135° con una extensión de $10d_b$ y en el otro extremo un gancho de 90° con una ext. De $6 d_b$.</p>
--	--	--	--	--

Es importante desarrollar a profundidad el aspecto relacionado con la formulación para prevenir la falla por adherencia entre el concreto de las columnas y las barras longitudinales de las vigas que concurren en estas. La versión 2006 de la Norma 1753, presenta la ecuación (4-9), donde contempla que para determinado diámetro, se requiere de una profundidad mínima de columna “h” para satisfacer la relación.

$$\frac{h}{d_b^v} = \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (4-9)$$

“ d_b^v ” es el diámetro de la mayor barra longitudinal colocada en la viga.

“h” es la dimensión de la columna medida en la misma dirección de la viga.

“ α_a ” es una constante con un valor entre 0,08 y 0,10 en función de la capacidad de endurecimiento por deformación que puede desarrollar el refuerzo. Para el presente trabajo se tomara 0,08 debido a que el valor usado para “ α_{en} ” es de 1,25.

Despejando “h” de la ecuación (4-9) se obtiene la ecuación (4-10), donde queda expresada esta dimensión en función del diámetro de las barras longitudinales presentes en la viga.

$$h = d_b^v \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (4-10)$$

A partir de la ecuación (4-10) tomando para “ f_y ” 4200 Kgf/cm² y para “ f'_c ” 250 Kgf/cm² se construye la Tabla IV.4 en donde se muestran las dimensiones de columnas requeridas para cumplir el criterio, cuando se tienen barras longitudinales de los distintos diámetros.

Tabla IV.4 Dimensiones Mínimas de Columnas para Prevenir Falla por Adherencia.

Diámetro de la Mayor Barra Longitudinal Colocada en Viga (cm)	"h" Requerido (cm)	Dimensión Construible (cm)
#4	1.27	30
#5	1.59	35
#6	1.91	45
#7	2.22	50
#8	2.54	55

Empleando los resultados de esta tabla se puede elegir una adecuada disposición de cabillas en función del ancho de columnas presentes, o en su defecto modificar el tamaño de las columnas según el mayor diámetro colocado.

Se presenta el segundo cuadro comparativo, en donde se contrastan los aspectos del diseño sismo resistente.

Tabla IV.5 Comparación de Aspectos de Diseño del Capítulo 18.

		CRITERIOS	ART	FORMULACIÓN
MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN - VIGAS	Fuerzas Cortantes de Diseño	1753-2006 / 1753-1987 La demanda de cortante “Ve” se determina del diagrama de cuerpo libre considerando que en la parte del miembro comprendido entre las caras internas de los nodos, o donde puedan ocurrir las rótulas plásticas, actúan momentos de signos opuestos, en sentido horario y antihorario, correspondientes al momento resistente máximo probable “Mpr” en las caras internas de los nodos, y que el miembro está cargado por las combinaciones (4-2) y (4-6), para las versiones de 1987 y 2006, respectivamente.	V-2006:18.3.5 / V-1987: 18.2.3.2	$V_e = V_{hp} + V_o$ <p style="text-align: center;">(4-11)</p> $V_{hp} = \frac{(M_{pr}^{\pm})_i + (M_{pr}^{\mp})_f}{L_n}$ <p style="text-align: center;">(4-12)</p> <p>Ver apartado 2.3.1 donde se ilustra el fundamento del Diseño por Corte en vigas.</p>
	Contribución del Concreto en la Resistencia al Corte	1753-1987 El término “Vc” se supondrá nulo cuando se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes: a. La fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto del sismo, es menor que “0,05A _g f’ _c ”. b. Cuando se verifique que en una de las secciones extremas la fuerza de corte proveniente de los momentos resistentes máximos probables “Vhp” sea mayor que las fuerzas de corte proveniente de las cargas verticales “Vo”, debidamente mayoradas.	18.2.3.3	<p>Vc=0, si:</p> $P_u \leq 0,05A_g f'_c$ <p style="text-align: center;">y</p> $V_{hp} \geq V_o$
	1753-2006 El término “Vc” se supondrá nulo cuando se cumpla la siguiente condición: a. La fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto del sismo, es menor que “0,05A _g f’ _c ”.	18.3.5	<p>Vc=0, si:</p> $P_u \leq 0,05A_g f'_c$	

MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL – COLUMNAS

Fuerzas Cortantes de Diseño

1753-1987	<p>La fuerza cortante de diseño “Ve” para cada nivel y dirección de análisis, se determina como el menor valor resultante entre los siguientes procedimientos:</p> <p>a. Procedimiento 1: A partir de la carga axial mayorada “P_u”, que conduzca al mayor momento resistente teórico en los extremos de la columna, tanto en el tope como la base.</p> <p>b. Procedimiento 2: Utilizando el doble del corte debido a sismo tomado del análisis elástico lineal y sumado a los cortes provenientes de las otras acciones consideradas, debidamente mayoradas. Cuando se aplique para las columnas del primer piso el corte será obtenido suponiendo el mayor momento resistente teórico en la base y el doble del momento resultante del análisis elástico lineal en el tope, ecuación (4-15).</p> <p>Para las columnas del último piso solo se utilizara el Procedimiento 1.</p>	18.3.4.5	$V_e = \frac{(M_n^{\pm})_{TOPE} + (M_n^{\mp})_{BASE}}{L_n}$ <p style="text-align: center;">(4-13)</p> <p style="text-align: center;">Ver apartado 2.3.2</p> $V_e = 2 V_{SISMO} + V_o$ <p style="text-align: center;">(4-14)</p> $V_e = \frac{(2 M_s)_{TOPE} + (M_n)_{BASE}}{L_n}$ <p style="text-align: center;">(4-15)</p>
1753-2006	<p>La fuerza cortante de diseño “Ve” para cada nivel y dirección de análisis, se determina como el valor resultante de cualquiera de los siguientes procedimientos:</p> <p>a. Procedimiento 1: A partir de la carga axial mayorada “P_u”, que conduzca al mayor momento resistente máximo probable en los extremos de la columna, tanto en el tope como la base.</p> <p>b. Procedimiento 2: Obtenido de las resistencias a flexión de los nodos, basadas en los momentos máximos probables de los miembros transversales que se conectan a ellos.</p> <p>c. Procedimiento 3: Utilizando el corte actuante mayorado “Vu”, tomado el análisis elástico lineal.</p>	18.4.6.1	$V_e = \frac{(M_{pr}^{\pm})_{TOPE} + (M_{pr}^{\mp})_{BASE}}{L_n}$ <p style="text-align: center;">(4-16)</p> <p style="text-align: center;">Ver apartado 2.3.2.</p>

MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL – COLUMNAS

Contribución del Concreto en la Resistencia al Corte	1753-1987	<p>La contribución del concreto “Vc” en la resistencia al corte en elementos sometidos a flexo-compresión se supondrá igual a cero cuando se cumpla la siguiente condición:</p> <p>a. La fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto del sismo, es menor que “0,05A_gf’_c”.</p>	18.3.4.6	<p>Vc=0, si:</p> $P_u \leq 0,05A_g f'_c$
	1753-2006	<p>La contribución del concreto “Vc” en la resistencia al corte se supondrá igual a cero cuando a lo largo de las columnas se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:</p> <p>a. La fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto del sismo, es menor que “0,05A_gf’_c”.</p> <p>b. Cuando se verifique que en una de las secciones extremas la fuerza cortante de diseño “Ve” sea mayor que la mitad de la fuerza cortante mayorada determinada por el análisis “Vu”.</p>	18.4.6.2	<p>Vc=0, si:</p> $P_u \leq 0,05A_g f'_c$ <p style="text-align: center;">y</p> $V_e \geq 0,5 V_u$
Acero por Confinamiento	1753-1987	<p>En cada dirección principal de la de la columna, al área total de la sección transversal de ligaduras, no será menor que el mayor valor de los obtenidos por las fórmulas (4-17) y (4-18). Véase apartado 2.3.4 para explicación de las variables presentes en dichas ecuaciones.</p>	18.3.4.3.2	$A_{sh} = 0,3 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$ <p style="text-align: center;">(4-17)</p> $A_{sh} = 0,12 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}}$ <p style="text-align: center;">(4-18)</p>
	1753-2006	<p>En cada dirección principal de la de la columna, al área total de la sección transversal de ligaduras, no será menor que el mayor valor de los obtenidos por las fórmulas (4-17) y (4-19). Véase apartado 2.3.4 para explicación de las variables presentes en dichas ecuaciones.</p> <p>La norma presenta en el anexo una formulación a partir de la cual es posible considerar el efecto de la carga axial en la determinación del acero de refuerzo transversal para confinamiento, multiplicando los valores obtenidos de las ecuaciones (4-17) y (4-19) por el factor obtenido según la ecuación (4-20).</p>	18.4.5.2	$A_{sh} = 0,3 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$ <p style="text-align: center;">(4-17)</p> $A_{sh} = 0,09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}}$ <p style="text-align: center;">(4-19)</p> $\left(0,5 + \frac{1,25 N^*}{\eta f'_c A_g} \right)$ <p style="text-align: center;">(4-20)</p> <p>η será igual a 1,00 si no se permite la formación de rótulas plásticas y 0,90 en caso contrario.</p>

MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL – COLUMNAS

Resistencia Mínima a la Flexión	
1753-1987	<p>. En cada nivel y dirección de análisis la resistencia a flexión de las columnas debe ser tal, que para cada nodo la suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan sus caras, debe ser mayor que 1,20 veces la suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas concurrentes a ese nodo en el mismo plano vertical.</p> <p>La suma de los momentos está referida al centro de la junta. No debe cumplirse este aspecto cuando se trate de columnas que soporten directamente el techo o en pórticos de menos de dos pisos.</p>
1753-2006	<p>En cada nivel y dirección de análisis la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir cualquiera de los dos siguientes procedimientos:</p> <p>a. Procedimiento 1. Verificación por Nodo: En cada nodo se debe verificar que la suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en las caras del nodo, debe ser mayor que 1,20 veces la suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas concurrentes a ese nodo en el mismo plano vertical.</p> <p>b. Procedimiento 2. Verificación por Nivel: En cada nivel se debe verificar que la suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel en consideración, debe ser mayor que 1,20 veces la suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión en los extremos de cada una de las vigas del nivel en la dirección bajo consideración.</p> <p>La suma de los momentos está referida en las caras del nodo. No debe cumplirse este aspecto cuando se trate de columnas que soporten directamente el techo.</p>
18.3.2	<p style="text-align: center;">$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v$ (4-21)</p> <p>Ver apartado 2.3.5 para los detalles en el cálculo.</p>
18.4.3	<p style="text-align: center;">$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v$ (4-21)</p> <p>Ver apartado 2.3.5 para los detalles en el cálculo.</p> <p style="text-align: center;">$\Sigma M_{cn} \geq 1,20 \Sigma M_{vn}$ (4-22)</p> <p>Ver apartado 2.3.5 para los detalles en el cálculo.</p>

JUNTAS VIGA COLUMNA - NODOS	Verificación por Fuerzas Cortantes	1753-2006 / 1753-1987	<p>Los nodos vigas columnas deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales las fuerzas cortantes debidas a los “M_{pr}” de las vigas y columnas concurrentes a ellos, para ello debe verificarse que la resistencia teórica al corte del nodo “V_c” minorada supere el valor de dichas fuerzas cortantes de diseño “V_j” (4-23).</p>	V-2006: 18.5.2 / V-1987: 18.4.3	$V_j \leq \Phi V_c$ <p>(4-23)</p> $V_c = \gamma_j A_j \sqrt{f'_c}$ <p>(4-24)</p>
			<p>La resistencia teórica al corte del nodo viene dada por la ecuación (4-24), en donde el factor “γ_j” tomara los siguientes valores para cada versión de la Norma 1753:</p> <p>a. <u>1753-1987:</u></p> <p>γ_i =5,3 Para juntas confinadas. γ_i =4,0 Para cualquier otro caso.</p> <p>b. <u>1753-2006:</u></p> <p>γ_i =5,3 Para juntas confinadas. γ_i =4,0 Para juntas conectadas por dos o tres miembros confinantes. γ_i =3,2 Para cualquier otro caso.</p> <p>Véase apartado 2.3.6.1 para los fundamentos de aplicación de la verificación por Fuerzas Cortantes de los nodos y el apartado 2.3.6.2 en donde se establecen los criterios para obtener el área efectiva.</p>		

Una vez hecha la comparación de los criterios normativos, es posible por medio de la Tabla IV.6 listar los diferentes aspectos que pueden conllevar diferencias en cuanto al resultado del diseño sismorresistente de un mismo pórtico rigiéndose por las dos versiones de la Norma 1753.

Tabla IV.6 Aspectos a Considerar para el Diseño

ASPECTO	EXPLICACIÓN
<p>Coefficiente de Endurecimiento “α_{en}”</p>	<p>Según el tipo de barras de acero que se utilicen puede conllevar a emplear coeficientes de endurecimiento distintos, puesto que de tratarse de barras no soldables, del tipo “S”, la Norma 1753-2006 recomienda dentro de sus comentarios emplear un factor de 1,40 en cambio de 1,25.</p> <p>Poseer “α_{en}” ocasionaría cambios importantes en cuantos a las demandas de cortantes en vigas, columnas y nodos, a causa del aumento de los momentos resistentes máximos probables.</p>
<p>Diseño por Flexión de Vigas</p>	<p>Debido al cambio en cuanto a los factores de minoración para las resistencias de diseño, y las distintas combinaciones de solicitaciones, se pueden obtener áreas de acero por flexión diferentes, hecho que se traduciría en demandas distintas para el diseño por corte de las vigas, la resistencia mínima a flexión de las columnas y la verificación por fuerzas cortantes en las juntas.</p>
<p>Diseño por Flexión y Carga Axial de Columnas</p>	<p>Al igual que para las vigas los distintos factores de minoración y combinaciones de solicitaciones pueden originar modificaciones en cuanto al armado de las columnas, conllevando diferencias en cuanto al diseño por corte de las columnas y la resistencia mínima a flexión de las columnas.</p>
<p>Criterio para Prevención de Fallas por Adherencia</p>	<p>El criterio estipulado en la Norma 1753-2006 para prevenir este tipo de fallas puede conllevar a modificar las dimensiones de las columnas para poder emplear determinados diámetros de barras en vigas, o en su defecto limitar el armado de dichas vigas, teniendo que colocar un mayor número de barras.</p>
<p>Verificación por Fuerzas Cortantes de los Nodos.</p>	<p>Para los nodos conectados a uno o ningún miembro confinante, para poder cumplir con esta verificación, se requerirá de mayores secciones de columnas para el diseño basado en la aplicación de la Norma 1753-2006, por lo cual puede repercutir en todos los demás aspectos, ya que pueden modificar de manera importante el peso de la estructura completa.</p>
<p>Diseño por Corte del Refuerzo Transversal en Vigas</p>	<p>La presencia de un mayor factor de minoración, así como la diferencia de criterios en cuanto a la contribución del concreto en la resistencia al corte, puede conllevar en resultados menos exigentes para las vigas diseñadas según la Norma 1753-1987.</p>

<p>Diseño por Corte del Refuerzo Transversal en Columnas</p>	<p>Las separaciones o número de ramas del refuerzo transversal en columnas resultado del diseño por corte pueden resultar diferentes entre versiones, ya que se tienen procedimientos distintos para obtener las fuerzas de diseño, además de presentar criterios para evaluar la contribución del concreto y un factor de minoración de resistencia diferentes.</p> <p>Para columnas armadas longitudinalmente con barras de diámetros pequeños, el criterio para evitar el pandeo de las barras “$6d_b$” puede ocasionar separaciones menores para las columnas diseñadas según la Norma 1753-2006.</p>
<p>Acero por Confinamiento en Columnas</p>	<p>El área total mínima requerida por confinamiento en las secciones transversales de las ligaduras, es susceptible a diferencias, puesto que se tienen ecuaciones con algunos valores modificados. Por otro lado si se emplea la ecuación que incorpora la carga axial, dispuesta en los comentarios de la Norma 1753-2006 se tendría que evaluar las diferencias que conllevaría su aplicación.</p>
<p>Detallado del Refuerzo Transversal</p>	<p>La presencia de ganchos con dobleces a distintos ángulos tanto en las ligaduras como estribos cerrados o de una rama, representan cambios en el detallado de vigas y columnas.</p>
<p>Resistencia Mínima a la Flexión de Columnas</p>	<p>La posible implementación de la verificación por nivel como procedimiento para el diseño de la resistencia mínima a flexión, puede conllevar en armados de columnas distintos para satisfacer dicho aspecto.</p>

CAPÍTULO V.

MODELOS A DISEÑAR

A continuación se definen los diferentes aspectos de los modelos de estructuras aporricadas Tipo I, a ser considerados para su posterior análisis y diseño en el presente trabajo.

5.1. Propiedades de los Materiales

Debido a que el material empleado es el concreto armado, es necesario definir las características y propiedades mecánicas de la mezcla de concreto y del acero de refuerzo empleado para el armado, ambas requeridas para su diseño sismorresistente. Algunas de estas características son: resistencia a la compresión del concreto a los 28 días " f'_c ", módulo de elasticidad del concreto " E_c ", resistencia a la tracción del acero " f_y ", módulo de elasticidad del acero " E_s " y el factor de endurecimiento del acero. A continuación se presentan las magnitudes a utilizar para el diseño de las características antes mencionadas.

Tabla V.1 Propiedades de los Materiales

f_y (kgf/cm ²)	4200
E_s (kgf/cm ²)	2100000
α_{en}	1,25
f'_c (kgf/cm ²)	250
E_c (kgf/cm ²)	238752

5.2. Condiciones Geométricas

Se realizaron dos modelos estructurales de concreto armado, definidos ambos por un conjunto de vigas y columnas constituyendo un solo pórtico, cada modelo presenta un número diferente de pisos. A continuación se describen las condiciones para cada uno, así como las secciones definitivas resultantes luego del proceso iterativo de diseño en donde fueron aplicados todos los aspectos contemplados en el capítulo 18 de la Norma 1753.

5.2.1. Modelo #1

Consiste en una estructura constituida por cinco vanos de seis metros de luz en cada uno de ellos y cuatro niveles, cuya altura de entrepiso es de tres metros.

Para efectos de diseño se restringirá el mismo, limitando a utilizar secciones de columnas iguales para los cuatro niveles de cada eje, además de mantener la misma sección de viga para todo el pórtico. A continuación se muestra la Figura V.1 con la elevación del pórtico en donde se puede apreciar los aspectos antes descritos.

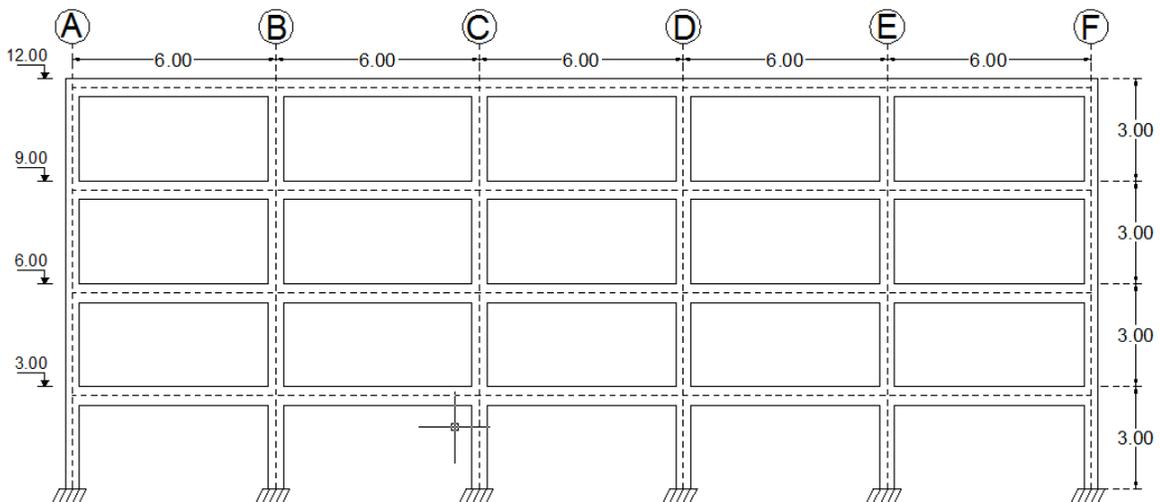


Figura V.1 Elevación Pórtico del Modelo #1

Para efectos de análisis se fijara que el pórtico forma parte de una estructura completa que posee losas nervadas ($e=25\text{cm}$) en la dirección perpendicular al pórtico, con luces hacia ambos lados de cuatro metros y medio.

A continuación se presenta por medio de la Tabla V.2 las dimensiones finales de las columnas resultado del diseño del modelo por ambas normas. Las vigas para los cuatro niveles resultaron de 35 cm de ancho por 55cm de altura. Los resultados presentes en el Capítulo VI, se realizaron en base a estas dimensiones.

Tabla V.2 Secciones de Columnas Definitivas – Modelo #1

COLUMNAS	SECCIONES RESULTANTES (cm) COVENIN 1753-1987 / FONDONORMA 1753-2006					
	Eje A	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E	Eje F
PB - PISO 1	40X40	45X40	45X40	45X40	45X40	40X40
PISO 1 - PISO 2	40X40	45X40	45X40	45X40	45X40	40X40
PISO 2 - PISO 3	40X40	45X40	45X40	45X40	45X40	40X40
PISO3 - TECHO	40X40	45X40	45X40	45X40	45X40	40X40

Las vigas que llegan a las columnas perpendiculares al pórtico plano fueron asumidas de 35cm de ancho por 45cm para todos los niveles y ejes.

5.2.2. Modelo #2

Consiste en una estructura constituida por cinco vanos de seis metros de luz en cada uno de ellos y doce niveles, cuya altura de entrepiso es de tres metros.

Para efectos de diseño se restringirá el mismo, limitando a utilizar cambios de secciones de columnas en cada eje, separados como mínimo cada tres niveles, además de mantener la misma sección de viga para todos los niveles del pórtico. A continuación se muestra por medio de la Figura V.3 la elevación del pórtico en donde se puede apreciar los aspectos antes descritos.

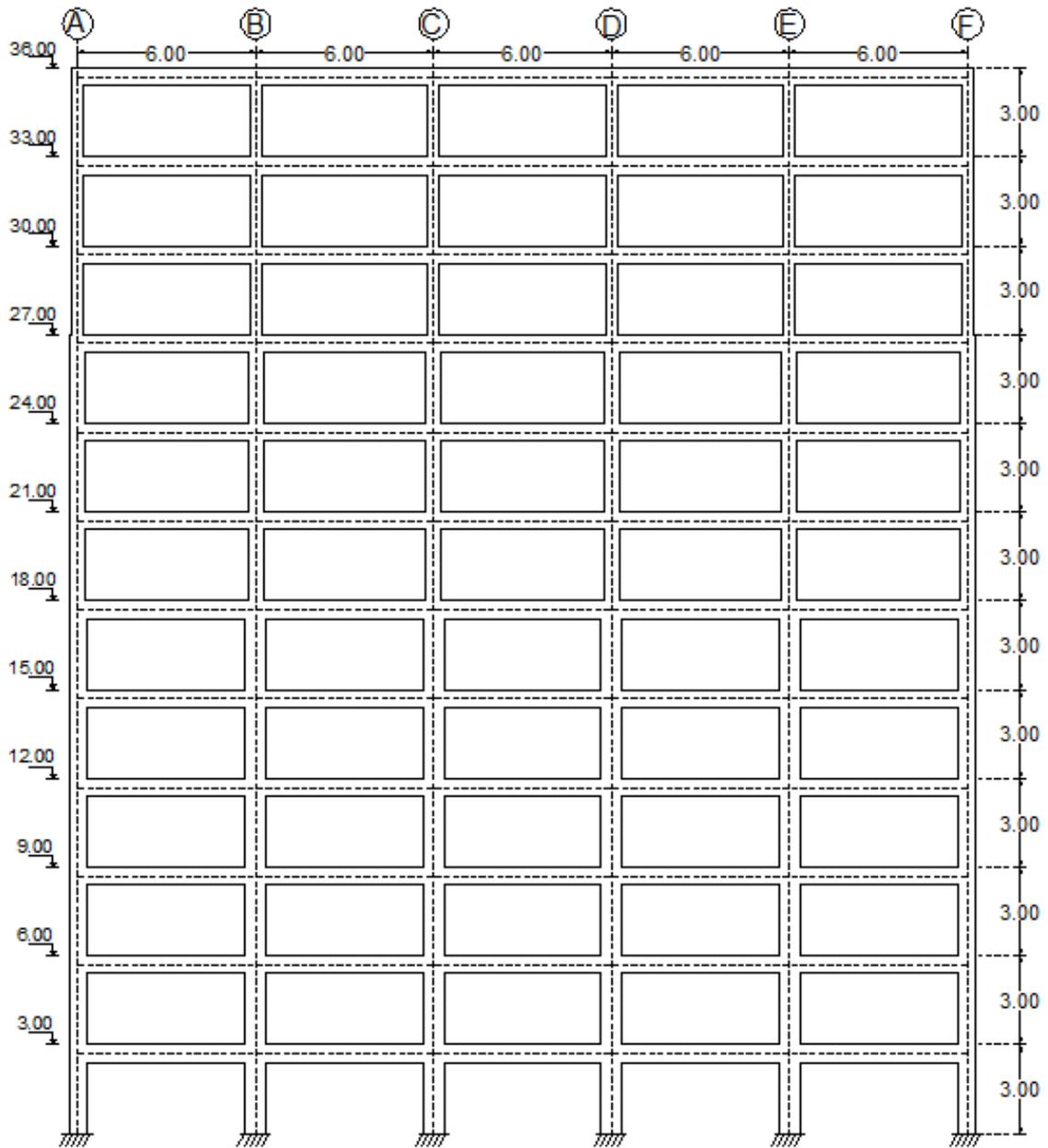


Figura V.2 Elevación Pórtico del Modelo #2

Para efectos de análisis se fijará que el pórtico forma parte de una estructura completa que posee losas nervadas ($e=25\text{cm}$) en la dirección perpendicular al pórtico, con luces hacia ambos lados de cuatro metros y medio.

A continuación se presenta por medio de la Tabla V.3 las dimensiones finales de las columnas resultado del diseño del modelo por ambas normas. Las vigas para los cuatro niveles resultaron de 40 cm de ancho por 60cm de altura.

Tabla V.3 Tabla V.4 Secciones de Columnas Definitivas – Modelo #2

COLUMNAS	SECCIONES RESULTANTES (cm) COVENIN 1753-1987					
	Eje A	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E	Eje F
PB - PISO 1	50X50	60X60	60X60	60X60	60X60	50X50
PISO 1 - PISO 2	50X50	60X60	60X60	60X60	60X60	50X50
PISO 2 - PISO 3	50X50	60X60	60X60	60X60	60X60	50X50
PISO 3 - PISO 4	50X50	60X60	60X60	60X60	60X60	50X50
PISO 4 - PISO 5	50X50	60X60	60X60	60X60	60X60	50X50
PISO 5 - PISO 6	50X50	60X60	60X60	60X60	60X60	50X50
PISO 6 - PISO 7	50X40	50X50	50X50	50X50	50X50	50X40
PISO 7 - PISO 8	50X40	50X50	50X50	50X50	50X50	50X40
PISO 8 - PISO 9	50X40	50X50	50X50	50X50	50X50	50X40
PISO 9 - PISO 10	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
PISO 10 - PISO 11	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
PISO 11 - TECHO	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
COLUMNAS	SECCIONES RESULTANTES (cm) FONDONORMA 1753-2006					
PB - PISO 1	60X50	70X60	70X60	70X60	70X60	60X50
PISO 1 - PISO 2	60X50	70X60	70X60	70X60	70X60	60X50
PISO 2 - PISO 3	60X50	70X60	70X60	70X60	70X60	60X50
PISO 3 - PISO 4	60X50	70X60	70X60	70X60	70X60	60X50
PISO 4 - PISO 5	60X50	70X60	70X60	70X60	70X60	60X50
PISO 5 - PISO 6	60X50	70X60	70X60	70X60	70X60	60X50
PISO 6 - PISO 7	50X40	50X50	50X50	50X50	50X50	50X40
PISO 7 - PISO 8	50X40	50X50	50X50	50X50	50X50	50X40
PISO 8 - PISO 9	50X40	50X50	50X50	50X50	50X50	50X40
PISO 9 - PISO 10	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
PISO 10 - PISO 11	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
PISO 11 - TECHO	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40

Para el modelo #2 se obtienen secciones diferentes de columnas entre diseños, como resultado del criterio de resistencia por corte en las juntas, lo cual es expuesto en las secciones 7.2.1.4 y 7.2.2.4 y comentado en el apartado 8.2.4.

Las vigas que llegan a las columnas perpendiculares al pórtico plano fueron asumidas de 40cm de ancho por 55cm para todos los niveles y ejes.

5.3. Definición de Acciones

Con el fin de que los resultados obtenidos en el análisis estructural y diseño de los pórticos en ambos modelos fuesen representativos con respecto al comportamiento real, se definieron los tipos y magnitudes de las cargas que actúan sobre estos según las normativas venezolanas vigentes; fueron consideradas dos tipos de acciones a detallar a continuación, partiendo de que los modelos a evaluar forman parte de estructuras a ser empleadas para el uso de oficinas ubicadas en la ciudad de Caracas, en el Distrito Capital.

5.3.1. Acciones Gravitacionales

A continuación se desglosa el análisis de cargas provenientes de las losas debido a las acciones gravitacionales aplicado sobre los pórticos de ambos modelos definidos, se divide en cuanto a las vigas de los entrepisos y las de techo. Los valores empleados fueron tomados de la Norma Venezolana COVENIN 2002-1988.

5.3.1.1. Análisis de Cargas para Entrepisos

Cargas Permanentes:

⇒ Losa Nervada en una dirección de $e=25\text{cm}$	315 kgf/m ²
⇒ Mampostería	150 kgf/m ²
⇒ Acabado superior en losas, Material: Granito	100 kgf/m ²
⇒ Acabado inferior en losas, Friso $e=2,5\text{cm}$ con mortero*	<u>55 kgf/m²</u>
TOTAL CP	620 kgf/m²

Cargas Variables:

⇒ Uso para Oficinas	CV 300 kgf/m²
---------------------	---------------------------------

Otras Cargas a Considerar:

⇒ Pared sobre eje de bloques de arcilla de $e=15\text{cm}^{**}$	CP 230 kgf/m
---	---------------------

* Peso unitario del mortero igual a 2150 kgf/m^3 .

** Frisadas por ambas caras.

5.3.1.2. Análisis de Cargas para el Techo

Cargas Permanentes:

⇒ Losa Nervada en una dirección de e=25cm	315 kgf/m ²
⇒ Macizados para pendiente con mortero* e=5cm	110 kgf/m ²
⇒ Acabado inferior en losas, Friso e=2,5cm con mortero*	55 kgf/m ²
⇒ Impermeabilización con manto asfáltico en dos capas**	<u>10 kgf/m²</u>
TOTAL CP	490 kgf/m²

Cargas Variables:

⇒ Uso para Azoteas y Terrazas	CV 300 kgf/m²
-------------------------------	---------------------------------

* Peso unitario del mortero igual a 2150 kgf/m³.

** Cada capa con un espesor de 4mm.

Tanto las cargas permanentes como las variables provenientes de las losas deben ser multiplicadas por el ancho tributario (4,5m) para obtener la carga lineal a colocar sobre las vigas del pórtico.

5.3.2. Acciones Sísmicas

A fin de determinar la acción sísmica sobre los pórticos y haciendo uso de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 se definió el espectro de diseño a partir de las siguientes características:

- ⇒ Zona Sísmica: 5.
- ⇒ Coeficiente de Aceleración Horizontal: 0,30.
- ⇒ Forma Espectral: S3 (asumiendo un suelo blando).
- ⇒ Clasificación según Uso: Grupo B2 (Oficinas).
- ⇒ Tipo de Sistema Resistente a Sismo: Tipo I (Pórticos).
- ⇒ Nivel de Diseño: ND3.
- ⇒ Factor de Reducción de Respuesta: 5.

Una vez conocidas dichas características se obtienen en función de ellas los siguientes factores y con estos el espectro de diseño que se muestra en la Gráfica V.1

$$\alpha = 1,00 \quad \beta = 2,80 \quad \varphi = -080 \quad p = 1,00$$

$$T^+ = 0,40 \text{ seg} \quad T^* = 0,40 \text{ seg}$$

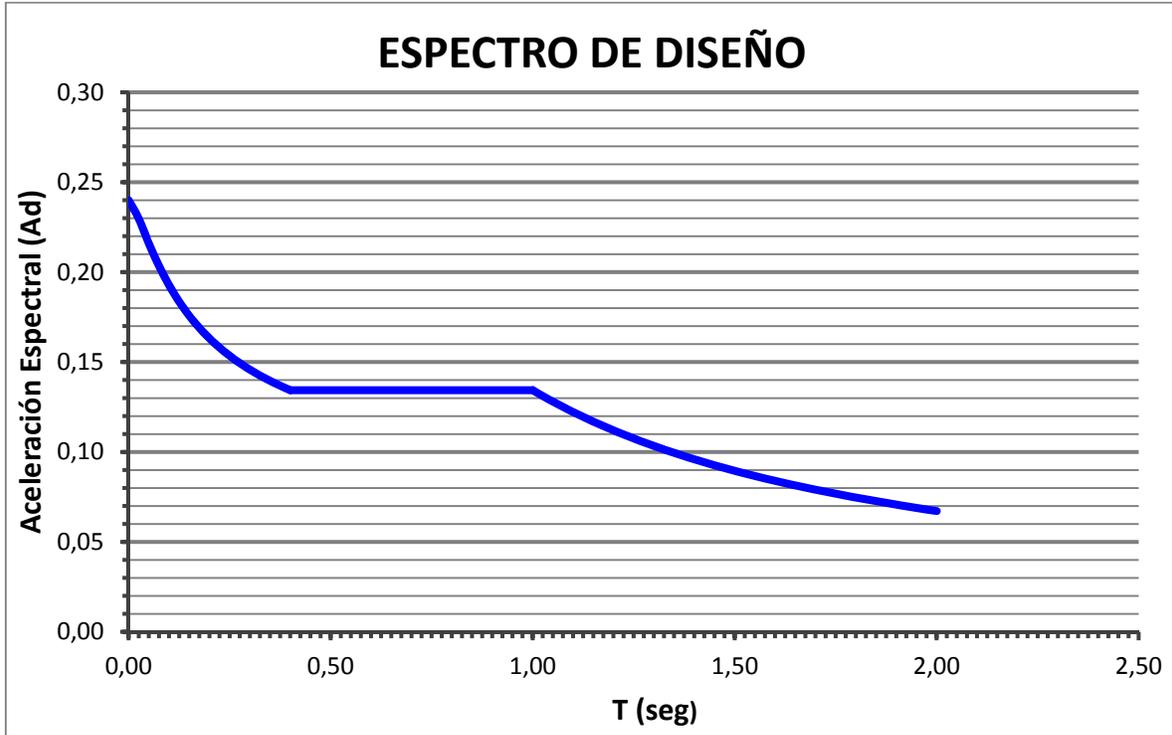


Figura V.3 Espectro de Diseño

5.4. Combinación de Solicitaciones

Las combinaciones de cargas fueron realizadas según lo especificado en la sección 4.1.1 en donde se contemplan las ecuaciones para la versión COVENIN 1753-1987 y FONDONORMA 1753-2006. El efecto de las acciones sísmicas “S” incluyendo el sismo vertical es incluido en dichas combinaciones aplicando la ecuación (4-8) empleando los factores del espectro de diseño fijados en el punto 5.3.2.

$$S = Sh \pm (0,2 \times 1,0 \times 0,80 \times 2,80 \times 0,30)CP$$

$$S = Sh \pm 0,1344CP$$

5.5. Masa Traslacional

A partir de las acciones definidas y la geometría de cada modelo, se determinó la masa de cada nivel y de la estructura completa, aplicando lo establecido en el artículo 7.1 de la Norma 1756-2001, en donde para la estimación de la masa en edificaciones como las estudiadas se deben tomar:

- Plantas Tipo: 100% de Acciones Permanentes y 25% de Acciones Variables.
- Planta Techo: 100% de Acciones Permanentes y 0% de Acciones Variables.

5.6. Método de Análisis

Para realizar el análisis estructural del pórtico fue utilizado el “Método de Análisis Dinámico Plano” incluido en la Sección 9.1 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001; utilizando para los efectos traslacionales el “Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel”, según las especificaciones del Apartado 9.4 de la misma Norma, en donde los pórticos se analizaran como un sistema de masas concentradas en cada nivel; considerando que las vigas de cada entrepiso forman parte de un sistema de diafragma rígido, y que se poseen empotramientos perfectos en las base de cada columna. Mientras que no fue incluido efecto torsional alguno para el análisis de los pórticos, debido a que para desarrollar el objetivo del presente trabajo, es suficiente con evaluar el diseño a partir de las fuerzas traslacionales.

5.7. Combinación Modal

Para determinar el Corte Basal y Fuerzas Cortantes en cada nivel para ambos modelos, se llevó a cabo la combinación de los respectivos valores modales tomando su Combinación Cuadrática Completa.

CAPÍTULO VI.

ÁNALISIS ESTRUCTURAL

En una primera etapa se realizó el Análisis Estructural de los pórticos en estudio, con sus respectivas acciones definidas en el Capítulo V, considerando unas dimensiones preliminares de sus elementos, basados en métodos simples de predimensionado, así como otros criterios relacionados con la coherencia constructiva; con los resultados de esta primera etapa se revisó principalmente las derivas de los distintos niveles, de modo que la magnitud de estas se encontraran lo más cercano posible al límite normativo establecido según las características de la estructura, esto con el propósito de comenzar la fase iterativa del diseño en concreto armado de los elementos con unas dimensiones adecuadas en cuanto al control de sus desplazamientos.

A continuación se presentan los resultados de la elaboración del Análisis Estructural de los modelos en estudio, tomando en cuenta las dimensiones mostradas en las Tablas V.2 y V.3, resultantes luego de realizado el Diseño Sismorresistente para cada modelo, cuyos valores detallados se encuentran en el Capítulo VII.

6.1. Modelo #1

Si bien el diseño se realizó dos veces, uno basada en cada versión de la Norma 1753, como resultado de ambos se obtuvo las mismas dimensiones tanto en vigas como columnas, de modo que el análisis estructural es igual para ambas versiones de diseño, el resultado de este se presenta a continuación.

6.1.1. Periodos y Masas Participativas

A partir de la utilización de la herramienta para análisis estructural, se obtuvieron los periodos y masas participativas de cada uno de los modos de

vibración considerados, las magnitudes correspondientes a cada uno se muestran a continuación:

Tabla VI.1 Periodos y Masas Participativas. Modelo #1.

MODO	Periodo por Modo (seg)	% Participación por Modo	% Participación Acumulada
1	0.58	85.76	85.76
2	0.19	10.12	95.88
3	0.11	3.27	99.15
4	0.08	0.85	100.00

Se puede apreciar que con el número de modos considerados se obtuvo la participación de toda la masa del pórtico, cumpliendo entonces con lo estipulado en la sección 9.4.4 de la Norma COVENIN 1756-2001.

6.1.2. Corrección del Cortante Basal

Siguiendo las especificaciones de la sección 9.4.6 “Control del Cortante Basal y Valores de Diseño” de la Norma COVENIN 1756-2001, se comparó el Corte Basal obtenido del Análisis Dinámico para el pórtico, con el calculado a partir del Método Estático Equivalente.

El valor de “Vo Dinámico”, se obtuvo a partir de la corrida arrojada por la herramienta de análisis, mientras que el valor de “Vo* Estático” se determinó siguiendo las especificaciones de la sección 9.3.1 de la Norma COVENIN 1756-2001.

También fue comparado el cortante basal con el obtenido a partir del mínimo coeficiente sísmico estipulado en el Artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1756-2001. Dicho coeficiente será obtenido según las características espectrales definidas en la sección 5.3.2 del presente trabajo.

A continuación se muestran los resultados de la corrección, en donde aparecen los diferentes términos necesarios para la obtención de “Vo* Estático”, así como el valor definitivo del Cortante Basal junto con el coeficiente de corrección necesario para llegar al mismo.

Tabla VI.2 Corrección del Cortante Basal. Modelo #1.

CORRECCIÓN CORTANTE	
N (# Pisos)	4
he (m)	3
Ta (seg)	0.4513
1.6 Ta (seg)	0.7221
μ	0.9100
	0.7861
μ Definitivo	0.9100
Ad	0.1344
W (Kgf)	483,732
Vo* Estático (Kgf)	59,162
Vo Dinámico (Kgf)	55,607
Vo Mínimo (Kgf)	29,024
Vo Dinámico / Vo* Estático	0.940
Vo Diseño (Kgf)	59,162.36
Coefficiente de Corrección "Vo*/Vo"	1.064

Como se observa en la Tabla VI.2 fue necesario realizar la corrección del cortante basal, ya que el valor obtenido por Análisis Dinámico Plano fue menor que el obtenido por el Método Estático Equivalente. El Peso Sísmico “W” fue obtenido con la geometría y cargas ya mencionadas en el Capítulo V, según el criterio del punto 5.5; mientras que la aceleración de diseño “Ad” fue determinada al entrar en el Espectro de Diseño (Definido en el apartado 5.3.2) con el valor de “1,6Ta”.

6.1.3. Control de Derivas

Una vez obtenidos a partir del análisis estructural, los desplazamientos laterales totales para cada nivel, resultantes de la aplicación de la Acción Sísmica definida en el apartado 5.3.2, se determinaron sus respectivas derivas entre niveles consecutivos, siguiendo las especificaciones estipuladas en el Artículo 10.1 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Ya calculadas las derivas, se procedió a la comparación con el valor límite permitido para el cociente de estas entre la altura de entrepiso, estipulado en el Artículo 10.2 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Para una estructura del Grupo B2, como la supuesta a diseñar, el valor límite del cociente antes mencionado es de 0.018. A continuación se muestra la tabla con los resultados de la comparación mencionada.

Tabla VI.3 Control de Derivas. Modelo #1.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO LATERAL	DESPLAZAMIENTO LATERAL INÉLASTICO	DERIVA INÉLASTICA	ALTURA ENTREPISO	$\delta_i / \Delta h_{i-i-1}$	CHEQUEO
	Δe_i (cm)	Δi (cm) "0.8*R*\Delta e_i "	δ_i (cm)	Δh_{i-i-1} (cm)		< 0.018
TECHO	1.5677	6.2708	0.7708	300	0.0026	CUMPLE
PISO 3	1.3750	5.5000	1.5784	300	0.0053	CUMPLE
PISO 2	0.9804	3.9216	2.1544	300	0.0072	CUMPLE
PISO 1	0.4418	1.7672	1.7672	300	0.0059	CUMPLE

Se puede apreciar que en todos los niveles se tienen coeficientes menores al valor límite estipulado, habiendo una diferencia significativa entre estos y dicho límite, ya que varios aspectos de diseño conllevaron a obtener secciones de mayor tamaño.

6.2. Modelo #2

Para este modelo el resultado del diseño basado en cada versión de la Norma 1753 no arrojó las mismas dimensiones en columnas, por lo cual el análisis estructural no es igual para ambas variantes, hecho que hace presentar cada uno de ellos por separado.

6.2.1. Diseño basado en la Versión COVENIN 1753-1987

6.2.1.1. Periodos y Masas Participativas

A partir de la utilización de la herramienta para análisis estructural, se obtuvieron los periodos y masas participativas de cada uno de los modos de vibración considerados, las magnitudes correspondientes a cada uno se muestran a continuación:

Tabla VI.4 Periodos y Masas Participativas. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

MODO	Periodo por Modo (seg)	% Participación por Modo	% Participación Acumulada
1	1.38	78.48	78.48
2	0.50	10.83	89.31
3	0.29	3.91	93.21
4	0.20	2.29	95.50
5	0.15	1.11	96.61
6	0.12	0.98	97.59
7	0.10	0.55	98.14
8	0.09	0.46	98.60
9	0.08	0.57	99.17
10	0.07	0.34	99.51
11	0.05	0.37	99.88
12	0.05	0.12	100.00

Se puede apreciar que con el número de modos considerados se obtuvo la participación de toda la masa del pórtico, cumpliendo entonces con lo estipulado en la sección 9.4.4 de la Norma COVENIN 1756-2001.

6.2.1.2. Corrección del Cortante Basal

Siguiendo las especificaciones de la sección 9.4.6 “Control del Cortante Basal y Valores de Diseño” de la Norma COVENIN 1756-2001, se comparó el Corte Basal obtenido del Análisis Dinámico para el pórtico, con el calculado a partir del Método Estático Equivalente. También fue comparado el cortante basal con el obtenido a partir del mínimo coeficiente sísmico estipulado en el Artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1756-2001.

A continuación se muestran los resultados de la corrección, en donde aparecen los diferentes términos necesarios para la obtención de “Vo* Estático”, así como el valor definitivo del Cortante Basal junto con el coeficiente de corrección necesario para llegar al mismo.

Tabla VI.5 Corrección del Cortante Basal. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

CORRECCIÓN CORTANTE	
N (# Pisos)	12
he (m)	3
Ta (seg)	1.0288
1.6 Ta (seg)	1.6461
μ	0.8167
	0.8323
μ Definitivo	0.8323
Ad	0.0816
W (Kgf)	1,622,529
Vo* Estático (Kgf)	110,263
Vo Dinámico (Kgf)	125,169
Vo Mínimo (Kgf)	97,352
Vo Dinámico / Vo* Estático	1.1352
Vo Diseño (Kgf)	125,169.28
Coefficiente de Corrección "Vo*/Vo"	NO APLICA

Como se observa en la Tabla VI.5 no fue necesario aplicar la corrección del cortante basal, ya que el valor obtenido por Análisis Dinámico Plano fue mayor que el obtenido por el Método Estático Equivalente.

6.2.1.3. Control de Derivas

Una vez obtenidos los desplazamientos laterales totales para los elementos de cada nivel, resultantes de la aplicación de la Acción Sísmica definida en el apartado 5.3.2, se determinaron sus respectivas derivas entre niveles consecutivos, siguiendo las especificaciones estipuladas en el Artículo 10.1 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Ya calculadas las derivas, se procedió a la comparación con el valor límite permitido para el cociente de estas entre la altura de entrepiso, estipulado en el Artículo 10.2 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Al igual que para el modelo #1, el valor límite del cociente antes mencionado es de 0.018. A continuación se muestra la tabla con los resultados de la comparación mencionada.

Tabla VI.6 Control de Derivas. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO LATERAL	DESPLAZAMIENTO LATERAL INÉLASTICO	DERIVA INÉLASTICA	ALTURA ENTREPISO	$\delta_i / \Delta h_{i-1}$	CHEQUEO
	Δe_i (cm)	Δ_i (cm) "0.8*R*\Deltaei "	δ_i (cm)	Δh_{i-1} (cm)		< 0.018
TECHO	6.2917	25.1668	0.7060	300	0.0024	CUMPLE
PISO 11	6.1152	24.4608	1.3708	300	0.0046	CUMPLE
PISO 10	5.7725	23.0900	1.9996	300	0.0067	CUMPLE
PISO 9	5.2726	21.0904	1.8284	300	0.0061	CUMPLE
PISO 8	4.8155	19.2620	2.1764	300	0.0073	CUMPLE
PISO 7	4.2714	17.0856	2.4840	300	0.0083	CUMPLE
PISO 6	3.6504	14.6016	2.3184	300	0.0077	CUMPLE
PISO 5	3.0708	12.2832	2.5076	300	0.0084	CUMPLE
PISO 4	2.4439	9.7756	2.6648	300	0.0089	CUMPLE
PISO 3	1.7777	7.1108	2.7564	300	0.0092	CUMPLE
PISO 2	1.0886	4.3544	2.6612	300	0.0089	CUMPLE
PISO 1	0.4233	1.6932	1.6932	300	0.0056	CUMPLE

Se puede apreciar que en todos los niveles se tienen coeficientes menores al valor límite estipulado.

6.2.2. Diseño basado en la Versión FONDONORMA 1753-2006

6.2.2.1. Periodos y Masas Participativas

A partir de la utilización de la herramienta para análisis estructural, se obtuvieron los periodos y masas participativas de cada uno de los modos de vibración considerados, las magnitudes correspondientes a cada uno se muestran a continuación:

Se puede apreciar que con el número de modos considerados se obtuvo la participación de toda la masa del pórtico, cumpliendo entonces con lo estipulado en la sección 9.4.4 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Tabla VI.7 Periodos y Masas Participativas. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

MODO	Periodo por Modo (seg)	% Participación por Modo	% Participación Acumulada
1	1.32	76.71	76.71
2	0.48	11.56	88.28
3	0.28	4.01	92.29
4	0.19	2.42	94.71
5	0.15	1.24	95.95
6	0.12	1.01	96.96
7	0.10	0.49	97.45
8	0.09	0.77	98.22
9	0.07	0.47	98.69
10	0.06	0.66	99.35
11	0.05	0.50	99.84
12	0.04	0.16	100.00

6.2.2.2. Corrección del Cortante Basal

Siguiendo las especificaciones de la sección 9.4.6 “Control del Cortante Basal y Valores de Diseño” de la Norma COVENIN 1756-2001, se comparó el Corte Basal obtenido del Análisis Dinámico para el pórtico, con el calculado a partir del Método Estático Equivalente. También fue comparado el cortante basal con el obtenido a partir del mínimo coeficiente sísmico estipulado en el Artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1757-2003.

A continuación se muestran los resultados de la corrección, en donde aparecen los diferentes términos necesarios para la obtención de “Vo* Estático”, así como el valor definitivo del Cortante Basal junto con el coeficiente de corrección necesario para llegar al mismo.

Como se observa en la Tabla VI.8, al igual que para el diseño por la versión de 1987 de la Norma, no fue necesario aplicar la corrección del cortante basal, ya que el valor obtenido por Análisis Dinámico Plano fue mayor que el obtenido por el Método Estático Equivalente. Otro aspecto a resaltar entre ambas variantes de diseño, es referente al incremento del cortante basal debido a la presencia de mayor peso sísmico.

Tabla VI.8 Corrección del Cortante Basal. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006

CORRECCIÓN CORTANTE	
N (# Pisos)	12
he (m)	3
Ta (seg)	1.0288
1.6 Ta (seg)	1.6461
μ	0.8167
	0.8323
μ Definitivo	0.8323
Ad	0.0816
W (Kgf)	1,637,217
Vo* Estático (Kgf)	111,261
Vo Dinámico (Kgf)	129,790
Vo Mínimo (Kgf)	98,233
Vo Dinámico / Vo* Estático	1.167
Vo Diseño (Kgf)	129,790.38
Coefficiente de Corrección "Vo*/Vo"	NO APLICA

6.2.2.3. Control de Derivas

Una vez obtenidos los desplazamientos laterales totales para los elementos de cada nivel, resultantes de la aplicación de la Acción Sísmica definida en el apartado 5.3.3, se determinaron sus respectivas derivas entre niveles consecutivos, siguiendo las especificaciones estipuladas en el Artículo 10.1 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Ya calculadas las derivas, se procedió a la comparación con el valor límite permitido para el cociente de estas entre la altura de entrepiso, estipulado en el Artículo 10.2 de la Norma COVENIN 1756-2001. A continuación se muestra la tabla con los resultados de la comparación mencionada.

Se puede apreciar de la Tabla VI.9 que en todos los niveles se tienen coeficientes menores al valor límite estipulado y a su vez a los obtenidos para la estructura resultante del diseño por la versión de 1987 de la Norma 1753.

Tabla VI.9 Control de Derivas. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO LATERAL	DESPLAZAMIENTO LATERAL INÉLASTICO	DERIVA INÉLASTICA	ALTURA ENTREPISO	$\delta_i / \Delta h_{i-1}$	CHEQUEO
	Δe_i (cm)	Δ_i (cm) "0.8*R*\Deltaei "	δ_i (cm)	Δh_{i-1} (cm)		< 0.018
TECHO	6.0661	24.2644	0.7252	300	0.0024	CUMPLE
PISO 11	5.8848	23.5392	1.4304	300	0.0048	CUMPLE
PISO 10	5.5272	22.1088	2.0936	300	0.0070	CUMPLE
PISO 9	5.0038	20.0152	1.9072	300	0.0064	CUMPLE
PISO 8	4.5270	18.1080	2.2668	300	0.0076	CUMPLE
PISO 7	3.9603	15.8412	2.5688	300	0.0086	CUMPLE
PISO 6	3.3181	13.2724	2.1776	300	0.0073	CUMPLE
PISO 5	2.7737	11.0948	2.3368	300	0.0078	CUMPLE
PISO 4	2.1895	8.7580	2.4692	300	0.0082	CUMPLE
PISO 3	1.5722	6.2888	2.5244	300	0.0084	CUMPLE
PISO 2	0.9411	3.7644	2.3636	300	0.0079	CUMPLE
PISO 1	0.3502	1.4008	1.4008	300	0.0047	CUMPLE

Es importante acotar que en los modelos analizados, el diseño no fue gobernado por el control de derivas, sino por los criterios de diseño sismorresistente que se presentan en el Capítulo VII, hecho que conlleva a que los valores de chequeo se satisfagan con un amplio margen.

CAPÍTULO VII.

DISEÑO SISMORRESISTENTE

Una vez chequeados todos los aspectos para el análisis estructural de ambos modelos, cada uno fue diseñado dos veces, un primer diseño utilizando las combinaciones de carga, factores de minoración, entre otros criterios de relevancia estipulados por la Norma 1753 en su versión de 1987 y un segundo diseño empleando los fijados en la versión de 2006, las especificaciones para ambos diseños fueron descritas en el apartado 4.1 del presente trabajo. Como resultado de estos diseños se tienen para cada modelo, las áreas de acero requeridas en vigas y columnas para cada versión de la Norma 1753.

Partiendo de estos valores de áreas de acero de cálculo se procedió al respectivo detallado de cada elemento, seguido por la aplicación del resto de los aspectos o requisitos adicionales especificados en los capítulos 18 de cada versión para el diseño o detallado sismorresistente de los pórticos.

Es importante señalar que las dimensiones de los elementos, tanto vigas como columnas, que se presentan a continuación fueron resultado de un proceso iterativo de diseño, en donde, algunos de los aspectos resulto determinante. Estas secciones resultantes fueron las consideradas en el Capítulo VI para la elaboración del Análisis Estructural.

7.1. Modelo #1

Como se explicó al inicio del capítulo se realizó el diseño del modelo dos veces, pero restringiendo en la medida de lo posible, que para ambas versiones las secciones de los elementos se mantengan iguales.

7.1.1. Diseño basado en la Versión COVENIN 1753-1987

A continuación se muestran los resultados del diseño del pórtico de cuatro pisos definido como modelo #1 basado en el cumplimiento de los aspectos indicados en la versión de 1987 de la Norma 1753. Se presentan los diferentes aspectos de diseño evaluados.

7.1.1.1. Refuerzo Longitudinal en Vigas, Momentos Resistentes Teóricos y Momentos Resistentes Máximos Probables en Apoyos

Partiendo de los valores de áreas de acero requeridas en los apoyos de cada piso, resultantes del diseño por flexión realizado mediante la herramienta informática de “Diseño en Concreto” del programa ETABS, cuyos resultados pueden verse en el Anexo A-1; se colocaron las combinaciones de barras comerciales de acero que mejor se ajustaran a lo requerido, manteniendo a su vez una distribución coherente a lo largo de todo el elemento. Estas combinaciones y su equivalencia en áreas de acero se encuentran resaltadas en letras rojas dentro de la Tabla VII.1 para cada piso. Para realizar dicho diseño de concreto armado de las vigas por medio del programa, fueron definidas dentro de éste las combinaciones de carga y factores de minoración correspondientes para la Norma 1753-1987, mostrados en la sección 4.1 del presente documento.

En cuanto a los “Momentos Resistentes” tanto Teóricos como Máximos Probables, fueron calculados siguiendo las especificaciones dispuestas en el apartado 2.2.5 del Marco Teórico, empleando dentro de su fórmula su correspondiente valor en cuanto al esfuerzo en la armadura a tracción. Para emplear dicha fórmula se considera que la sección se encuentra simplemente armada, tanto para los aceros superiores como inferiores por separado. Esta simplificación introduce un leve error, debido a que en realidad las secciones se encuentran doblemente armadas, pero se consideran aceptables para la realización del presente trabajo. A continuación se presenta la Tabla VII.1 con los refuerzos longitudinales para los diferentes pisos.

Tabla VII.1 Refuerzo Longitudinal y Momentos Resistentes en Vigas. Modelo #1.COVENIN 1753-1987.

VIGAS: 35cmx55cm		APOYO A	APOYO B	APOYO C	APOYO D	APOYO E	APOYO F
PISOS 1	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	15.03	18.04	16.74	16.74	18.04	15.03
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	7.18	8.50	7.93	7.93	8.50	7.18
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$	$4\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$	$3\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$	$3\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$	$4\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$	$2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$
		16.31	18.37	17.34	17.34	18.37	16.31
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$5\phi 5/8"$					
		9.89	9.89	9.89	9.89	9.89	9.89
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	31.10	34.58	32.85	32.85	34.58	31.10
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	37.88	41.97	39.95	39.95	41.97	37.88	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	24.15	24.15	24.15	24.15	24.15	24.15	
PISOS 2	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	14.68	16.43	15.82	15.82	16.43	14.68
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	6.99	7.82	7.53	7.53	7.82	6.99
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$	$3\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$	$2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$	$2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$	$3\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$	$2\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$
		16.31	17.34	16.31	16.31	17.34	16.31
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$3\phi 3/4"$					
		8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	31.10	32.85	31.10	31.10	32.85	31.10
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	17.09	17.09	17.09	17.09	17.09	17.09
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	37.88	39.95	37.88	37.88	39.95	37.88	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	
PISOS 3	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	11.71	13.39	13.11	13.11	13.39	11.71
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	5.86	6.46	6.31	6.31	6.46	5.86
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$3\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$	$5\phi 3/4"$	$5\phi 3/4"$	$5\phi 3/4"$	$5\phi 3/4"$	$3\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$
		12.50	14.25	14.25	14.25	14.25	12.50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$	$2\phi 3/4" + 1\phi 1/2"$				
		7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	6.96
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	24.40	27.52	27.52	27.52	27.52	24.40
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	14.04
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	29.92	33.64	33.64	33.64	33.64	29.92	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	17.37	
TECHO	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5.86	6.79	6.75	6.75	6.79	5.86
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$					
		7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$3\phi 5/8"$					
		5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	14.94	14.94	14.94	14.94	14.94	14.94	

Se puede apreciar que el acero longitudinal requerido en los dos primeros niveles es mucho mayor que el requerido en los últimos dos. Para realizar los armados se verificó el criterio de acero mínimo, así como la relación en cuanto a que la capacidad de la sección para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos. Adicionalmente en el Anexo A-3, se muestra el alzado del pórtico en ETABS con los porcentajes de cuantías requeridas para las armaduras longitudinales de las vigas.

Estos momentos serán utilizados posteriormente en otros aspectos del diseño.

7.1.1.2. Refuerzo Transversal en Vigas

Basado en las consideraciones de diseño descritas en el apartado 4.2, se determinó en principio la demanda o fuerza cortante de diseño aplicando las ecuaciones (4-11) y (4-12), considerando la más crítica entre las dos direcciones de análisis. Ya calculada la demanda se evaluó la contribución del concreto a partir de los criterios establecidos en la Tabla IV.5.

El diseño se realizó fijando el número de ramas dependiendo de la cantidad de barras longitudinales presentes, de forma que se cumpla con el criterio para el soporte lateral de la Norma 1753, y utilizando barras de 3/8" en todos los casos. De esta forma se obtuvo la separación requerida por cálculo para compararla con los otros criterios presentes en el capítulo 18. A continuación En la Tabla VII.2 se muestran las separaciones definitivas a colocar (en las zonas confinadas) para cada tramo de viga en cada nivel.

En las tablas de los Anexos C-1 y C-2 se muestra los diferentes valores correspondientes al diseño del refuerzo transversal de las vigas de cada nivel, basado en la aplicación de los aspectos o criterios de la sección 4.2 del presente trabajo.

Tabla VII.2 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.

	L_n (m)	5.575	5.550	5.550	5.550	5.575
PISO 1	V_{hp} Diseño (Ton)	11.860	11.913	11.549	11.913	11.860
	V_o (Ton)	14.613	14.548	14.548	14.548	14.613
	V_e (Kgf)	26473	26461	26096	26461	26473
	V_c (Kgf)	14665	14665	14665	14665	14665
	V_s (Kgf)	16479	16465	16037	16465	16479
	Av/s (cm ² /cm)	0.0785	0.0784	0.0764	0.0784	0.0785
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$				
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	27.24	27.26	27.99	27.26	27.24
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
PISO 2	V_{hp} Diseño (Ton)	10.569	10.997	10.626	10.997	10.948
	V_o (Ton)	15.138	14.548	14.548	14.548	14.613
	V_e (Kgf)	25706	25545	25174	25545	25561
	V_c (Kgf)	14665	14665	14665	14665	14665
	V_s (Kgf)	15578	15388	14951	15388	15407
	Av/s (cm ² /cm)	0.0742	0.0733	0.0712	0.0733	0.0734
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$				
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	28.82	29.17	30.03	29.17	29.14
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
PISO 3	V_{hp} Diseño (Ton)	9.127	9.497	9.497	9.497	9.151
	V_o (Ton)	15.138	14.548	14.548	14.548	14.613
	V_e (Kgf)	24265	24045	24045	24045	23764
	V_c (Kgf)	14665	14665	14665	14665	14665
	V_s (Kgf)	13882	13623	13623	13623	13293
	Av/s (cm ² /cm)	0.0661	0.0649	0.0649	0.0649	0.0633
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$				
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	32.34	32.95	32.95	32.95	33.77
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
TECHO	V_{hp} Diseño (Ton)	5.888	6.127	6.127	6.127	6.100
	V_o (Ton)	8.342	8.017	8.017	8.017	8.053
	V_e (Kgf)	14230	14144	14144	14144	14153
	V_c (Kgf)	14665	14665	14665	14665	14665
	V_s (Kgf)	2077	1975	1975	1975	1985
	Av/s (cm ² /cm)	0.0099	0.0094	0.0094	0.0094	0.0095
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$				
	# Ramas	2	2	2	2	2
	S_{Cal} (cm)	144.12	151.52	151.52	151.52	150.75
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00

Para todas las vigas del pórtico se considero que la fuerza axial en sus extremos es igual a cero debido a que se realizó el modelo contemplando la presencia de diafragmas rígidos en todos los niveles. Se aprecia que para todos los tramos la separación resultante es igual a 12cm.

7.1.1.3. Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas

Partiendo de las secciones de columnas definidas a través de un predimensionado rápido, se chequearon que estas cumplieran con el criterio de verificación del corte en las juntas, de modo que se ajustaron aquellas secciones en donde la relación Demanda/Capacidad no superó la unidad.

Ya obtenidas las secciones necesarias para el corte en las juntas, se procedió a obtener los valores de áreas de acero requeridas para las columnas del pórtico en cada piso, resultantes del diseño por flexión y carga axial realizado mediante la herramienta de “Diseño en Concreto” del programa ETABS, se armaron cada una de forma tentativa con las combinaciones de barras de acero que más se ajustaran a lo solicitado, a partir de las cuales se realizó la verificación de la resistencia mínima a flexión en cada nodo, teniendo que modificar en algunos casos el armado inicial antes mencionado.

A continuación por medio de la Tabla VII.3 se presenta la configuración final de las secciones de columnas, con sus respectivos armados en cada nivel, así como su correspondiente valor de cuantía geométrica y relación Demanda/Capacidad por Flexo-Compresión, cuyos resultados se encuentran en el Anexo A-5.

Es importante destacar que a partir de esta configuración se realizó el detallado correspondiente a los despieces de cada columna, mostrado en el Anexo B-11, de forma que los detalles respecto a los empalmes se realizaron de acuerdo a esta.

Tabla VII.3 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS		EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
Bx (cm)		40	45	45	45	45	40
By (cm)		40	40	40	40	40	40
PB-P1	$A_{S\ Coloc}$ (cm ²)	12 ϕ 3/4"					
		34.20	34.20	34.20	34.20	34.20	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	1.900	1.900	1.900	1.900	2.138
DEMANDA/CAPACIDAD		0.788	0.900	0.877	0.877	0.900	0.788
P1 - P2	$A_{S\ Coloc}$ (cm ²)	12 ϕ 3/4"					
		34.20	34.20	34.20	34.20	34.20	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	1.900	1.900	1.900	1.900	2.138
DEMANDA/CAPACIDAD		0.769	0.663	0.632	0.632	0.663	0.769
P2 - P3	$A_{S\ Coloc}$ (cm ²)	12 ϕ 5/8"	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 5/8"
		34.20	34.20	34.20	34.20	34.20	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	1.900	1.900	1.900	1.900	2.138
DEMANDA/CAPACIDAD		0.778	0.419	0.406	0.406	0.419	0.778
PISO 2-TE	$A_{S\ Coloc}$ (cm ²)	12 ϕ 5/8"					
		34.20	34.20	34.20	34.20	34.20	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	1.900	1.900	1.900	1.900	2.138
DEMANDA/CAPACIDAD		0.600	0.252	0.247	0.247	0.252	0.600

7.1.1.4. Verificación del Corte en Juntas

Una vez definidas las áreas de acero colocadas en cada apoyo de las vigas, se determinó la demanda o fuerzas cortantes de diseño en cada nodo, siguiendo las especificaciones de la sección 2.3.6, a través de las ecuaciones (2-20) y (2-21), donde se incluye el corte que generan las vigas, siendo necesario emplear la ecuación (2-22) para determinar el corte que se origina en las caras del nodo provenientes de las columnas.

Ya obtenida la demanda se comparó con la capacidad resultante de la ecuación (4-24), según la condición de confinamiento de cada junta en particular, establecido por los criterios descritos en la Tabla IV.5. Además de la condición de confinamiento es necesario conocer el área efectiva de la Junta, "A_j", la cual se obtiene a partir de la ecuación (2-23), en donde, al asumir que las vigas se encuentran centradas con respecto a la caras de las columnas (condición ideal) el área efectiva se hace igual al área de sección de la columna. Se observa en la Tabla VII.3 que debido a tratarse de un edificio bajo, al mantener la misma sección de columna para los cuatros niveles, los nodos de Piso 1 resultan los

limitantes para el diseño, debido a que se encuentran más armados (mayores áreas de acero longitudinal en vigas) y por lo tanto los más exigidos. A continuación se presenta la Tabla IV.4 con las relaciones Demanda/Capacidad para todos los nodos en los diferentes pisos.

Tabla VII.4 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F	
PISO 1	A_{S1} (cm ²)	16.31	18.37	17.34	17.34	18.37	16.31	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	9.89	9.89	9.89	9.89	9.89	9.89	
	V_{col} (Ton)	12.63	22.04	21.37	21.37	22.04	12.63	
	V_j (Ton)	73.0	126.3	121.6	121.6	126.3	73.0	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	
	V_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0	
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2	
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.849	0.985	0.948	0.948	0.985	0.849	
PISO 2	A_{S1} (cm ²)	16.31	17.34	16.31	16.31	17.34	16.31	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	
	V_{col} (Ton)	12.63	20.35	19.66	19.66	20.35	12.63	
	V_j (Ton)	73.0	115.6	110.9	110.9	115.6	73.0	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	
	V_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0	
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2	
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.849	0.901	0.865	0.865	0.901	0.849	
PISO 3	A_{S1} (cm ²)	12.5	14.25	14.25	14.25	14.25	12.5	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	6.96	
	V_{col} (Ton)	9.97	17.57	17.57	17.57	17.57	9.97	
	V_j (Ton)	55.7	97.6	97.6	97.6	97.6	55.7	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	
	V_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0	
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2	
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.647	0.761	0.761	0.761	0.761	0.647	
TECHO	A_{S1} (cm ²)	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	
	V_{col} (Ton)	6.36	11.34	11.34	11.34	11.34	6.36	
	V_j (Ton)	34.0	60.2	60.2	60.2	60.2	34.0	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	
	V_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0	
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2	
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.395	0.469	0.469	0.469	0.469	0.395	

El factor de capacidad “ γ ” para los nodos de los ejes A y F, es de 4, debido a que son columnas esquineras y no poseen miembros confinantes en las cuatro caras.

7.1.1.5. Resistencia Mínima a la Flexión de Columnas

Definidos los armados longitudinales de vigas y columnas se procedió a verificar la resistencia mínima a la flexión de las columnas, aplicando el criterio establecido en la Tabla IV.5 del apartado 4.2, en donde se establece las condiciones para obtener los momentos resistentes teóricos más desfavorables, es decir, los mayores para las vigas y los menores para las columnas. A continuación se presenta en la Tabla VII.5 el resultado de las sumatorias de momentos en columnas y en vigas, así como su cociente, realizados en los nodos de todos los pisos, menos el techo, debido a que según la Norma 1753 no es necesario cumplir con este requisito.

Para revisar de forma detalla la obtención de estos momentos teóricos, se presentan en los Anexos C-5, C-6 y C-7, para cada piso, las diferentes tablas de diseño. Los momentos de las columnas fueron obtenidos al entrar con los valores de “ P_u ” para cada combinación de carga al respectivo diagrama de interacción de la sección y obtener aquel caso que produzca el menor momento resistente.

Tabla VII.5 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nodos. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
PISO 1	ΣM_v (Tonf-m)	31.10	54.18	52.46	52.46	54.18	31.10
	ΣM_c (Tonf-m)	48.25	66.25	65.50	65.50	66.25	48.25
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.55	1.22	1.25	1.25	1.22	1.55
PISO 2	ΣM_v (Tonf-m)	31.10	49.94	48.18	48.18	49.94	31.10
	ΣM_c (Tonf-m)	47.00	62.00	61.50	61.50	62.00	47.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.51	1.24	1.28	1.28	1.24	1.51
PISO 3	ΣM_v (Tonf-m)	24.40	42.95	42.95	42.95	42.95	24.40
	ΣM_c (Tonf-m)	34.00	57.25	56.75	56.75	57.25	34.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.39	1.33	1.32	1.32	1.33	1.39

7.1.1.6. Refuerzo Transversal en Columnas

A partir de los armados de las columnas mostrados en la sección 7.1.1.3, se obtuvieron las fuerzas de diseño para cada una, como resultado de la aplicación de los dos procedimientos estipulados en la Tabla IV.5 de la sección 4.2, empleando para las ecuaciones (4-13) y (4-14). Ya calculada la demanda, posteriormente, se evaluó la contribución del concreto a partir de los criterios establecidos en la misma Tabla IV.5.

El diseño se realizó fijando el número de ramas dependiendo de la cantidad de barras longitudinales presentes, de forma que se cumpla con el criterio para el soporte lateral de la Norma 1753, y utilizando ligaduras de 3/8" en todos los casos.

De esta forma se obtuvo la separación requerida por cálculo para compararla con los otros criterios presentes en el capítulo 18, incluyendo la separación mínima para cumplir con el confinamiento de la sección, calculada como el menor valor resultante al despejar "s" de las ecuaciones (4-17) y (4-18), considerando que "Ash" es igual al "Av" tomado para el diseño por corte. Se presenta en la Tabla VII.6 los resultados para las columnas de cada nivel.

Adicionalmente se presenta en los Anexos C-11, C-12, C-13 y C-14, las tablas de diseño completas, para las columnas de cada entepiso, en donde se expresan los resultados de los dos procedimientos estipulados para obtener las fuerzas cortantes de diseño. Además se desglosan las distintas separaciones del refuerzo transversal requeridas por Norma.

Tabla VII.6 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #1. COVENIN 1753-1987.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
	L_n (m)	2.450	2.450	2.450	2.450	2.450	2.450
Columna entre PB-P1	V_e (Kgf)	18609	23557	23274	23274	23557	18609
	V_c (Kgf)	12777	19118	19063	19063	19118	12777
	V_s (Kgf)	9116	8596	8319	8319	8596	9116
	Av/s (cm ² /cm)	0.0620	0.0512	0.0495	0.0495	0.0512	0.0620
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	34.47	41.78	43.17	43.17	41.78	34.47
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
	S_{Coloc} (cm)	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00
Columna entre P1-P2	V_e (Kgf)	17790	21000	20250	20250	21000	17790
	V_c (Kgf)	0	18022	17981	17981	18022	0
	V_s (Kgf)	20929	6684	5843	5843	6684	20929
	Av/s (cm ² /cm)	0.1424	0.0398	0.0348	0.0348	0.0398	0.1424
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	15.01	53.73	61.46	61.46	53.73	15.01
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
	S_{Coloc} (cm)	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00
Columna entre P2-P3	V_e (Kgf)	14470	14940	14630	14630	14940	14470
	V_c (Kgf)	0	16929	16895	16895	16929	0
	V_s (Kgf)	17024	648	316	316	648	17024
	Av/s (cm ² /cm)	0.1158	0.0039	0.0019	0.0019	0.0039	0.1158
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	18.46	554.60	1135.51	1135.51	554.60	18.46
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
	S_{Coloc} (cm)	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00
Columna entre P3-TECHO	V_e (Kgf)	14592	21531	21327	21327	21531	14592
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	17167	25330	25090	25090	25330	17167
	Av/s (cm ² /cm)	0.1168	0.1508	0.1493	0.1493	0.1508	0.1168
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	18.30	14.18	14.31	14.31	14.18	18.30
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
	S_{Coloc} (cm)	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00

7.1.2. Diseño basado en la Versión FONDONORMA 1753-2006

A continuación se muestran los resultados del diseño del pórtico de cuatro pisos definido como modelo #1 basado en el cumplimiento de los aspectos indicados en la versión de 2006 de la Norma 1753. A continuación se presentan los diferentes aspectos de diseño evaluados.

7.1.2.1. Refuerzo Longitudinal en Vigas, Momentos Resistentes Teóricos y Momentos Resistentes Máximos Probables en Apoyos

Al igual que para el diseño basado en la versión 1987 de la Norma 1753, partiendo de los valores de áreas de acero requeridas en los apoyos de cada piso, resultantes del diseño por flexión realizado mediante la herramienta de “Diseño en Concreto” del programa ETABS, en donde fueron definidas internamente las combinaciones de cargas y factores de minoración estipulados por la Norma 1753-2006, mostrados en la sección 4.1 del presente trabajo; se colocaron las combinaciones de barras comerciales de acero que mejor se ajustaran a lo requerido, manteniendo a su vez una distribución coherente a lo largo de todo el elemento. Estas combinaciones y su equivalencia en áreas de acero se encuentran resaltadas en letras rojas dentro de la Tabla VII.7 para cada piso. Los valores arrojados por dicho programa pueden verse en el Anexo A-2.

En cuanto a los “Momentos Resistentes” tanto Teóricos como Máximos Probables, fueron calculados siguiendo las especificaciones dispuestas en el apartado 2.2.5 del Marco Teórico, empleando dentro de su fórmula su correspondiente valor en cuanto al esfuerzo en la armadura a tracción. Para emplear dicha fórmula se considera que la sección se encuentra simplemente armada, tanto para los aceros superiores como inferiores por separado. A continuación se presentan los resultados para los diferentes pisos.

Tabla VII.7 Refuerzo Longitudinal en Vigas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

VIGAS: 35cmx55cm		APOYO A	APOYO B	APOYO C	APOYO D	APOYO E	APOYO F
PISOS 1	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	15.25	18.41	17.06	17.06	18.41	15.25
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	7.27	8.67	8.08	8.08	8.67	7.27
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$3\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$	$3\phi 3/4" + 5\phi 5/8"$	$5\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$	$5\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$	$3\phi 3/4" + 5\phi 5/8"$	$3\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$
		16.46	18.44	18.21	18.21	18.44	16.46
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$5\phi 5/8"$					
		9.89	9.89	9.89	9.89	9.89	9.89
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	31.35	34.69	34.31	34.31	34.69	31.35
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	38.19	42.10	41.66	41.66	42.10	38.19	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	24.15	24.15	24.15	24.15	24.15	24.15	
PISOS 2	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	14.93	16.78	16.14	16.14	16.78	14.93
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	7.12	7.95	7.67	7.67	7.95	7.12
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$3\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$	$5\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$	$3\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$	$3\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$	$5\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$	$3\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$
		16.46	18.21	16.46	16.46	18.21	16.46
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$3\phi 3/4"$	$5\phi 5/8"$	$3\phi 3/4"$	$3\phi 3/4"$	$5\phi 5/8"$	$3\phi 3/4"$
		8.55	9.89	8.55	8.55	9.89	8.55
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	31.35	34.31	31.35	31.35	34.31	31.35
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	17.09	19.61	17.09	17.09	19.61	17.09
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	38.19	41.66	38.19	38.19	41.66	38.19	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	21.09	24.15	21.09	21.09	24.15	21.09	
PISOS 3	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	11.89	13.74	13.41	13.41	13.74	11.89
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	5.86	6.58	6.43	6.43	6.58	5.86
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$3\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$	$5\phi 3/4"$	$5\phi 3/4"$	$5\phi 3/4"$	$5\phi 3/4"$	$3\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$
		12.50	14.25	14.25	14.25	14.25	12.50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$					
		7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	24.40	27.52	27.52	27.52	27.52	24.40
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	29.92	33.64	33.64	33.64	33.64	29.92	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	
TECHO	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5.86	6.49	6.52	6.52	6.49	5.86
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83	5.83
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	$2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$					
		7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$3\phi 5/8"$					
		5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	14.94	14.94	14.94	14.94	14.94	14.94	

Se puede apreciar que al igual que en la sección 7.1.1.1, el acero longitudinal requerido en los dos primeros niveles es mucho mayor que el requerido en los últimos dos. Para realizar los armados se verificó el criterio de acero mínimo, así como la relación en cuanto a que la capacidad de la sección para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos. Adicionalmente en el Anexo A-4, se muestra el alzado del pórtico en ETABS con los porcentajes de cuantías requeridas para las armaduras longitudinales de las vigas.

En cuanto a los momentos, serán utilizados en otros aspectos del diseño, respectivamente.

7.1.2.2. Refuerzo Transversal en Vigas

Basado en las consideraciones de diseño descritas en el apartado 4.2, se determinó en principio la demanda o fuerza cortante de diseño aplicando las ecuaciones (4-11) y (4-12), considerando la más crítica entre las dos direcciones de análisis. Ya calculada la demanda se evaluó la contribución del concreto a partir de los criterios establecidos en la Tabla IV.5, específicamente para la Norma 1753-2006.

El diseño se realizó fijando el número de ramas dependiendo de la cantidad de barras longitudinales presentes, de forma que se cumpla con el criterio para el soporte lateral de la Norma 1753, y utilizando barras de 3/8" en todos los casos. De esta forma se obtuvo la separación requerida por cálculo para compararla con los otros criterios presentes en el capítulo 18, pero a diferencia de la sección 7.1.1.1, en esta oportunidad con la versión 2006. Con la Tabla VII.8 se presentan las separaciones definitivas a colocar (en las zonas confinadas) para cada tramo de viga en cada nivel. En las tablas de los Anexos C-3 y C-4 se muestran los diferentes valores correspondientes al diseño del refuerzo transversal de las vigas de cada nivel, basado en la aplicación de los aspectos o criterios de la sección 4.2 del presente trabajo.

Tabla VII.8 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
PISO 1	L_n (m)	5.575	5.550	5.550	5.550	5.575
	V_{hp} Diseño (Ton)	11.884	11.938	11.857	11.938	11.884
	V_o (Ton)	17.238	17.161	17.161	17.161	17.238
	V_e (Kgf)	29122	29099	29018	29099	29122
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	38830	38798	38691	38798	38830
	Av/s (cm ² /cm)	0.1849	0.1848	0.1842	0.1848	0.1849
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S_{cal} (cm)	11.56	11.57	11.60	11.57	11.56
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
PISO 2	V_{hp} Diseño (Ton)	11.255	11.306	10.680	11.306	11.255
	V_o (Ton)	14.613	14.548	14.548	14.548	14.613
	V_e (Kgf)	25868	25853	25228	25853	25868
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	34491	34471	33638	34471	34491
	Av/s (cm ² /cm)	0.1642	0.1641	0.1602	0.1641	0.1642
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S_{cal} (cm)	13.02	13.02	13.35	13.02	13.02
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	PISO 3	V_{hp} Diseño (Ton)	9.455	9.497	9.497	9.497
V_o (Ton)		14.613	14.548	14.548	14.548	14.613
V_e (Kgf)		24068	24045	24045	24045	24068
V_c (Kgf)		0	0	0	0	0
V_s (Kgf)		32091	32060	32060	32060	32091
Av/s (cm ² /cm)		0.1528	0.1527	0.1527	0.1527	0.1528
ϕ Estribo		$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$
# Ramas		3	3	3	3	3
S_{cal} (cm)		13.99	14.00	14.00	14.00	13.99
S_{Req} (cm)		12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
S_{Coloc} (cm)		12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
TECHO		V_{hp} Diseño (Ton)	6.100	6.127	6.127	6.127
	V_o (Ton)	8.053	8.017	8.017	8.017	8.053
	V_e (Kgf)	14153	14144	14144	14144	14153
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	18870	18859	18859	18859	18870
	Av/s (cm ² /cm)	0.0899	0.0898	0.0898	0.0898	0.0899
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$	$\phi 3/8$
	# Ramas	2	2	2	2	2
	S_{cal} (cm)	15.86	15.87	15.87	15.87	15.86
	S_{Req} (cm)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	S_{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00

7.1.2.3. Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas

Partiendo de las secciones de columnas definidas a través del predimensionado, se chequearon que estas cumplieran con el criterio de verificación del corte en las juntas, de modo que se ajustaron aquellas secciones en donde la relación Demanda/Capacidad no superó la unidad.

Ya obtenidas las secciones necesarias para el corte en las juntas, se calcularon los valores de áreas de acero requeridas para las columnas en cada piso, resultantes del diseño por flexión y carga axial realizado, se armaron tentativamente en función de estas áreas cada columna, empleando las combinaciones de barras que más se ajustaran, a partir de las cuales se realizó la verificación de la resistencia mínima a flexión en los nodos, modificando las secciones en donde fue necesario, teniendo que cambiar en algunos casos el armado inicial antes mencionado. A continuación en la Tabla VII.9 se presenta la configuración final de las secciones, con sus respectivos armados, cuantía geométrica y relación Demanda/Capacidad obtenida de la herramienta informática de diseño, cuyos resultados se encuentran en el Anexo A-6.

Tabla VII.9 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #1.FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS		EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
Bx (cm)		40	45	45	45	45	40
By (cm)		40	40	40	40	40	40
PB-P1	A _{S Coloc} (cm ²)	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"
		34.20	38.19	34.20	34.20	38.19	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	2.122	1.900	1.900	2.122	2.138
	DEMANDA/CAPACIDAD	0.860	0.933	0.956	0.956	0.933	0.860
P1-P2	A _{S Coloc} (cm ²)	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"
		34.20	38.19	34.20	34.20	38.19	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	2.122	1.900	1.900	2.122	2.138
	DEMANDA/CAPACIDAD	0.759	0.686	0.686	0.686	0.686	0.759
P2 - P3	A _{S Coloc} (cm ²)	12φ5/8"	12φ3/4"	12φ3/4"	12φ3/4"	12φ3/4"	12φ5/8"
		34.20	34.20	34.20	34.20	34.20	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	1.900	1.900	1.900	1.900	2.138
	DEMANDA/CAPACIDAD	0.543	0.454	0.439	0.439	0.454	0.543
PISO 2-TE	A _{S Coloc} (cm ²)	12φ5/8"	12φ5/8"	12φ5/8"	12φ5/8"	12φ5/8"	12φ5/8"
		34.20	34.20	34.20	34.20	34.20	34.20
	Cuantía "ρ" (%)	2.138	1.900	1.900	1.900	1.900	34.203
	DEMANDA/CAPACIDAD	0.538	0.226	0.222	0.222	0.226	0.538

7.1.2.4. Verificación del Corte en las Juntas

Una vez definidas las áreas de acero colocadas en cada apoyo de las vigas, se determinó la demanda o fuerzas cortantes de diseño en cada nodo, siguiendo las especificaciones de la sección 2.3.6, a través de las ecuaciones (2-20) y (2-21), donde se incluye el corte que generan las vigas, siendo necesario emplear la ecuación (2-22) para determinar el corte que se origina en las caras del nodo provenientes de las columnas.

Ya obtenida la demanda se comparó con la capacidad resultante de la ecuación (4-24), según la condición de confinamiento de cada junta en particular, establecido por los criterios descritos en la Tabla IV.5 del apartado 4.2, específicamente para la Norma 1753-2006.

Además de la condición de confinamiento es necesario, conocer el área efectiva de la Junta, "A_j", la cual se obtiene a partir de la ecuación (2-23), en donde, al asumir que las vigas se encuentran centradas con respecto a la caras de las columnas (condición ideal) el área efectiva se hace igual al área de sección de la columna.

Se observa en la Tabla VII.9 que debido a tratarse de un edificio bajo, al mantener la misma sección de columna para los cuatros niveles, los nodos de Piso 1 resultan los limitantes para el diseño, ya que se encuentran más armados (mayores áreas de acero longitudinal en vigas) y por lo tanto los más exigidos.

A continuación en la Tabla VII.10 se presentan las relaciones Demanda/Capacidad para todos los nodos en los diferentes pisos.

Tabla VII.10 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F		
PISO 1	A_{S1} (cm ²)	16.46	18.44	18.21	18.21	18.44	16.46	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	9.89	9.89	9.89	9.89	9.89	9.89		
	V_{col} (Ton)	12.73	22.08	21.94	21.94	22.08	12.73		
	V_j (Ton)	73.7	126.6	125.6	125.6	126.6	73.7		
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	CAPACIDAD	
	γ_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0		
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2		
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0		
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.857	0.988	0.980	0.980	0.988	0.857		
PISO 2	A_{S1} (cm ²)	16.46	18.21	16.46	16.46	18.21	16.46	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	8.55	9.89	8.55	8.55	9.89	8.55		
	V_{col} (Ton)	12.73	22.08	21.94	21.94	22.08	12.73		
	V_j (Ton)	73.7	126.6	125.6	125.6	126.6	73.7		
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	CAPACIDAD	
	γ_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0		
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2		
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0		
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.857	0.980	0.870	0.870	0.980	0.857		
PISO 3	A_{S1} (cm ²)	12.5	14.25	14.25	14.25	14.25	12.5	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68		
	V_{col} (Ton)	9.97	17.57	17.57	17.57	17.57	9.97		
	V_j (Ton)	55.7	97.6	97.6	97.6	97.6	55.7		
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	CAPACIDAD	
	γ_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0		
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2		
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0		
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.647	0.761	0.761	0.761	0.761	0.647		
TECHO	A_{S1} (cm ²)	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94		
	V_{col} (Ton)	6.36	11.34	11.34	11.34	11.34	6.36		
	V_j (Ton)	34.0	60.2	60.2	60.2	60.2	34.0		
	A_j (cm ²)	1600	1800	1800	1800	1800	1600	CAPACIDAD	
	γ_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0		
	V_c (Ton)	101.2	150.8	150.8	150.8	150.8	101.2		
	ϕV_c (Ton)	86.0	128.2	128.2	128.2	128.2	86.0		
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.395	0.469	0.469	0.469	0.469	0.395		

7.1.2.5. Resistencia Mínima a la Flexión en Columnas

Definidos los armados longitudinales de vigas y columnas se procedió a verificar la resistencia mínima a la flexión de las columnas, de igual forma que en

la sección 7.1.1.5 aplicando solo el “Procedimiento 1” establecido en la Tabla IV.5 de la sección 4.2. En la Tabla VII.11 se presenta el resultado de las sumatorias de momentos en columnas y en vigas, así como su cociente, realizados en los nodos de todos los pisos, con excepción del techo. Para revisar de forma detalla la obtención de estos momentos teóricos, se presentan en los Anexo C-8, C-9 y C-10, para cada piso, las diferentes tablas de diseño.

Tabla VII.11 Resistencia Mínima a la Flexión-Verificación por Nodos. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
PISO 1	ΣM_v (Tonf-m)	31.35	54.30	53.92	53.92	54.30	31.35
	ΣM_c (Tonf-m)	48.25	71.25	65.50	65.50	71.25	48.25
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.54	1.31	1.21	1.21	1.31	1.54
PISO 2	ΣM_v (Tonf-m)	31.35	53.92	48.44	48.44	53.92	31.35
	ΣM_c (Tonf-m)	47.00	67.50	61.50	61.50	67.50	47.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.50	1.25	1.27	1.27	1.25	1.50
PISO 3	ΣM_v (Tonf-m)	24.40	42.95	42.95	42.95	42.95	24.40
	ΣM_c (Tonf-m)	34.00	57.25	56.75	56.75	57.25	34.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.39	1.33	1.32	1.32	1.33	1.39

7.1.2.6. Refuerzo Transversal en Columnas

A partir de los armados de las columnas mostrados en la sección 7.1.2.3, se obtuvo las fuerzas de diseño para cada una, como resultado de la aplicación del “Procedimiento 1” para la Norma 1753-2006 estipulado en la Tabla IV.5 de la sección 4.2, utilizando la ecuación (4-16). Ya calculada la demanda, posteriormente, se evaluó la contribución del concreto a partir de los criterios establecidos en la misma Tabla IV.5. El diseño se realizó fijando el número de ramas dependiendo de la cantidad de barras longitudinales presentes, y utilizando barras de 3/8” en todos los casos. De esta forma se obtuvo la separación requerida por cálculo para compararla con los otros criterios presentes en el capítulo 18, incluyendo la separación mínima para cumplir con el confinamiento de la sección, calculada como el menor valor resultante al despejar “s” de las ecuaciones (4-17) y (4-19). En las Tabla VII.12 se presenta los resultados para las columnas de cada nivel. Adicionalmente se presenta en los Anexos C-15, C-16, C-17 y C-18, las tablas de diseño completas.

Tabla VII.12 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F	
L_n (m)	2.450	2.450	2.450	2.450	2.450	2.450	
Columna entre PB-P1	V_e (Kgf)	26327	35612	33061	33061	35612	26327
	V_c (Kgf)	12779	19123	19068	19068	19123	12779
	V_s (Kgf)	22323	28360	25013	25013	28360	22323
	Av/s (cm ² /cm)	0.1519	0.1688	0.1489	0.1489	0.1688	0.1519
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	14.08	12.66	14.36	14.36	12.66	14.08
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	11.17	9.98	9.98	9.98	9.98	11.17
	S_{Coloc} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Columna entre P1-P2	V_e (Kgf)	25408	35306	32449	32449	35306	25408
	V_c (Kgf)	0	18026	17985	17985	18026	0
	V_s (Kgf)	33878	29049	25280	25280	29049	33878
	Av/s (cm ² /cm)	0.2305	0.1729	0.1505	0.1505	0.1729	0.2305
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	9.28	12.36	14.21	14.21	12.36	9.28
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	11.17	9.98	9.98	9.98	9.98	11.17
	S_{Coloc} (cm)	9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00
Columna entre P2-P3	V_e (Kgf)	21531	31735	30306	30306	31735	21531
	V_c (Kgf)	0	16932	16898	16898	16932	0
	V_s (Kgf)	28707	25381	23510	23510	25381	28707
	Av/s (cm ² /cm)	0.1953	0.1511	0.1399	0.1399	0.1511	0.1953
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	10.95	14.15	15.28	15.28	14.15	10.95
	S_{Req} (cm)	9.53	10.00	10.00	10.00	10.00	9.53
	S_{Conf} (cm)	11.17	9.98	9.98	9.98	9.98	11.17
	S_{Coloc} (cm)	9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00
Columna entre P3-TECHO	V_e (Kgf)	16939	24184	24184	24184	24184	16939
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	22585	32245	32245	32245	32245	22585
	Av/s (cm ² /cm)	0.1536	0.1919	0.1919	0.1919	0.1919	0.1536
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	13.91	11.14	11.14	11.14	11.14	13.91
	S_{Req} (cm)	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	S_{Conf} (cm)	11.17	9.98	9.98	9.98	9.98	11.17
	S_{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

7.2. Modelo #2

Al igual que para el Modelo #1, a continuación se presenta el diseño por ambas versiones de la Norma 1753 del pórtico de 12 pisos, cuyas características fueron definidas en el Capítulo V. Se orientó el proceso de diseño de forma que se puedan evidenciar las diferencias presentes en los resultados, manteniendo fijas determinadas variables en algunos aspectos del mismo.

Es importante destacar, que por tratarse de un edificio con 12 plantas, por efectos prácticos se agrupó las vigas del mismo, en cuatro unidades de diseño, formada cada una por tres niveles consecutivos.

7.2.1. Diseño basado en la Versión COVENIN 1753-87

A continuación se muestran los resultados del diseño del pórtico de doce pisos definido como modelo #2 basado en el cumplimiento de los aspectos indicados en la versión de 1987 de la Norma 1753. Se presentan los diferentes aspectos de diseño evaluados, ya desarrollados para el modelo #1, siguiendo para cada uno la misma filosofía explicada para este.

7.2.1.1. Refuerzo Longitudinal en Vigas, Momentos Resistentes Teóricos y Momentos Resistentes Máximos Probables en Apoyos

Se presenta a continuación la Tabla VII.13, dentro de la cual se encuentran especificados los armados colocados en los apoyos, asumidos para cada unidad de diseño, y definidos a partir del mayor valor obtenido del diseño en concreto realizado por medio del ETABS, cuyos resultados se muestran en el Anexo A-7.

A su vez se observan los momentos resistentes Teóricos y Máximos Probables respectivos para cada combinación de barras empleada.

Tabla VII.13 Refuerzo Longitudinal y Momentos Resistentes en Vigas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.

VIGAS: 40cmx60cm		APOYO A	APOYO B	APOYO C	APOYO D	APOYO E	APOYO F
PISOS 1/2/3	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	24.21	25.58	25.53	25.53	25.58	24.21
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	13.10	13.22	12.68	12.68	13.22	13.10
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5 ϕ 1"					
		25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"					
		14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	62.78	62.78	62.78	62.78	62.78	62.78	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	
PISOS 4/5/6	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	23.19	24.53	24.51	24.51	24.53	23.19
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	12.50	12.47	11.94	11.94	12.47	12.50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	4 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"	5 ϕ 1"	5 ϕ 1"	5 ϕ 1"	5 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"
		24.15	25.35	25.35	25.35	25.35	24.15
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"					
		14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	49.73	51.89	51.89	51.89	51.89	49.73
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	60.28	62.78	62.78	62.78	62.78	60.28	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	
PISOS 7/8/9	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	20.34	20.12	20.26	20.26	20.12	20.34
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	10.98	9.54	9.58	9.58	9.54	10.98
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	2 ϕ 1" + 3 ϕ 3/4"					
		21.77	21.77	21.77	21.77	21.77	21.77
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	3 ϕ 7/8"					
		11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	45.37	45.37	45.37	45.37	45.37	45.37
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	55.18	55.18	55.18	55.18	55.18	55.18	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	31.41	31.41	31.41	31.41	31.41	31.41	
PISOS 10/11/TECHO	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	14.25	14.03	14.32	14.32	14.03	14.25
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	7.59	7.37	7.37	7.37	0.00	7.59
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	0.00	5 ϕ 3/4"
		14.25	14.25	14.25	14.25	0.00	14.25
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	0.00	3 ϕ 3/4"
		8.55	8.55	8.55	8.55	0.00	8.55
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	37.85	37.85	37.85	37.85	37.85	37.85	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	

7.2.1.2. Refuerzo Transversal en Vigas

Tabla VII.14 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.

		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
PISOS 1/2/3	L _n (m)	5.45	5.40	5.40	5.40	5.45
	V _{hp} Diseño (Ton)	18.358	18.528	18.528	18.528	18.358
	V _o (Ton)	14.286	14.155	14.155	14.155	14.286
	V _e (Kgf)	32644	32682	32682	32682	32644
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	38404	38450	38450	38450	38404
	Av/s (cm ² /cm)	0.1663	0.1664	0.1664	0.1664	0.1663
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{Cal} (cm)	12.86	12.84	12.84	12.84	12.86
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
PISOS 4/5/6	L _n (m)	5.45	5.40	5.40	5.40	5.45
	V _{hp} Diseño (Ton)	18.358	18.528	18.528	18.528	18.358
	V _o (Ton)	14.286	14.155	14.155	14.155	14.286
	V _e (Kgf)	32644	32682	32682	32682	32644
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	38404	38450	38450	38450	38404
	Av/s (cm ² /cm)	0.1663	0.1664	0.1664	0.1664	0.1663
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{Cal} (cm)	12.86	12.84	12.84	12.84	12.86
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
PISOS 7/8/9	L _n (m)	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
	V _{hp} Diseño (Ton)	15.744	15.744	15.744	15.744	15.744
	V _o (Ton)	14.417	14.417	14.417	14.417	14.417
	V _e (Kgf)	30160	30160	30160	30160	30160
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	35483	35483	35483	35483	35483
	Av/s (cm ² /cm)	0.1536	0.1536	0.1536	0.1536	0.1536
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{Cal} (cm)	13.92	13.92	13.92	13.92	13.92
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
PISOS 10/11/TECHO	L _n (m)	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60
	V _{hp} Diseño (Ton)	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
	V _o (Ton)	8.089	8.089	8.089	8.089	8.089
	V _e (Kgf)	19046	19046	19046	19046	19046
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	22407	22407	22407	22407	22407
	Av/s (cm ² /cm)	0.0970	0.0970	0.0970	0.0970	0.0970
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{Cal} (cm)	22.04	22.04	22.04	22.04	22.04
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00

Siguiendo el mismo procedimiento que el aplicado para el modelo #1 se obtienen las separaciones del refuerzo transversal a colocar en cada tramo de las vigas patrones de cada unidad de diseño, antes definidas en el apartado 7.2.1.1 y a partir de cuyos armados se calcularon sus respectivas fuerzas de diseño. El resultado se presenta en la Tabla VII.14 en donde además se aprecia que el aporte del concreto " V_c " es cero a diferencia del modelo de cuatro pisos. En las tablas de los Anexos C-19 y C-20 se muestra de forma detallada los diferentes aspectos correspondientes al diseño del refuerzo transversal de cada nivel.

7.2.1.3. Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas

Tabla VII.15 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
PB-PISO 1	Bx (cm)	50	60	60	60	60	50
	By (cm)	50	60	60	60	60	50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$16\phi 7/8''$	$4\phi 1''+16\phi 7/8''$	$4\phi 1''+16\phi 7/8''$	$4\phi 1''+16\phi 7/8''$	$4\phi 1''+16\phi 7/8''$	$16\phi 7/8''$
		61.94	82.32	82.32	82.32	82.32	61.94
	Cuantía " ρ " (%)	2.48	2.29	2.29	2.29	2.29	2.48
DEMANDA/CAPACIDAD	0.996	0.999	0.994	0.994	0.999	0.996	
PISO 1-PISO 2	Bx (cm)	50	60	60	60	60	50
	By (cm)	50	60	60	60	60	50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$16\phi 7/8''$	$20\phi 3/4''$	$20\phi 3/4''$	$20\phi 3/4''$	$20\phi 3/4''$	$16\phi 7/8''$
		61.94	56.77	56.77	56.77	56.77	61.94
	Cuantía " ρ " (%)	2.48	1.58	1.58	1.58	1.58	2.48
DEMANDA/CAPACIDAD	0.914	0.935	0.947	0.947	0.935	0.914	
PISO 2-PISO 6	Bx (cm)	50	60	60	60	60	50
	By (cm)	50	60	60	60	60	50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$16\phi 5/8''$	$20\phi 5/8''$	$20\phi 5/8''$	$20\phi 5/8''$	$20\phi 5/8''$	$16\phi 5/8''$
		32	40	40	40	40	32
	Cuantía " ρ " (%)	1.28	1.11	1.11	1.11	1.11	1.28
DEMANDA/CAPACIDAD	0.972	0.904	0.918	0.918	0.904	0.972	
PISO 6-PISO 9	Bx (cm)	50	50	50	50	50	50
	By (cm)	40	50	50	50	50	40
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$14\phi 3/4''$	$4\phi 7/8''+12\phi 3/4''$	$4\phi 7/8''+12\phi 3/4''$	$4\phi 7/8''+12\phi 3/4''$	$4\phi 7/8''+12\phi 3/4''$	$14\phi 3/4''$
		39.74	49.55	49.55	49.55	49.55	39.74
	Cuantía " ρ " (%)	1.99	1.98	1.98	1.98	1.98	1.99
DEMANDA/CAPACIDAD	0.804	0.772	0.776	0.776	0.772	0.804	
PISO 9-TECHO	Bx (cm)	40	40	40	40	40	40
	By (cm)	40	40	40	40	40	40
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	$12\phi 3/4''$	$12\phi 7/8''$	$12\phi 7/8''$	$12\phi 7/8''$	$12\phi 7/8''$	$12\phi 3/4''$
		34.06	46.45	46.45	46.45	46.45	34.06
	Cuantía " ρ " (%)	2.13	2.90	2.90	2.90	2.90	2.13
DEMANDA/CAPACIDAD	0.763	0.662	0.652	0.652	0.662	0.763	

Las secciones finales mostradas junto con su configuración de armado son resultado de las modificaciones requeridas para cumplir con las verificaciones del corte en las juntas y la resistencia mínima a flexión en columnas con respecto al predimensionado inicial.

Como se puede apreciar en la Tabla VII.15 se divide el alzado total de cada columna en 5 tramos, definidos en función de los cambios presentes tanto en las dimensiones de las secciones, como por la modificación en su armado. Se observa que se presentan reducciones del área de las columnas en los pisos 6 y 9.

También se presentan para cada tramo los valores de cuantía geométrica y relación Demanda/Capacidad por Flexo-Compresión, los cuales fueron obtenidos de la herramienta informática de diseño y son mostrados en el Anexo A-11.

7.2.1.4. Revisión del Corte en las Juntas

Siguiendo el mismo procedimiento explicado para el modelo #1 se obtiene la relación Demanda/Capacidad resultante para cada unidad de diseño empleando en cada una la configuración de armado mostrada en la Tabla VII.13, así como las secciones de columnas correspondientes de la Tabla VII.15.

En esta oportunidad a diferencia del modelo #1, al cambiar las dimensiones de las secciones de las columnas, es necesario, evaluar para cada una su condición de confinamiento, puesto que al no cambiar el ancho de las vigas, estas no representan miembros confinantes para las columnas en los primeros niveles.

Se asumió al igual que para el modelo #1, que las vigas se encuentran centradas con respecto a las caras de las columnas, además que en la dirección perpendicular al pórtico llegan vigas secundarias con el mismo ancho que las principales. Los resultados para la verificación del corte se aprecian en la Tabla VII.16.

Tabla VII.16 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F		
PISOS 1/2/3	A_{S1} (cm ²)	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01		
	V_{col} (Ton)	20.93	33.35	33.35	33.35	33.35	20.93		
	V_j (Ton)	112.2	173.3	173.3	173.3	173.3	173.3	112.2	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	2500	3600	3600	3600	3600	2500		
	γ_j	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		
	V_c (Ton)	158.1	227.7	227.7	227.7	227.7	158.1		
	ϕV_c (Ton)	134.4	193.5	193.5	193.5	193.5	193.5	134.4	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.835	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.835	
PISOS 4/5/6	A_{S1} (cm ²)	24.15	25.35	25.35	25.35	25.35	24.15	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01		
	V_{col} (Ton)	20.09	33.35	33.35	33.35	33.35	20.09		
	V_j (Ton)	106.7	173.3	173.3	173.3	173.3	173.3	106.7	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	2500	3600	3600	3600	3600	2500		
	γ_j	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		
	V_c (Ton)	158.1	227.7	227.7	227.7	227.7	158.1		
	ϕV_c (Ton)	134.4	193.5	193.5	193.5	193.5	193.5	134.4	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.794	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.794	
PISOS 7/8/9	A_{S1} (cm ²)	21.77	21.77	21.77	21.77	21.77	21.77	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64		
	V_{col} (Ton)	18.39	28.86	28.86	28.86	28.86	18.39		
	V_j (Ton)	95.9	146.5	146.5	146.5	146.5	146.5	95.9	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	2000	2500	2500	2500	2500	2000		
	γ_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	4.0		
	V_c (Ton)	126.5	209.5	209.5	209.5	209.5	126.5		
	ϕV_c (Ton)	107.5	178.1	178.1	178.1	178.1	178.1	107.5	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.892	0.823	0.823	0.823	0.823	0.823	0.892	
PISOS 10/11/TECHO	A_{S1} (cm ²)	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	DEMANDA	
	A_{S2} (cm ²)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55		
	V_{col} (Ton)	12.62	20.45	20.45	20.45	20.45	12.62		
	V_j (Ton)	62.2	99.2	99.2	99.2	99.2	99.2	62.2	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	1600	1600	1600	1600	1600	1600		
	γ_j	4.0	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3		
	V_c (Ton)	101.2	134.1	134.1	134.1	134.1	134.1		
	ϕV_c (Ton)	86.0	114.0	114.0	114.0	114.0	114.0	114.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.723	0.871	0.871	0.871	0.871	0.871	0.546	

7.2.1.5. Resistencia Mínima a la Flexión en Columnas

Definidos los armados longitudinales de vigas y columnas de las Tablas VII.13 y VII.15, se procedió a verificar la resistencia mínima a la flexión de las columnas, aplicando el procedimiento de la verificación por nodos en los Pisos 3, 6, 9 y 11. A continuación se presenta en la Tabla VII.17 el resultado de las sumatorias de momentos en columnas y en vigas, junto con su cociente, realizados en los nodos de los pisos antes mencionados. Dentro de los Anexos C-23, C-24, C-25 y C-26 se muestran las diferentes tablas de diseño, en donde es posible revisar de forma detalla la obtención de los momentos teóricos para cada piso.

Tabla VII.17 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nodos. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
PISO 3	ΣM_v (Tonf-m)	51.89	82.22	82.22	82.22	82.22	51.89
	ΣM_c (Tonf-m)	67.00	146.00	149.00	149.00	146.00	67.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.29	1.78	1.81	1.81	1.78	1.29
PISO 6	ΣM_v (Tonf-m)	49.73	82.22	82.22	82.22	82.22	49.73
	ΣM_c (Tonf-m)	62.00	110.75	112.00	112.00	110.75	62.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.25	1.35	1.36	1.36	1.35	1.25
PISO 9	ΣM_v (Tonf-m)	45.37	70.85	70.85	70.85	70.85	45.37
	ΣM_c (Tonf-m)	60.00	85.00	85.50	85.50	85.00	60.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.32	1.20	1.21	1.21	1.20	1.32
PISO 11	ΣM_v (Tonf-m)	30.81	49.80	49.80	49.80	49.80	30.81
	ΣM_c (Tonf-m)	46.25	61.00	61.00	61.00	61.00	46.25
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.50	1.22	1.22	1.22	1.22	1.50

7.2.1.6. Refuerzo Transversal en Columnas

Siguiendo el mismo procedimiento descrito en la sección 7.1.1.6 para el modelo #1, se obtuvieron las separaciones del acero de refuerzo transversal, requeridas para las columnas del pórtico, los cuales se presentan en la Tabla VII.18.

Tabla VII.18 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #2. COVENIN 1753-1987.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
	L_n (m)	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Columna entre PB-P1	V_e (Kgf)	33402	53827	53705	53705	53827	33402
	V_c (Kgf)	20779	39274	39905	39905	39274	20779
	V_s (Kgf)	18517	24052	23277	23277	24052	18517
	Av/s (cm ² /cm)	0.0980	0.1041	0.1008	0.1008	0.1041	0.0980
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	5	6	6	6	6	5
	S_{Cal} (cm)	36.36	41.06	42.43	42.43	41.06	36.36
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	11.08	10.88	10.88	10.88	10.88	11.08
	S_{Coloc} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Columna entre P2-P3	V_e (Kgf)	30300	47710	49060	49060	47710	30300
	V_c (Kgf)	20794	37162	37758	37758	37162	20794
	V_s (Kgf)	14853	18968	19959	19959	18968	14853
	Av/s (cm ² /cm)	0.0786	0.0821	0.0864	0.0864	0.0821	0.0786
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	5	6	6	6	6	5
	S_{Cal} (cm)	45.33	52.07	49.48	49.48	52.07	45.33
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	11.08	10.88	10.88	10.88	10.88	11.08
	S_{Coloc} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Columna entre P6-P7	V_e (Kgf)	26890	34340	34920	34920	34340	26890
	V_c (Kgf)	21008	24268	24591	24591	24268	21008
	V_s (Kgf)	10628	16132	16492	16492	16132	10628
	Av/s (cm ² /cm)	0.0562	0.0854	0.0873	0.0873	0.0854	0.0562
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	4	4	4	4	4	4
	S_{Cal} (cm)	50.69	33.39	32.66	32.66	33.39	50.69
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87
	S_{Coloc} (cm)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Columna entre P9-P10	V_e (Kgf)	18670	19220	19240	19240	19220	18670
	V_c (Kgf)	12780	14197	14338	14338	14197	12780
	V_s (Kgf)	9185	8415	8297	8297	8415	9185
	Av/s (cm ² /cm)	0.0625	0.0572	0.0564	0.0564	0.0572	0.0625
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	34.21	37.34	37.87	37.87	37.34	34.21
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
	S_{Coloc} (cm)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00

Columna entre P11-TECHO	V_e (Kgf)	16875	20625	20625	20625	20625	16875
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	19853	24265	24265	24265	24265	19853
	Av/s (cm ² /cm)	0.1351	0.1651	0.1651	0.1651	0.1651	0.1351
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	15.83	12.95	12.95	12.95	12.95	15.83
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
	S_{Coloc} (cm)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00

Como se puede ver en la Tabla VII.18, se realizó el cálculo para los entrepisos en donde cada armado típico en cuestión, se encuentre solicitado a mayores cargas axiales, debido a que de estas conllevan a mayores fuerzas de diseño y por ende separaciones de cálculo menores. En los Anexos C-31, C-32, C-33, C-34 y C-35, se presentan las tablas de diseño completas, con sus diferentes aspectos.

7.2.2. Diseño basado en la Versión FONDONORMA 1753-2006

A continuación se muestran los resultados del diseño del pórtico de doce pisos definido como modelo #2 basado en el cumplimiento de los aspectos indicados en la versión de 2006 de la Norma 1753.

7.2.2.1. Refuerzo Longitudinal en Vigas, Momentos Resistentes Teóricos y Momentos Resistentes Máximos Probables en Apoyos

Se presenta a continuación la Tabla VII.19, dentro de la cual se encuentran especificados los armados colocados en los apoyos, asumidos para cada unidad de diseño, y definidos a partir del mayor valor obtenido del diseño en concreto realizado por medio del ETABS, cuyo resultado se muestra en el Anexo A-8. Se aprecia que las vigas desde piso 1 hasta piso 6 posee el mismo armado tanto en su acero longitudinal superior como inferior, debido a que sus valores de aceros requeridos son muy cercanos.

Tabla VII.19 Refuerzo Longitudinal en Vigas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.

VIGAS: 40cmx60cm		APOYO A	APOYO B	APOYO C	APOYO D	APOYO E	APOYO F
PISOS 1/2/3	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	24.87	25.40	25.38	25.38	25.40	24.87
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	11.66	11.88	11.87	11.87	11.88	11.66
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5 ϕ 1"					
		25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"					
		14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	62.78	62.78	62.78	62.78	62.78	62.78	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	
PISOS 4/5/6	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	24.19	24.63	24.63	24.63	24.63	24.19
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	11.36	11.55	11.55	11.55	11.55	11.36
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5 ϕ 1"					
		25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"					
		14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	62.78	62.78	62.78	62.78	62.78	62.78	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	37.27	
PISOS 7/8/9	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	21.14	20.86	21.06	21.06	20.86	21.14
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	10.02	9.94	9.98	9.98	9.94	10.02
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	2 ϕ 7/8" + 5 ϕ 3/4"					
		22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	3 ϕ 7/8"					
		11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	55.70	55.70	55.70	55.70	55.70	55.70	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	31.41	31.41	31.41	31.41	31.41	31.41	
PISOS 10/11/TECHO	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	14.89	14.62	14.89	14.89	14.62	14.89
	$A_{S \text{ Req}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Sup}$	5 ϕ 3/4"					
		14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{) Inf}$	3 ϕ 3/4"					
		8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
	$M_n \text{ (Ton-m) Sup}$	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81
	$M_n \text{ (Ton-m) Inf}$	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Sup}$	37.85	37.85	37.85	37.85	37.85	37.85	
$M_{pr} \text{ (Ton-m) Inf}$	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	23.50	

7.2.2.2. Refuerzo Transversal en Vigas

Tabla VII.20 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.

		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
PISOS 1/2/3	L _n (m)	5.35	5.30	5.30	5.30	5.35
	V _{hp} Diseño (Ton)	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701
	V _o (Ton)	16.543	16.388	16.388	16.388	16.543
	V _e (Kgf)	35244	35266	35266	35266	35244
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	46992	47021	47021	47021	46992
	Av/s (cm ² /cm)	0.2034	0.2036	0.2036	0.2036	0.2034
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{cal} (cm)	10.51	10.50	10.50	10.50	10.51
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
PISOS 4/5/6	L _n (m)	5.35	5.30	5.30	5.30	5.35
	V _{hp} Diseño (Ton)	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701
	V _o (Ton)	16.543	16.388	16.388	16.388	16.543
	V _e (Kgf)	35244	35266	35266	35266	35244
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	46992	47021	47021	47021	46992
	Av/s (cm ² /cm)	0.2034	0.2036	0.2036	0.2036	0.2034
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{cal} (cm)	10.51	10.50	10.50	10.50	10.51
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
PISOS 7/8/9	L _n (m)	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
	V _{hp} Diseño (Ton)	15.839	15.839	15.839	15.839	15.839
	V _o (Ton)	17.007	17.007	17.007	17.007	17.007
	V _e (Kgf)	32845	32845	32845	32845	32845
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	43794	43794	43794	43794	43794
	Av/s (cm ² /cm)	0.1896	0.1896	0.1896	0.1896	0.1896
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{cal} (cm)	11.28	11.28	11.28	11.28	11.28
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
PISOS 10/11/TECHO	L _n (m)	5.60	5.60	5.60	5.60	5.60
	V _{hp} Diseño (Ton)	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
	V _o (Ton)	9.425	9.425	9.425	9.425	9.425
	V _e (Kgf)	20381	20381	20381	20381	20381
	V _c (Kgf)	0	0	0	0	0
	V _s (Kgf)	27175	27175	27175	27175	27175
	Av/s (cm ² /cm)	0.1176	0.1176	0.1176	0.1176	0.1176
	φ Estribo	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
	# Ramas	3	3	3	3	3
	S _{cal} (cm)	18.17	18.17	18.17	18.17	18.17
	S _{Req} (cm)	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
	S _{Coloc} (cm)	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00

Siguiendo el mismo procedimiento que el aplicado para el modelo #1 se obtienen las separaciones del refuerzo transversal a colocar en cada tramo de las vigas patrones de cada unidad de diseño, antes definidas en el apartado 7.2.2.1 y a partir de cuyos armados se calcularon sus respectivas fuerzas de diseño, los resultados se aprecian en la Tabla VII.20. En los Anexos C-21 y C-22 se muestra de forma detallada los diferentes aspectos correspondientes al diseño del refuerzo transversal de las vigas de cada nivel.

7.2.2.3. Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas

Tabla VII.21 Dimensiones y Refuerzo Longitudinal en Columnas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
PB-PISO 1	Bx (cm)	60	70	70	70	70	60
	By (cm)	50	60	60	60	60	50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	18 ϕ 7/8"	22 ϕ 7/8"	22 ϕ 7/8"	22 ϕ 7/8"	22 ϕ 7/8"	18 ϕ 7/8"
		69.68	85.16	85.16	85.16	85.16	69.68
	Cuantía "ρ" (%)	2.32	2.03	2.03	2.03	2.03	2.32
DEMANDA/CAPACIDAD	0.933	0.972	0.97	0.97	0.972	0.933	
PISO 1-PISO 2	Bx (cm)	60	70	70	70	70	60
	By (cm)	50	60	60	60	60	50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	18 ϕ 5/8"	22 ϕ 3/4"	22 ϕ 3/4"	22 ϕ 3/4"	22 ϕ 3/4"	18 ϕ 5/8"
		36	62.45	62.45	62.45	62.45	36
	Cuantía "ρ" (%)	1.20	1.49	1.49	1.49	1.49	1.20
DEMANDA/CAPACIDAD	0.971	0.858	0.859	0.859	0.858	0.971	
PISO 2-PISO 6	Bx (cm)	60	70	70	70	70	60
	By (cm)	50	60	60	60	60	50
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	18 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	18 ϕ 5/8"
		36	44	44	44	44	36
	Cuantía "ρ" (%)	1.20	1.05	1.05	1.05	1.05	1.20
DEMANDA/CAPACIDAD	0.855	0.814	0.816	0.816	0.814	0.855	
PISO 6-PISO 9	Bx (cm)	50	50	50	50	50	50
	By (cm)	40	50	50	50	50	40
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	14 ϕ 3/4"	4 ϕ 7/8" + 12 ϕ 3/4"	14 ϕ 3/4"			
		39.74	49.55	49.55	49.55	49.55	39.74
	Cuantía "ρ" (%)	1.99	1.98	1.98	1.98	1.98	1.99
DEMANDA/CAPACIDAD	0.880	0.866	0.868	0.868	0.866	0.880	
PISO 9-TECHO	Bx (cm)	40	40	40	40	40	40
	By (cm)	40	40	40	40	40	40
	$A_{S \text{ Coloc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 3/4"
		34.06	46.45	46.45	46.45	46.45	34.06
	Cuantía "ρ" (%)	2.13	2.90	2.90	2.90	2.90	2.13
DEMANDA/CAPACIDAD	0.788	0.744	0.731	0.731	0.744	0.788	

Las secciones finales mostradas junto con su configuración de armado son resultado de las modificaciones requeridas para cumplir con las verificaciones del corte en las juntas y la resistencia mínima a flexión en columnas con respecto al predimensionado inicial.

Como se puede apreciar en la Tabla VII.21 se divide el alzado total de cada columna en 5 tramos, definidos en función de los cambios presentes tanto en las dimensiones de las secciones, como por la modificación en su armado. Se observa que para este diseño las dimensiones de las columnas en los seis primeros niveles no coinciden con las resultantes del diseño basado en la versión del 1987 mostrado en la Tabla VII.15, pero si concuerdan respecto a las reducciones del área de las columnas, las cuales ocurren en los pisos 6 y 9.

Adicionalmente se presentan para cada tramo los valores de cuantía geométrica y relación Demanda/Capacidad por Flexo-Compresión presentes en ellos obtenidas a partir de la herramienta informática de diseño, cuyos resultados se presentan en el Anexo A-12.

7.2.2.4. Revisión del Corte en las Juntas

Siguiendo el mismo procedimiento explicado para el modelo #1 se muestra por medio de la Tabla VII.22 la relación Demanda/Capacidad resultantes para cada unidad de diseño empleando en cada una la configuración de armado mostrada en la Tabla VII.19, así como las secciones de columnas correspondientes de la Tabla VII.21.

En esta oportunidad a diferencia del modelo #1, al cambiar las dimensiones de las secciones de las columnas, es necesario, evaluar para cada una su condición de confinamiento, puesto que al no cambiar el ancho de las vigas, estas no representan ser miembros confinantes para las columnas en los primeros niveles.

Se asumió al igual que para el modelo #1, que las vigas se encuentran centradas con respecto a las caras de las columnas, además que en la dirección perpendicular al pórtico llegan vigas secundarias con el mismo ancho que las principales.

Tabla VII.22 Verificación del Corte en Juntas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F	
PISOS 1/2/3	A_{S1} (cm ²)	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	
	V_{col} (Ton)	20.93	33.35	33.35	33.35	33.35	20.93	
	V_j (Ton)	112.2	173.3	173.3	173.3	173.3	112.2	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	3000	4200	4200	4200	4200	3000	
	γ_j	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	
	V_c (Ton)	151.8	212.5	212.5	212.5	212.5	151.8	
	ϕV_c (Ton)	129.0	180.6	180.6	180.6	180.6	129.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.869	0.959	0.959	0.959	0.959	0.869	
PISOS 4/5/6	A_{S1} (cm ²)	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	14.01	
	V_{col} (Ton)	20.93	33.35	33.35	33.35	33.35	20.93	
	V_j (Ton)	112.2	173.3	173.3	173.3	173.3	112.2	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	3000	4200	4200	4200	4200	3000	
	γ_j	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	
	V_c (Ton)	151.8	212.5	212.5	212.5	212.5	151.8	
	ϕV_c (Ton)	129.0	180.6	180.6	180.6	180.6	129.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.869	0.959	0.959	0.959	0.959	0.869	
PISOS 7/8/9	A_{S1} (cm ²)	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	22.01	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	
	V_{col} (Ton)	18.57	29.04	29.04	29.04	29.04	18.57	
	V_j (Ton)	97.0	147.6	147.6	147.6	147.6	97.0	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	2000	2500	2500	2500	2500	2000	
	γ_j	4	5.3	5.3	5.3	5.3	4	
	V_c (Ton)	126.5	209.5	209.5	209.5	209.5	126.5	
	ϕV_c (Ton)	107.5	178.1	178.1	178.1	178.1	107.5	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.902	0.829	0.829	0.829	0.829	0.902	
PISOS 10/11/TECHO	A_{S1} (cm ²)	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	DEMANDA
	A_{S2} (cm ²)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	
	V_{col} (Ton)	12.62	20.45	20.45	20.45	20.45	12.62	
	V_j (Ton)	62.2	99.2	99.2	99.2	99.2	62.2	CAPACIDAD
	A_j (cm ²)	1600	1600	1600	1600	1600	1600	
	γ_j	4	5.3	5.3	5.3	5.3	4	
	V_c (Ton)	101.2	134.1	134.1	134.1	134.1	101.2	
	ϕV_c (Ton)	86.0	114.0	114.0	114.0	114.0	86.0	
	DEMANDA/ CAPACIDAD	0.723	0.871	0.871	0.871	0.871	0.723	

7.2.2.5. Resistencia Mínima a la Flexión en Columnas

Definidos los armados longitudinales de vigas y columnas de las Tablas VII.19 y VII.21, se procedió a verificar la resistencia mínima a la flexión de las columnas, aplicando el procedimiento de la verificación por nodos en los Pisos 3, 6, 9 y 11, respectivamente. A continuación en la Tabla VII.23 se presenta el resultado de las sumatorias de momentos en columnas y en vigas, junto con su cociente, realizados en los nodos de los pisos antes mencionados. Para revisar de forma detalla la obtención de estos momentos teóricos, se presentan en los Anexos C-27, C-28, C-29 y C-30 para cada piso, las diferentes tablas de diseño ,

Tabla VII.23 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nodos. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
PISO 3	ΣM_v (Tonf-m)	51.89	82.22	82.22	82.22	82.22	51.89
	ΣM_c (Tonf-m)	90.00	185.00	188.00	188.00	185.00	90.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.73	2.25	2.29	2.29	2.25	1.73
PISO 6	ΣM_v (Tonf-m)	51.89	82.22	82.22	82.22	82.22	51.89
	ΣM_c (Tonf-m)	73.50	127.00	129.00	129.00	127.00	73.50
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.42	1.54	1.57	1.57	1.54	1.42
PISO 9	ΣM_v (Tonf-m)	45.82	71.30	71.30	71.30	71.30	45.82
	ΣM_c (Tonf-m)	60.00	85.25	85.75	85.75	85.25	60.00
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.31	1.20	1.20	1.20	1.20	1.31
PISO 11	ΣM_v (Tonf-m)	30.81	49.80	49.80	49.80	49.80	30.81
	ΣM_c (Tonf-m)	45.75	61.75	62.25	62.25	61.75	45.75
	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	1.48	1.24	1.25	1.25	1.24	1.48

7.2.2.6. Refuerzo Transversal en Columnas

Siguiendo el mismo procedimiento descrito en la sección 7.1.2.6 para el modelo #1, se obtuvieron las separaciones del acero de refuerzo transversal, requeridas para las columnas del pórtico, mostradas en la Tabla VII.24. En los Anexos C-36, C-37, C-38, C-39 y C-40 se presentan las tablas de diseño completas, con los diferentes aspectos que forman parte del mismo.

Tabla VII.24 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas. Modelo #2. FONDONORMA 1753-2006.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
	L_n (m)	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Columna entre PB-P1	V_e (Kgf)	81250	127083	127500	127500	127083	81250
	V_c (Kgf)	0	52014	52720	52720	52014	0
	V_s (Kgf)	108333	117431	117280	117280	117431	108333
	Av/s (cm ² /cm)	0.4690	0.4301	0.4296	0.4296	0.4301	0.4690
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	6	6	6	6	6	6
	S_{Cal} (cm)	9.12	9.94	9.95	9.95	9.94	9.12
	S_{Req} (cm)	12.50	13.34	13.34	13.34	13.34	12.50
	S_{Conf} (cm)	14.51	12.28	12.28	12.28	12.28	14.51
	S_{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Columna entre P2-P3	V_e (Kgf)	62292	105625	105625	105625	105625	62292
	V_c (Kgf)	0	49480	50141	50141	49480	0
	V_s (Kgf)	83056	91354	90692	90692	91354	83056
	Av/s (cm ² /cm)	0.3595	0.3346	0.3322	0.3322	0.3346	0.3595
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	6	6	6	6	6	6
	S_{Cal} (cm)	11.89	12.78	12.87	12.87	12.78	11.89
	S_{Req} (cm)	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	S_{Conf} (cm)	14.51	12.28	12.28	12.28	12.28	14.51
	S_{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Columna entre P6-P7	V_e (Kgf)	38646	49375	49375	49375	49375	38646
	V_c (Kgf)	20872	24313	24587	24587	24313	20872
	V_s (Kgf)	30655	41520	41246	41246	41520	30655
	Av/s (cm ² /cm)	0.1622	0.2197	0.2182	0.2182	0.2197	0.1622
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	4	4	4	4	4	4
	S_{Cal} (cm)	17.57	12.97	13.06	13.06	12.97	17.57
	S_{Req} (cm)	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	S_{Conf} (cm)	11.82	11.82	11.82	11.82	11.82	11.82
	S_{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Columna entre P9-P10	V_e (Kgf)	25938	32188	32188	32188	32188	25938
	V_c (Kgf)	0	14214	14336	14336	14214	0
	V_s (Kgf)	34583	28703	28580	28580	28703	34583
	Av/s (cm ² /cm)	0.2353	0.1953	0.1944	0.1944	0.1953	0.2353
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	9.09	10.95	10.99	10.99	10.95	9.09
	S_{Req} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	S_{Conf} (cm)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
	S_{Coloc} (cm)	9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00

Columna entre P11-TECHO	V_e (Kgf)	20104	24896	24896	24896	24896	20104
	V_c (Kgf)	0	0	0	0	0	0
	V_s (Kgf)	26806	33194	33194	33194	33194	26806
	Av/s (cm ² /cm)	0.1824	0.2258	0.2258	0.2258	0.2258	0.1824
	ϕ Estribo	$\phi 3/8$					
	# Ramas	3	3	3	3	3	3
	S_{Cal} (cm)	11.72	9.47	9.47	9.47	9.47	11.72
	S_{Req} (cm)	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	S_{Conf} (cm)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
	S_{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

7.3. Detallado de Diseños

Dentro del Anexo B, se presentan los planos de detalle de Vigas y Columnas de ambos modelos, cada uno con sus dos variantes de diseño (una para cada versión de la Norma 1753).

Para la elaboración de los despieces de los elementos de los pórticos fueron empleados los criterios en cuanto a las longitudes de desarrollo y empalmes dispuestos en cada versión de la Norma 1753. Además se considero para todos los casos (vigas y columnas) que se trata de aceros de refuerzo en tracción con más de 30cm de concreto por debajo y para la Norma 1753-2006 fue despreciado el aporte del refuerzo transversal. En cuanto a los empalmes por solape, también fueron considerados para barras sometidas a tracción, conforme a los requisitos exigidos para la “Clase B” en ambas versiones.

En estos planos se muestran los resultados de los procesos de diseño mostrados en las secciones 7.1 y 7.2, así como otra serie de aspectos o detalles específicos expuestos en el Capítulo IV.

7.4. Desarrollo de Aspectos de Diseño Adicionales

Se presentan los resultados de la aplicación de los procedimientos o criterios estipulados en la Norma 1753-2006, que no fueron incluidos dentro del diseño general de los pórticos, debido a que no son exigidos por esta, sino más bien propuestos o sugeridos como alternativas para el proyectista. Este el caso del “Procedimiento 2” o “Verificación por Nivel” para evaluar la resistencia mínima a flexión de las columnas así como el criterio para incluir el efecto de la carga axial en la determinación del acero de refuerzo transversal para confinamiento. Dichos aspectos adicionales fueron aplicados para los dos modelos de pórticos definidos.

7.4.1. Verificación por Nivel de la Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas

Como ya fue mencionado, este procedimiento no se contemplo para el diseño general de los pórticos, debido a que basado en estudios anteriores (Aponte, 2009) la diferencia de resultados con la verificación por nodo se hace importante, y siendo este el único procedimiento propuesto en la Norma 1753-1987 hubiese complicado la comparación entre normas del resto de aspectos evaluados.

A continuación se presentan los resultados según la ecuación (4-22) para el modelo #1 por medio de las Tablas VII.25 y VII.26.

Tabla VII.25 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel. Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

		ARMADOS DE COLUMNAS RESULTANTES DEL DISEÑO	ARMADOS DE COLUMNAS RESULTANTES DEL PROCEDIMIENTO #2
PISO 1	ΣM_{vn} (Tonf-m)	267.40	267.40
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	188.50	325.00
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	0.70	1.22
PISO 2	ΣM_{vn} (Tonf-m)	253.16	253.16
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	180.50	304.00
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	0.71	1.20
PISO 3	ΣM_{vn} (Tonf-m)	211.61	211.61
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	153.50	258.50
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	0.73	1.22

Tabla VII.26 Resistencia Mínima a la Flexión – Armados Requeridos para Verificación por Nivel.
Modelo #1. FONDONORMA 1753-2006.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
PISO 1	# Barras Armado Diseño	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"
	"ρ" Diseño (%)	2.14	2.12	1.90	1.90	2.12	2.14
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"
	"ρ" Proc. #2 (%)	4.83	4.29	4.29	4.29	4.29	4.83
PISO 2	# Barras Armado Diseño	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"	12φ3/4"	8φ3/4"+ 4φ7/8"	12φ3/4"
	"ρ" Diseño (%)	2.14	2.12	1.90	1.90	2.12	2.14
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	12φ1"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1"
	"ρ" Proc. #2 (%)	3.80	4.29	4.29	4.29	4.29	3.80
PISO 3	# Barras Armado Diseño	12φ5/8"	12φ3/4"	12φ3/4"	12φ3/4"	12φ3/4"	12φ5/8"
	"ρ" Diseño (%)	2.14	1.90	1.90	1.90	1.90	2.14
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	12φ1"	12φ1"	12φ1"	12φ1"	12φ1"	12φ1"
	"ρ" Proc. #2 (%)	3.80	3.38	3.38	3.38	3.38	3.80

En la Tabla VII.25 se muestra la evaluación del procedimiento con la configuración de armados de columnas resultantes del diseño general, así como los valores obtenidos para los armados de columnas modificados para satisfacer este criterio, expuestos en la Tabla VII.26, en donde adicionalmente aparecen las cuantías geométricas de las secciones tanto con sus armados originales como los modificados. Se evidencia que para los dos primeros niveles se presentó alrededor de un 100% a 125% de aumento, mientras que para el piso 3 y el techo entre un 75% y 100%. Las sumatorias de momentos resistentes teóricos para columnas y vigas se obtuvieron según las ecuaciones (2-20) y (2-21), respectivamente.

Siguiendo la misma explicación que para el modelo #1 se presentan en las Tablas VII.27 y VII.28, los resultados para el modelo #2, en donde se aprecia que prácticamente no existió aumento del área de acero para los tres primeros niveles, mientras que en los pisos 4, 5 y 6 incrementó en promedio alrededor de un 75% y un 125% para los últimos seis niveles. El desglose de los aspectos de diseño para en los distintos niveles, se puede apreciar en los Anexos C-41, C-42 y C-43 para el modelo #1 y C-44, C-45, C-46 y C-47 para el modelo #2.

Tabla VII.27 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		ARMADOS DE COLUMNAS RESULTANTES DEL DISEÑO	ARMADOS DE COLUMNAS RESULTANTES DEL PROCEDIMIENTO #2
PISO 3	ΣM_{vn} (Tonf-m)	411.08	411.08
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	470.00	498.00
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	1.14	1.21
PISO 6	ΣM_{vn} (Tonf-m)	462.97	462.97
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	427.00	563.00
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	0.92	1.22
PISO 9	ΣM_{vn} (Tonf-m)	402.31	402.31
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	279.50	488.00
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	0.69	1.21
PISO 11	ΣM_{vn} (Tonf-m)	249.01	249.01
	ΣM_{cn} (Tonf-m)	172.50	298.00
	$\Sigma M_{cn} / \Sigma M_{vn}$	0.69	1.20

Tabla VII.28 Resistencia Mínima a la Flexión – Armados Requeridos para Verificación por Nivel. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
PISO 3	# Barras Armado Diseño	18 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	18 ϕ 5/8"
	" ρ " Diseño (%)	1.20	1.05	1.05	1.05	1.05	1.20
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	18 ϕ 3/4"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	18 ϕ 3/4"
	" ρ " Proc. #2 (%)	1.71	1.05	1.05	1.05	1.05	1.71
PISO 6	# Barras Armado Diseño	18 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	22 ϕ 5/8"	18 ϕ 5/8"
	" ρ " Diseño (%)	1.20	1.05	1.05	1.05	1.05	1.20
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	18 ϕ 7/8"	22 ϕ 3/4"	22 ϕ 3/4"	22 ϕ 3/4"	22 ϕ 3/4"	18 ϕ 7/8"
	" ρ " Proc. #2 (%)	2.33	1.49	1.49	1.49	1.49	2.33
PISO 9	# Barras Armado Diseño	14 ϕ 3/4"	4 ϕ 7/8" + 12 ϕ 3/4"	4 ϕ 7/8" + 12 ϕ 3/4"	4 ϕ 7/8" + 12 ϕ 3/4"	4 ϕ 7/8" + 12 ϕ 3/4"	14 ϕ 3/4"
	" ρ " Diseño (%)	1.99	1.98	1.98	1.98	1.98	1.99
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	14 ϕ 1 1/8"	16 ϕ 1 1/8"	16 ϕ 1 1/8"	16 ϕ 1 1/8"	16 ϕ 1 1/8"	14 ϕ 1 1/8"
	" ρ " Proc. #2 (%)	4.51	4.12	4.12	4.12	4.12	4.51
PISO 11	# Barras Armado Diseño	12 ϕ 3/4"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 7/8"	12 ϕ 3/4"
	" ρ " Diseño (%)	2.13	2.90	2.90	2.90	2.90	2.13
	# Barras Armado Requerido por Proc. #2	12 ϕ 1 1/4"	12 ϕ 1 1/8"	12 ϕ 1 1/4"			
	" ρ " Proc. #2 (%)	6.00	4.83	4.83	4.83	4.83	6.00

7.4.2. Refuerzo Transversal por Confinamiento Considerando Efecto de la Carga Axial

La Norma 1753-2006 propone en su anexo incluir el efecto de la Carga Axial por medio del factor obtenido según la ecuación (4-20), multiplicándolo por los resultados de las ecuaciones (4-17) y (4-19), de modo que modifique el área de refuerzo requerido por confinamiento en las secciones de columnas.

Al igual que en la etapa de diseño general para ambos modelos, mostrados en los apartados 7.1.2.6 y 7.2.2.6, dicho refuerzo fue enfocado en obtener la separación entre ligaduras requerida por confinamiento “ S_{Conf} ”, despejando la misma de las ecuaciones antes mencionadas y fijando el área de acero de la sección según el número de ramas presentes para satisfacer los criterios de soporte lateral. De la misma forma se realizó para incluir el efecto de la carga axial pero en esta oportunidad dividiendo el área de acero de la sección entre el factor de modificación, de tal manera que se tome en cuenta el incremento o disminución de la demanda, según sea dicho factor mayor o menor que 1.

En las Tablas VII.29 y VII.30 se muestran para todas las columnas diseñadas inicialmente en ambos modelos, los factores de modificación obtenidos y las “ S_{Conf} ” resultantes a partir de estos para las dos ecuaciones. Adicionalmente se exponen las separaciones finales colocadas, incluyendo para su selección el diseño por corte y los demás criterios preliminares, de tal manera que se pueda apreciar si considerar el efecto de la carga axial para el confinamiento influyó en el resultado final.

Las cargas axiales “ N^* ” fueron obtenidas en cada columna como la combinación que mayor compresión arrojará del análisis y fue considerado 0,90 para “ η ” asumiendo la posible formación de rótulas plásticas en el elemento, lo cual representa la situación más desfavorable para el diseño.

Tabla VII.29 Refuerzo Transversal por Confinamiento Incluido Efecto de Carga Axial. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
Columnas PB-P1	Carga Axial N^* (Ton)	85.12	148.01	144.14	144.14	148.01	85.12
	Factor de multiplic.	0.796	0.957	0.945	0.945	0.957	0.796
	$S_{Conf} Ec$ (4-17) (cm)	14.04	10.95	11.09	11.09	10.95	14.04
	$S_{Conf} Ec$ (4-19) (cm)	14.33	10.43	10.56	10.56	10.43	14.33
	S_{Coloc} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Columnas P1-P2	Carga Axial N^* (Ton)	60.35	106.04	103.84	103.84	106.04	60.35
	Factor de multiplic.	0.710	0.827	0.820	0.820	0.827	0.710
	$S_{Conf} Ec$ (4-17) (cm)	15.75	12.66	12.77	12.77	12.66	15.75
	$S_{Conf} Ec$ (4-19) (cm)	16.07	12.06	12.16	12.16	12.06	16.07
	S_{Coloc} (cm)	9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00

Columnas P2-P3	Carga Axial N* (Ton)	35.80	64.72	63.48	63.48	64.72	35.80
	Factor de multiplic.	0.624	0.700	0.696	0.696	0.700	0.624
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	17.90	14.97	15.05	15.05	14.97	17.90
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	18.26	14.26	14.33	14.33	14.26	18.26
	S _{Coloc} (cm)	9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00
Columnas P3-TE	Carga Axial N* (Ton)	12.86	23.57	23.11	23.11	23.57	12.86
	Factor de multiplic.	0.545	0.573	0.571	0.571	0.573	0.545
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	20.51	18.29	18.33	18.33	18.29	20.51
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	20.93	17.42	17.46	17.46	17.42	20.93
	S _{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

Tabla VII.30 Refuerzo Transversal por Confinamiento Incluido Efecto de Carga Axial. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

	COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	EJE F
Columnas PB-P1	Carga Axial N* (Ton)	348.89	495.16	492.88	492.88	495.16	348.89
	Factor de multiplic.	1.146	1.155	1.152	1.152	1.155	1.146
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	17.91	18.24	18.29	18.29	18.24	17.91
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	12.66	10.63	10.66	10.66	10.63	12.66
	S _{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Columnas P2-P3	Carga Axial N* (Ton)	283.59	406.77	405.91	405.91	406.77	283.59
	Factor de multiplic.	1.025	1.038	1.037	1.037	1.038	1.025
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	20.02	20.30	20.32	20.32	20.30	20.02
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	14.15	11.83	11.84	11.84	11.83	14.15
	S _{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Columnas P6-P7	Carga Axial N* (Ton)	151.13	230.65	232.06	232.06	230.65	151.13
	Factor de multiplic.	0.920	1.013	1.016	1.016	1.013	0.920
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	14.29	14.93	14.89	14.89	14.93	14.29
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	12.85	11.68	11.64	11.64	11.68	12.85
	S _{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Columnas P9-P10	Carga Axial N* (Ton)	63.63	105.67	106.43	106.43	105.67	63.63
	Factor de multiplic.	0.721	0.867	0.870	0.870	0.867	0.721
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	15.50	12.89	12.85	12.85	12.89	15.50
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	15.81	13.15	13.11	13.11	13.15	15.81
	S _{Coloc} (cm)	9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00
Columnas P11-TE	Carga Axial N* (Ton)	13.77	23.86	24.19	24.19	23.86	13.77
	Factor de multiplic.	0.548	0.583	0.584	0.584	0.583	0.548
	S _{Conf Ec} (4-17) (cm)	20.40	19.17	19.13	19.13	19.17	20.40
	S _{Conf Ec} (4-19) (cm)	20.81	19.56	19.52	19.52	19.56	20.81
	S _{Coloc} (cm)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

CAPÍTULO VIII.

COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el siguiente capítulo se presenta el análisis de los resultados del diseño sismorresistente hecho para cada modelo y su contrastación entre versiones de la Norma 1753; hacia el final se presenta un cuadro comparativo resumen, en donde se desglosa para ambos modelos los diferentes aspectos de diseño.

8.1. Modelo #1. Comparación de Resultados obtenidos por ambas Normas

8.1.1. Diseño por Flexión de Vigas

Si bien ambas versiones de la norma 1753 contemplan algunas combinaciones de carga diferentes como se aprecia en el Capítulo IV, los resultados obtenidos en cuanto a las áreas de acero requeridas por flexión en las vigas resultan muy cercanas entre ambos diseños, con unas cuantías geométricas máximas alrededor de 0.90%.

En cuanto a la distribución del acero colocado en los respectivos armados, no resultaron iguales para las vigas del piso 1 y piso 2, debido a que para los anchos de columna empleados en el pórtico (40 y 45 cm) la V-2006 establece un criterio para evitar la falla por adherencia en los nodos (descrito en el Capítulo IV), no permitiendo entonces que en las vigas se coloque un diámetro de barra mayor a 3/4", teniendo entonces que colocar en algunos tramos una doble capa de barras para satisfacer el área requerida. El armado asumido para la V-1987, en donde no se establece el criterio antes mencionado se utilizó barras con diámetros mayores para evitar un excesivo número de estas, y así poder colocar en una sola

capa. Para las vigas de piso 3 y Techo los armados resultaron exactamente iguales.

Es importante señalar que en este tipo de edificaciones bajas, en donde se trata de proyectar en la medida de lo posible empleando secciones de columnas de poca envergadura, no es posible emplear diámetros grandes de cabillas siguiendo la V-2006, hecho que conlleva a aumentar los anchos de las vigas o en su defecto realizar armados con muchas barras y separaciones pequeñas, dificultando así las labores constructivas.

8.1.2. Diseño del Refuerzo Transversal de Vigas

Las demandas de fuerzas cortantes " V_e " obtenidas para ambos diseños discrepan alrededor de un 10%, siendo mayores las obtenidas por la V-2006, debido principalmente al cortante gravitatorio " V_o ", ya que la combinación de carga a utilizar para ello es distinta que la estipulada para la V-1987, como se aprecia en la sección 4.1.1. Es importante señalar que el procedimiento para obtener el cortante proveniente del sismo " V_{hp} " es igual para ambas versiones, teniendo entonces que las diferencias existentes en cuanto a la magnitud de este, fueron solo debido al área de acero longitudinal colocado.

Se observa que para el diseño basado en la V-1987 resultó que fue considerado el aporte del concreto " V_c ", debido a que el cortante gravitatorio " V_o " para todos los elementos resultó mayor que el proveniente de la articulación de los extremos debido al sismo " V_{hp} "; mientras que para la V-2006 se obtiene que no debe ser considerado este aporte, ya que estos elementos no se encuentran sometidos a compresión axial. Este aspecto aunado al cambio del factor de minoración (De 0.85 a 0.75), conlleva a que las separaciones de cálculo " s_{Cal} " obtenidas por la V-1987 sean mucho mayores que las obtenidas por la V-2006.

Se puede apreciar en las Tablas VII.2 y VII.8 que para las vigas de los Pisos 1, 2 y 3 la separación de cálculo " s_{Cal} " obtenida para la V-1987 es mayor que el doble de la obtenida para la V-2006, mientras que para las vigas del techo es

casi diez veces mayor, esto debido a que para este piso el corte resistido por el concreto " V_c " es casi igual a la demanda de diseño " V_e ".

El número de ramas asumido para el diseño corresponde al mínimo exigido para cumplir el criterio de soporte lateral, en función al número de barras longitudinales existentes en cada elemento.

Una vez comparadas estas separaciones de cálculo " s_{Cal} " con los otros criterios establecidos " s_{Req} ", casi en la totalidad de los elementos resultó limitante el " $d/4$ ", es decir, 12 cm para las vigas de 55cm de altura, con excepción de las vigas de Piso 1 por la V-2006 donde la " s_{Cal} " fue la determinante quedando con una separación mínima de 11 cm. Debido a que el criterio de " $d/4$ " aparece en ambas versiones de la Norma 1753, desde el punto de vista del resultado final, prácticamente no se tienen diferencias en este aspecto, aún y cuando los resultados de cálculo discrepen de forma importante, como ya fue comentado.

Es importante señalar que tanto la V-2006 como la V-1987 establecen un condicionante para la separación de los estribos en función de evitar el pandeo de las barras longitudinales de la viga, por lo cual en caso de que este sea limitante con respecto a la separación de cálculo y el resto de criterios, puede conllevar a diferencias importantes en el resultado. Si se hubiese armado alguna viga con barras de $1/2"$ se tendría como resultado una separación mínima de 10 cm debido al criterio por pandeo antes mencionado.

En cuanto al detallado de los estribos y su colocación se tienen varias discrepancias entre ambas versiones, como se evidencia en los Planos A.1, A.2, A.3 y A.4, donde entre otras cosas se tiene que las ramas abiertas o simples poseen ángulos distintos de dobles en uno de sus extremos, además que sus longitudes de desarrollo son diferentes.

8.1.3. Diseño por Flexión y Carga Axial de Columnas

Una vez realizado el diseño de las columnas tomando para ellas una dimensión inicial, se observó que el área de acero requerida para las columnas

centrales es entre un 25% a 30% mayor por la V-2006 con respecto a la V-1987. En cuanto a las columnas esquineras se observa lo contrario teniendo que para la V-1987 se requiere mayor área de acero. Para todas las columnas de los últimos dos niveles se requiere acero mínimo, es decir, el 1% de su área.

Ya llevando estos resultados a armados, para la V-1987, fue suficiente colocar 4 barras de 5/8" por cara para todas las columnas, mientras que por la V-2006 se necesitó armar las columnas centrales entre Planta Baja y Piso 1 con barras de 3/4" y el resto de los pisos con 5/8", evidenciando así la diferencia existente entre diseños.

Los resultados mostrados en las Tablas VII.3 y VII.9, presentan que las secciones de las columnas de los Ejes B, C, D y E poseen una de sus dimensiones de 45 cm, para poder satisfacer el criterio de resistencia al corte en las juntas, el cual será comentado en el punto 8.1.4. Por otro lado se aprecia que los armados presentes en dichas tablas, son superiores a los requeridos por flexo-compresión (antes mencionados), evidenciando que fueron modificados para cumplir con las relaciones de resistencia mínima a flexión, dicho aspecto será comentado en el punto 8.1.5.

En definitiva, para las dimensiones y armados de columnas finales, con excepción de las columnas entre Piso 3-Techo, así como las columnas entre Piso 1-Piso 2 y Piso 2-Piso 3 de los Ejes A y F, los valores de relación entre la Demanda y Capacidad por Flexo-Compresión son ligeramente mayores para el diseño fundamentado en la V-2006 de la Norma 1753 como se pueden apreciar en las Tablas VII.3 y VII.9.

8.1.4. Verificación por Corte de las Juntas

Al chequear la relación demanda/capacidad en las diferentes juntas del pórtico por los criterios establecidos en ambas versiones de la Norma 1753, se obtuvo que para ambos casos se utilizaron los mismos criterios, ya que debido a que el edificio presenta dimensiones de columnas y vigas iguales para todos los niveles, y que a su vez las vigas (35cm de ancho) representan miembros

confinantes con respecto a las columnas (en ambas direcciones), los valores a usar de la constante " v_j " para obtener la resistencia al corte del concreto del nodo son iguales para las dos versiones, tomando 5,3 para las juntas centrales (ejes B,C,D y E) y 4,0 para las juntas esquineras (ejes A y F). Por otro lado la demanda " V_j " para ambos casos resulta muy similar debido a que las áreas de acero por flexión colocadas en las vigas (A_{s1} y A_{s2}) son cercanas en cada nivel y a partir de ellas se generan los cortes en los nodos.

En cuanto al diseño como tal, fundamentado en este aspecto, resultó que para poder satisfacer en todo el pórtico que la relación Demanda/Capacidad no supere la unidad, fue necesario colocar en las columnas centrales un ancho de 45cm en la dirección principal del pórtico y 40cm en la otra. Para las columnas esquineras fue suficiente fijar en 40cm el ancho en ambas caras.

8.1.5. Resistencia Mínima a Flexión de Columnas

Debido a que en el presente trabajo no se tomó en cuenta para la verificación de este criterio el Procedimiento 2 propuesto en la V-2006, por lo tanto para ambas versiones de la Norma 1753 se aplicó la Verificación por Nodo, cuyos criterios son iguales con excepción de lo descrito en el Capítulo IV con respecto al lugar de referencia en la forma de análisis de los momentos, lo cual tampoco fue considerado. En este sentido, utilizando para ambos casos los momentos en las caras de los elementos, se tiene entonces que los resultados obtenidos para ambos diseños dependieron únicamente de las características propias de los armados y las solicitaciones de carga axial.

Ya que los armados presentes en las vigas son similares no existen grandes diferencias en los momentos teóricos " M_v " provenientes de éstas para los diferentes niveles, los cuales se muestran en la Tabla VII.1 para el diseño basado en la V-1987 y en la Tabla VII.7 para el diseño basado en la V-2006, siendo los Nodos B y E de Piso 2 en donde mayor discrepancia se obtuvo.

Para chequear el criterio se generaron las familias de diagramas de interacción para cada columna con diferentes armados, partiendo del requerido por flexo-compresión, de forma que al cortar estos con las cargas axiales últimas “ P_u ” críticas en cada una, se determinó la configuración de armado necesaria para satisfacer con la relación de 1,20 entre los momentos de las vigas “ M_v ” y las columnas “ M_c ”.

Con excepción de los Nodos B y E de Piso 2 el resultado por ambas versiones de la norma fue igual, en donde para los Nodos A y F fue requerido armar con 12 barras de 3/4" para Piso 1 y Piso 2, con 12 de 5/8" para Piso 3, mientras que para los Nodos C y D fue requerido armar con 12 barras de 3/4" para los tres niveles; teniendo para todos que los cocientes entre las sumatorias de momentos en las columnas “ ΣM_c ” y las sumatorias de momentos en las “ ΣM_v ” son prácticamente iguales.

Por su parte los Nodos B y E de Piso 2 por la V-2006 requirieron ser armados con 4 barras de 7/8" en las esquinas y 8 de 3/4" para el resto de la caras, debido a que al poseer mayor demanda de momentos teóricos provenientes de las vigas “ M_v ” y una carga axial “ P_u ” no muy alta, no fuese posible satisfacer la relación de 1,20 con 12 barras de 3/4". Por efectos constructivos se tomo esta misma distribución para el Piso 1. Mientras que por la V-1987, para ambos pisos fue posible armar con 12 barras de 3/4".

Para el Piso 3 de los Nodos B y E requirieron ser armados con 12 barras de 3/4" por ambas versiones de la Norma.

En definitiva, entre ambos diseños la única diferencia existente en el resultado es que las barras esquineras en los Pisos 1 y 2 de los Ejes B y E requieren un diámetro mayor por la V-2006 que por la V-1987.

Es importante especificar que los armados necesarios por Flexo-Compresión comentados en el apartado 8.1.3 fueron insuficientes con excepción de las columnas entre Piso 2 y Piso 3 en los ejes A y F, privando para el resto de columnas el criterio de Resistencia Mínima a Flexión.

8.1.6. Diseño del Refuerzo Transversal de Columnas

En cuanto a la obtención de las fuerzas de diseño " V_e " para cada columna por ambas versiones de la Norma 1753, se puede observar que los valores obtenidos por la V-1987 son menores que los obtenidos por la V-2006, como se puede apreciar en la Tabla VIII.1, en donde se comparan además de las fuerzas cortantes de diseño las separaciones de cálculo requeridas.

La diferencia existente entre las fuerzas cortantes " V_e " obtenidas por ambas versiones, es debido a que para la V-1987 privó el Procedimiento 2, descrito en la Tabla IV.5, en donde dichas fuerzas son obtenidas de los cortantes provenientes del sismo " V_{SISMO} " y las acciones gravitacionales " V_o " resultantes del análisis estructural, mientras que para la V-2006 esta fuerza es obtenida a partir de la carga axial mayorada " P_u " que produzca el mayor momento resistente en los extremos de la columna " M_{pr} ", dependiendo entonces de la sección y armado que posea cada columna.

Si bien el Procedimiento 1 de la V-1987 también contempla un criterio parecido a lo estipulado en la V-2006, no resulta determinante para el diseño, debido a que en esta se establece, que debe tomarse en cuenta el menor valor entre ambos procedimientos.

Esta diferencia en demanda de fuerzas cortantes además de tener un factor de minoración menor conllevó en obtener separaciones de cálculo " s_{Cal} " bastante inferiores por la V-2006, en la Tabla VIII.1 se muestran los porcentajes de diferencia entre ambos diseños.

En cuanto a los criterios para considerar la contribución del concreto " V_c " en la resistencia cortante de las columnas proporcionaron los mismos resultados, en donde para las columnas desde Piso 1 hacia arriba de los Ejes A y B, además de las columnas entre Piso 3 y Techo para los Ejes C, D, E y F, el aporte del concreto se considero nulo, lo cual condujo a obtener para estos tramos menores separaciones de cálculo " s_{Cal} ".

Tabla VIII.1 Comparación de Fuerzas de Diseño en Columnas. Modelo #1.

COLUMNAS			EJE A	EJE B	EJE C
FUERZAS DE DISEÑO	PB-P1	V _e (Kgf) V-1987	18609	23557	23274
		V _e (Kgf) V-2006	26327	35612	33061
		% Diferencia	41.5	51.2	42.1
	P1-P2	V _e (Kgf) V-1987	17790	21000	20250
		V _e (Kgf) V-2006	25408	35306	32449
		% Diferencia	42.8	68.1	60.2
	P2-P3	V _e (Kgf) V-1987	14470	14940	14630
		V _e (Kgf) V-2006	21531	31735	30306
		% Diferencia	48.8	112.4	107.2
	P3-PT	V _e (Kgf) V-1987	14592	21531	21327
		V _e (Kgf) V-2006	16939	24184	24184
		% Diferencia	16.1	12.3	13.4
SEPARACIONES DE CÁLCULO	PB-P1	S _{cal} (cm) V-1987	34.47	41.78	43.17
		S _{cal} (cm) V-2006	14.08	12.66	14.36
		% Diferencia	59.2	69.7	66.7
	P1-P2	S _{cal} (cm) V-1987	15.01	7.00	7.00
		S _{cal} (cm) V-2006	9.28	12.36	14.21
		% Diferencia	38.2	76.6	102.9
	P2-P3	S _{cal} (cm) V-1987	18.46	554.60	1135.51
		S _{cal} (cm) V-2006	10.95	14.15	15.28
		% Diferencia	40.7	97.4	98.7
	P3-PT	S _{cal} (cm) V-1987	18.30	14.18	14.31
		S _{cal} (cm) V-2006	13.91	11.14	11.14
		% Diferencia	24.0	21.4	22.2

Al comparar las separaciones de cálculo “s_{cal}” con el resto de criterios normativos “s_{Req}” y con las ecuaciones por confinamiento “s_{Conf}”, resultó que para la V-1987, se requieren menores separaciones (7 o 8cm) que para la V-2006, debido a que fue limitante la ecuación (4-18) por confinamiento, ya que está presente una mayor constante que la estipulada para la V-2006 (4-19), donde resulto limitante el criterio “d/4” para todas las columnas no armadas con barras de 5/8”, en donde el criterio para evitar el pandeo (6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal) gobernó el diseño. En las columnas de los Ejes A y F entre Piso 1-Piso 2, armadas con barras de 3/4” la separación de cálculo predominó por encima del resto de criterios, debido a que a partir de este nivel se despreció la contribución del concreto.

De querer obtener separaciones mayores para la V-1987 sería necesario colocar una cuarta rama, aumentando así la cantidad de acero a emplear para cada columna, con respecto a lo colocado por la V-2006.

En definitiva, si bien las separaciones de cálculo " s_{Cal} " obtenidas para la V-1987 son mucho mayores, además que dicha versión no posee criterio alguno para evitar el pandeo de las barras de acero longitudinales, a causa del armado exigido por confinamiento resultó en separaciones menores que las obtenidas por la V-2006.

8.2. Modelo #2. Comparación de Resultados obtenidos por ambas Normas

8.2.1. Diseño por Flexión de Vigas

Al igual que para el modelo #1 las áreas de acero requeridas en vigas resultan muy cercanas entre ambos diseños a pesar de poseer distintas combinaciones de cargas, con unas cuantías geométricas máximas alrededor de 1.05%. El diseño a partir de la V-2006 proporciona cuantías ligeramente mayores.

En cuanto a la distribución de acero colocado en los respectivos armados para las unidades de diseño, resultaron ser iguales para ambos modelos, con excepción de los niveles 7,8 y 9, puesto que al ser las áreas requeridas muy cercanas entre sí, y no afectar el criterio por adherencia, se dispuso de las mismas combinaciones de barras para los dos diseños, quedando para todos los casos de una sola capa. No fue necesario limitar de forma alguna las barras de acero de las vigas por flexión para evitar alguna falla por adherencia en los nodos, puesto que para dichas 3 unidades de diseño el ancho de las columnas presentes fue suficiente (según Tabla IV.4) para emplear el diámetro óptimo necesario. Por su parte, en las vigas antes nombradas como excepción, si se necesitó colocar una doble capa en las esquinas, ya que para las columnas con anchos de 50cm no es posible emplear cabillas de 1".

Es importante señalar que en este tipo de edificaciones, con mayor cantidad de pisos, se obtienen secciones de columnas para los primeros niveles, de tal envergadura, que no limitan de forma alguna el armado de las vigas entre versiones de la norma, puesto que sería necesario emplear diámetros mayores a los encontrados normalmente en el mercado (barras de hasta 1”), que conlleven cambios por adherencia siguiendo la V-2006. Lo que si resulta posible es que luego de realizar reducciones en las secciones de las columnas, de poseer vigas con cuantías altas en los niveles superiores se haga necesario realizar armados con muchas barras y separaciones pequeñas, dificultando así las labores constructivas.

8.2.2. Diseño del Refuerzo Transversal de Vigas

De igual manera que para el pórtico de cuatro pisos, las demandas de fuerzas cortantes “ V_e ” obtenidas para ambos diseños discrepan, pero en esta oportunidad alrededor de un 8%, siendo mayores las obtenidas por la V-2006, debido principalmente al cortante gravitatorio “ V_o ”, ya que la combinación de carga a utilizar para ello es distinta que la estipulada para la V-1987. El porcentaje de diferencia disminuye con respecto al del modelo #1, debido a que por ser un pórtico de mayor altura, el cortante proveniente de la acción sísmica “ V_{hp} ” representa un porcentaje mayor del cortante total de diseño. Es importante señalar que el procedimiento para obtener “ V_{hp} ” es igual para ambas versiones, teniendo entonces que las diferencias existentes en cuanto a la magnitud de este, fueron solo debido al área de acero longitudinal colocada.

Se observa que para este modelo, tanto para el diseño basado en la V-1987 como en la V-2006, resultó que fue considerado nulo el aporte del concreto “ V_c ”, debido a que el cortante proveniente de la articulación de los extremos “ V_{hp} ” para todos los elementos resultó mayor que el proveniente de las acciones gravitacionales; y de igual forma dichas vigas no se encuentran sometidos a fuerzas axiales.

Ya que para ambas versiones de diseño no fue considerado el aporte del concreto, las diferencias que existen en las “Separaciones de Cálculo” se encuentran únicamente relacionadas con las variaciones de las fuerzas de diseño y al cambio del factor de minoración (De 0.85 a 0.75), por lo cual, las obtenidas para la V-2006 son menores.

Se puede apreciar en las Tablas VII.14 y VII.20 que para las vigas desde Piso 1 hasta Piso 9, es decir las tres primeras unidades de diseño, la separación de cálculo “ s_{Cal} ” obtenida para la V-1987 prevalece con respecto a los demás criterios de colocación “ s_{Req} ”, aún siendo mayor que la obtenida para la V-2006, evidenciando entonces que las separaciones obtenidas a raíz de esta última se encuentra muy por debajo de los criterios por colocación. Para las vigas de Piso 10, 11 y Techo resulta determinante el criterio de colocación “ $d/4$ ” para ambas versiones, ya que las fuerzas de diseño son considerablemente inferiores.

El número de ramas asumido para el diseño corresponde al mínimo exigido en función al número de barras longitudinales existentes en cada elemento para satisfacer su soporte lateral, de querer colocar las mismas separaciones por ambas versiones, sería necesario colocar una cuarta rama para el diseño basado en la V-2006.

Desde el punto de vista del resultado final, lo antes explicado evidencia que se tienen diferencias en este aspecto, ya que los resultados de cálculo a partir del diseño por corte prevalecen para casi la totalidad de las vigas del pórtico.

En cuanto al detallado de los estribos y su colocación se presentan las mismas discrepancias entre ambas versiones comentadas para el modelo #1, pero vistas en esta oportunidad en los Planos A.5, A.6, A.7 y A.8.

8.2.3. Diseño por Flexión y Carga Axial de Columnas

Una vez realizado el diseño de las columnas tomando para ello, las dimensiones mínimas requeridas para satisfacer la relación con respecto al corte en las juntas, resultado de un proceso iterativo, se observó al igual que para el

modelo #1, las áreas de aceros requeridas por la V-2006 son un tanto mayor con respecto a la V-1987, aún y cuando en las Tablas VII.15 y VII.21 se observa que para esta última las columnas del primer nivel poseen diámetros de barras mayores, esto se debe a que como resultado del aspecto antes mencionado de resistencia al corte en las juntas, la secciones de las columnas en los primeros seis niveles por la V-2006 poseen un mayor ancho y por ende requieran de una menor disposición de barras longitudinales. De no ser por ello, si se tratase una situación hipotética en donde para ambos diseños se contara con las mismas secciones de columnas, por la V-2006 las del primer y segundo piso requerirían ser armadas con barras de 1" y 7/8", respectivamente, teniendo entonces una mayor cuantía geométrica, lo cual pudiese conllevar diversos cambios para el diseño por capacidad de la estructura.

Se puede apreciar en las tablas nombradas anteriormente, para los últimos seis niveles, los armados son iguales entre versiones, teniendo además las mismas dimensiones en sus secciones. Las combinaciones de cabillas empleadas en estos niveles presentan cuantías mayores al 2%, no a causa del diseño por flexo-compresión, sino para cumplir la verificación por resistencia mínima a flexión, aspecto a ser comentado en el punto 8.2.5. Por su parte la relación entre la demanda y la capacidad es más cercana a la unidad para las columnas diseñadas con las combinaciones y factores de mayoración de la V-2006.

De los aspectos comentados en los párrafos anteriores, se confirma que de no ser necesario modificar los armados a causa de otros criterios, el diseño por flexión y carga axial en columnas por la V-2006 origina secciones más exigidas.

8.2.4. Verificación por Corte de las Juntas

En contraste del modelo #1, este aspecto conlleva importantes diferencias en los resultados del diseño del pórtico de 12 pisos, si bien la demanda " V_j " en ambos casos es igual, la capacidad obtenida a partir de los criterios establecidos en las dos versiones de la Norma 1753 no son iguales puesto que para las secciones de columnas centrales y esquineras de los primeros seis niveles con

anchos mayores a los 50cm, la presencia de vigas con 40 cm de ancho no representan miembros confinantes, ocasionando que los valores a usar de la constante " γ_j " para obtener la resistencia al corte del concreto del nodo difieran para las dos versiones, tomando 3,2 para las juntas de la V-2006 y 4,0 para las juntas de la V-1987. El valor de la constante "3,2" es resultado de que las juntas centrales no poseen ningún miembro confinante, mientras que las esquineras solo poseen uno; y el valor asignado "4,0" se tiene ya que para dicha versión en cualquier nodo que no se encuentre totalmente confinado (en sus cuatro caras) se asume dicha magnitud.

Esta diferencia en cuanto a la capacidad resistente a corte, obliga a poseer columnas de mayor sección transversal por la V-2006, de forma que para dichas juntas se cumpla con este criterio. En las Tablas VII.16 y VII.22 se observa que fueron necesarias columnas con anchos de 10 cm mayores entre diseño y otro.

Al chequear la relación demanda/capacidad en las diferentes juntas de los últimos seis niveles de pórtico, se obtuvo que para ambos casos se utilizaron los mismos criterios, ya que el edificio presenta dimensiones de columnas y vigas iguales para todos los niveles, y que a su vez las vigas de ambas direcciones (también de 40cm de ancho) representan miembros confinantes con respecto a las columnas (de dimensiones iguales o menores a 50cm), en este sentido los valores a usar de la constante " γ_j " para obtener la resistencia al corte del concreto del nodo son iguales para las dos versiones, tomando 5,3 para las juntas centrales (ejes B,C,D y E) y 4,0 para las juntas esquineras (ejes A y F).

Es importante señalar que por asumir que las vigas se encuentran centradas con respecto a las columnas, las áreas efectivas de las juntas coinciden con las áreas de las columnas, en un proyecto real, en donde por lo general las vigas no están alineadas con las columnas, las secciones requeridas para ambas versiones aumentarían de forma considerable, al ser las áreas efectivas menores a las áreas de las columnas.

8.2.5. Resistencia Mínima a Flexión de Columnas

Como ya fue explicado en el punto 8.1.5 debido a que en el diseño general del presente trabajo no se tomó en cuenta para la verificación de este aspecto el Procedimiento 2 propuesto en la V-2006, para ambas versiones de la Norma 1753 se aplicó la Verificación por Nudo, cuyos criterios a contemplar son iguales; por lo tanto el resultado obtenido para ambos diseños dependió únicamente de las características propias de las secciones con sus armados y las solicitaciones de carga axial.

Debido a que los armados presentes en las vigas son iguales para casi todos los casos no existen grandes diferencias en los momentos teóricos provenientes de éstas " M_v " para los diferentes niveles, los cuales se muestran en la Tabla VII.13 para el diseño basado en la V-1987 y en la Tabla VII.19 para el diseño basado en la V-2006, siendo tan solo para las vigas de los Niveles 7, 8 y 9, en donde existe alguna discrepancia.

Para obtener el diseño se generaron las familias de diagramas de interacción para cada columna con diferentes armados, partiendo del requerido por flexo-compresión, de forma que al cortar estos con las cargas axiales últimas " P_u " críticas en cada una, se determinó la configuración de armado necesaria para satisfacer con la relación de 1,20 entre los momentos de las vigas " M_v " y las columnas " M_c ". Para los primeros seis niveles, no fue necesario modificar los armados resultantes por flexión y carga axial, originando entonces que para la V-2006 se obtuvieran relaciones entre las sumatorias de momentos de columnas y vigas mayores, ya que estas poseen una mayor sección y por lo tanto una mayor capacidad de resistir momentos para cargas axiales similares.

Por su parte para lograr que en los nodos de los seis últimos niveles se cumpla con la relación mínima establecida, fue necesario aumentar las cuantías en las columnas, teniendo que armar las mismas con barras de 3/4" y 7/8". Los resultados entre versiones para dichos niveles son cercanos, ya que las columnas poseen secciones iguales.

Es importante señalar que dentro de las Tablas VII.17 y VII.23, solo se presentan los resultados para los pisos superiores, de cada unidad de diseño, puesto que al estar sometidos a menor carga axial, resultan ser los limitantes para el diseño, además que en los pisos 6 y 9 se encuentran las reducciones de anchos en las columnas. En definitiva, entre ambos diseños la única diferencia existente en el resultado es que para los primeros niveles por la V-2006 se obtienen mayores cocientes " $\Sigma M_c / \Sigma M_v$ ".

8.2.6. Diseño del Refuerzo Transversal de Columnas

En cuanto a las fuerzas de diseño " V_e " para cada columna por ambas versiones de la Norma 1753, se puede observar que los valores obtenidos por la V-1987 son menores que los obtenidos por la V-2006, como se puede apreciar en la Tabla VIII.2, en donde se comparan además de las fuerzas cortantes de diseño las separaciones de cálculo requeridas " s_{Cal} ".

Dicha diferencia existente entre las fuerzas cortantes " V_e " por ambas versiones, es debido a que en la V-1987 limitó el Procedimiento 2 descrito en la Tabla IV.5, en donde estas fuerzas son obtenidas de los cortantes provenientes del sismo " V_{SISMO} " y las acciones gravitacionales " V_o " resultantes del análisis estructural, mientras que para la V-2006 es obtenida a partir de la fuerza axial mayorada que produzca el mayor momento en los extremos de la columna " M_{pr} ", dependiendo entonces de la sección y armado que posea cada columna.

Al ser distintas las fuerzas cortantes además de tener un factor de minoración menor conllevó en obtener separaciones de cálculo " s_{Cal} " bastante menores por la V-2006, en la Tabla VIII.2 se muestran los porcentajes de diferencia entre ambos diseños.

Tabla VIII.2 Comparación de Fuerzas de Diseño en Columnas. Modelo #1.

		COLUMNAS	EJE A	EJE B	EJE C
FUERZAS DE DISEÑO	PB-P1	V _e (Kgf) V-1987	33402	53827	53705
		V _e (Kgf) V-2006	81250	127083	127500
		% Diferencia	143.3	136.1	137.4
	P2-P3	V _e (Kgf) V-1987	30300	47710	49060
		V _e (Kgf) V-2006	62292	105625	105625
		% Diferencia	105.6	121.4	115.3
	P6-P7	V _e (Kgf) V-1987	26890	34340	34920
		V _e (Kgf) V-2006	38646	49375	49375
		% Diferencia	43.7	43.8	41.4
	P9-P10	V _e (Kgf) V-1987	18670	19220	19240
		V _e (Kgf) V-2006	25938	32188	32188
		% Diferencia	38.9	67.5	67.3
SEPARACIONES DE CÁLCULO	PB-P1	S _{cal} (cm) V-1987	36.36	41.06	42.43
		S _{cal} (cm) V-2006	9.12	9.94	9.95
		% Diferencia	74.9	75.8	76.5
	P2-P3	S _{cal} (cm) V-1987	45.33	10.00	10.00
		S _{cal} (cm) V-2006	11.89	12.78	12.87
		% Diferencia	73.8	27.8	28.7
	P6-P7	S _{cal} (cm) V-1987	50.69	33.39	32.66
		S _{cal} (cm) V-2006	17.57	12.97	13.06
		% Diferencia	65.3	61.1	60.0
	P9-P10	S _{cal} (cm) V-1987	34.21	37.34	37.87
		S _{cal} (cm) V-2006	9.09	10.95	10.99
		% Diferencia	73.4	70.7	71.0

En cuanto a los criterios para considerar el aporte del concreto en la resistencia cortante “V_c”, proporcionaron los mismos resultados para todas las columnas centrales, en donde solo para el último nivel se desprecia dicho aporte, puesto que para el resto de entresijos las cargas axiales son suficientes para considerarlo. Por otro lado en los Ejes A y F, se obtuvo resultados distintos puesto que la relación entre dichas cargas axiales y las áreas de las columnas afectaron, haciendo considerar nulo tal aporte solo por la V-2006, este hecho ocasionó que la diferencia entre las separaciones de cálculo “s_{cal}” para estos ejes sean mayores que las presentes para las columnas centrales, tal como se aprecia en la Tabla VIII.2.

Al comparar las “s_{cal}” con el resto de criterios normativos “s_{Req}” y con las ecuaciones por confinamiento “s_{Conf}”, resultó que para la V-1987, se requieren para las columnas desde Piso 6 hasta el Techo menores separaciones (8cm) que

para la V-2006, debido a que resultó limitante la ecuación (4-18) por confinamiento, mientras que en la V-2006 lo fue el criterio “ $d/4$ ” para todas las columnas no armadas con barras de 5/8”, en donde el criterio para evitar el pandeo gobernó el diseño. Solo para las columnas de los Ejes A y F entre Piso 9 y Piso 11, la separación de cálculo “ s_{Cal} ” predominó por encima del resto de criterios, debido a que para estos niveles se despreció la contribución del concreto. De querer obtener separaciones mayores para la V-1987 sería necesario colocar una cuarta rama solo para dicha versión.

Por su parte para las columnas entre Planta Baja y Piso 1 por la V-2006 las separaciones de cálculo “ s_{Cal} ” gobiernan por sobre los demás criterios normativos, siendo a su vez menores que las requeridas por la V-1987, en donde, ni por cálculo o confinamiento se obtuvieron separaciones menores a la máxima permisible (10cm). Para las columnas desde Piso 1 hasta Piso 6 también se obtienen menores separaciones por la V-2006, pero esta vez debido al criterio para evitar el pandeo, puesto que se encuentran armadas con barras de 5/8” mientras que para la V-1987 siguen prevaleciendo los 10cm. Para las secciones de dichos niveles fueron colocadas el número máximo de ramas, debido a que al emplear menos, para la V-2006 se requerían separaciones menores a los 7cm.

En definitiva, para los niveles superiores si bien las separaciones de cálculo obtenidas para la V-1987 son mucho mayores, además de que dicha versión no posee criterio alguno para evitar el pandeo de las barras de acero longitudinales debido al armado por confinamiento “ s_{Conf} ” resultó en separaciones menores que las obtenidas por la V-2006; mientras que para los niveles inferiores al ser las separaciones de cálculos “ s_{Cal} ” más determinantes en conjunto con el criterio por pandeo, si conllevó en resultados más exigentes para esta última que por la V-1987.

8.3. Cuadro Comparativo Resumen entre Modelos

A continuación se presenta el cuadro con el desglose para ambos modelos:

	MODELO #1 - PORTICO 4 PISOS	MODELO #2 - PORTICO 12 PISOS
Diseño por Flexión en Vigas	No existen diferencias significativas entre los diseños basados en ambas versiones de la Norma 1753, en cuanto a las áreas de acero requeridas en apoyos ni tramos.	No existen diferencias significativas entre los diseños basados en ambas versiones de la Norma 1753, en cuanto a las áreas de acero requeridas en apoyos ni tramos.
Criterio para Prevención de Fallas por Adherencia.	Obliga a colocar una doble capa de barras de acero en los apoyos de las vigas de Piso 1 y Piso 2, para el diseño basado en la V-2006, debido a que no se puede emplear barras con diámetros mayores a 3/4".	No afecta significativamente en el diseño debido a que las dimensiones de las columnas permiten emplear para el armado de las vigas, diámetros suficientes para colocar una sola capa de barras. Por lo cual, con excepción de las vigas de Pisos 7, 8 y 9, los armados para ambas versiones de la Norma 1753 son iguales.
Diseño por Corte del Refuerzo Transversal en Vigas	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Fuerzas de Diseño un 10% mayor para la V-2006, debido al corte gravitatorio actuante. ⇒ Diferencias en cuanto al aporte de resistencia del concreto ocasiona "Separaciones de Cálculo" considerablemente menores por el diseño basado en V-2006. ⇒ A pesar de la diferencia en cuanto a "Separaciones de Cálculo", el criterio para colocación "d/4" priva para todas las vigas en ambos diseños, menos las de Piso 1, en donde V-2006 proporciona una menor separación final. 	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Fuerzas de Diseño un 8% mayor para la V-2006, debido al corte gravitatorio actuante. ⇒ Aumento de las fuerzas de diseño y distintos factores de minoración por corte, proporcionan "Separaciones de Cálculo" menores por el diseño basado en V-2006. El aporte de resistencia del concreto no representa cambios entre versiones, ya que para ambas es considerado nulo. ⇒ Con excepción de las vigas del Techo, el criterio para colocación del refuerzo transv. "d/4" no priva con respecto a las "Separaciones de Cálculo", por lo cual, el resultado basado en la V-2006 proporciona una menor separación final en las vigas de Piso 1, Piso 2 y Piso 3.

<p>Diseño por Flexión y Carga Axial en Columnas</p>	<p>Con excepción de las columnas esquineras entre Piso 1 y Piso 3 se requiere mayor área de acero longitudinal para el diseño fundamentado en la V-2006, por lo cual al colocar armados iguales debido a otros aspectos, las relaciones Demanda/ Capacidad de este se encuentran más cercanas a la unidad. La diferencia se hace más importante para las columnas centrales entre PB y Piso 1.</p> <p>Con excepción de las columnas esquineras entre Piso 1 y Piso 2 para todas las columnas del pórtico se requiere mayor área de acero longitudinal para el diseño fundamentado en la V-2006, si bien los valores mostrados en las tablas de resultados para las columnas hasta el Piso 6 presentan relaciones Demanda/Capacidad mayores para la V-1987, esto se debe a que para estos niveles se colocaron columnas de secciones más grandes para la V-2006, como resultado de otro aspecto.</p>
<p>Verificación del Corte en las Juntas</p>	<p>No representa diferencia alguna entre versiones, debido a que se trata de columnas con miembros confinantes.</p> <p>⇒ Para que las juntas desde Piso 1 hasta Piso 6 chequeen, es necesario columnas de mayor sección para la V-2006, debido a que se trata de juntas no confinadas, tanto para las esquinas como para los nodos centrales, fue necesario aumentar en 10 cm el ancho principal de las columnas con respecto a la sección requerida para la V-1987.</p> <p>⇒ Para las juntas desde Piso 6 hasta el Techo, la verificación por Corte no representa diferencia entre diseños, debido a que las juntas se encuentran confinadas.</p>
<p>Resistencia Mínima a Flexión en Columnas</p>	<p>No conlleva a discrepancias entre diseños, debido a que presenta para ambas variantes secciones iguales y armados similares en vigas.</p> <p>No conlleva a discrepancias entre diseños, debido a que presenta para ambas variantes las secciones y armados de vigas iguales, pero si presenta cocientes mayores en los primeros seis niveles, para la V-2006, debido a que posee columnas de mayor sección.</p>

**Diseño por
Corte del
Refuerzo
Transversal
en
Columnas**

- ⇒ Fuerzas de Diseño un 50% mayor para la V-2006, debido a que es resultado de la articulación de sus extremos, mientras que por la V-1987 es obtenida a partir del corte producido por el sismo de diseño. Para las columnas del último piso, la diferencia existente es del 15%, ya que para este nivel por la V-1987 las fuerzas se obtienen también por la articulación de sus extremos, pero para momentos teóricos.
- ⇒ Se obtienen diferencias importantes con respecto a las “Separaciones de Cálculo”, siendo las obtenidas por la V-2006 menores, ya que la discrepancia entre las fuerzas de diseño es muy alta, aunado al cambio del factor de minoración.
- ⇒ Con excepción de las columnas esquineras entre Piso 1 y Piso 2, para el diseño basado en la V-2006, aún siendo las “Separaciones de Cálculo”, bastante menores que las resultantes por la otra versión, estas no resultan determinantes, con respecto a otros criterios de colocación tales como un cuarto de la menor dimensión del miembro y “ $6\Phi_{menor}$ ” para evitar el pandeo. En resumen, para las columnas centrales desde Pb hasta Piso 3 privo como separación $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión, y para el resto el criterio por pandeo, ya que poseen barras longitudinales de 5/8”. En ningún caso la separación por Confinamiento resultó limitante.
- ⇒ Para el diseño basado en la V-1987 priva por encima de los

- ⇒ Fuerzas de Diseño un 130% mayor para la V-2006, debido a que es resultado de la articulación de sus extremos, mientras que por la V-1987 es obtenida a partir del corte producido por el sismo de diseño. Para las columnas del último piso, la diferencia existente es del 20%, ya que para este nivel por la V-1987 las fuerzas se obtienen también por la articulación de sus extremos, pero para momentos teóricos.
- ⇒ Como resultado de la enorme discrepancia entre las fuerzas de diseño arrojadas se obtienen importantes diferencias en las “Separaciones de Cálculo”, siendo menores por la V-2006.
- ⇒ Para las columnas entre Pb y Piso 6, en cuanto al diseño basado en la V-2006, las “Separaciones de Cálculo”, resultan limitantes para todas las columnas que no se encuentran armadas con barras de 5/8”, siendo para el entrepiso entre Pb y Piso 1, donde menor separación es requerida. Para todas las Columnas entre Piso 6 y Techo, con excepción de los tramos esquineros entre Piso 9 y Piso 11, donde privó la separación obtenida a partir de las fuerzas de diseño, resultaron limitantes los criterios de colocación por la mínima dimensión o debido al pandeo. En ningún caso la separación por Confinamiento resultó limitante.
- ⇒ Para el diseño basado en la V-1987 priva por encima de los resultados de cálculos y otros criterios de colocación, la separación por confinamiento solo para los últimos seis

resultados de cálculos y otros criterios de colocación, la separación por confinamiento para todos los niveles, siendo estas a su vez menor, que las colocadas para la V-2006.

niveles, mientras que para las columnas desde Pb hasta el Piso 6 resulta definitorio la separación máxima permitida, es decir, 10cm.
⇒ Contrastando los resultados, por ambas versiones, la V-2006 es más exigente para los seis primeros niveles, mientras que la V-1987 lo es para los últimos seis.

8.4. Aspectos de Diseño Adicional

8.4.1. Verificación por Nivel de la Resistencia Mínima a Flexión de las Columnas

A partir de los resultados observados en las Tablas VII.25 y VII.27 se aprecia que para ambos modelos los armados de columnas resultantes del diseño general basado en la Norma 1753-2006 no cumplen con la mínima resistencia a flexión, si esta es calculada por el “Procedimiento 2”, ya que dichos armados son consecuencia del diseño por flexo-compresión o en su defecto para satisfacer la resistencia mínima a flexión pero verificada por nodo, es decir, aplicando el “Procedimiento 1”.

Se pudo comprobar la validez de las conclusiones hechas por Aponte (2009), quien especificó que el cociente entre la sumatoria de momentos resistentes teóricos de las columnas y la sumatoria de momentos resistentes teóricos de las vigas, es alrededor de un 40% menor si es obtenido empleando la verificación por nivel que al ser obtenido siguiendo la verificación por nodos. Es por ello que para aquellas columnas en donde dicha relación derivada de la segunda opción se encuentra cercana al valor de “1,20”, al aplicar la verificación por nivel esta se encuentra por debajo de lo mínimo requerido (1,20).

Para las columnas del modelo de 4 pisos, en donde la mayoría de sus armados finales fueron producto de satisfacer la resistencia mínima a flexión (con cocientes " $\Sigma M_c/\Sigma M_v$ " entre 1,20 y 1,30) al aplicar la verificación por nivel se obtuvo cocientes " $\Sigma M_{cn}/\Sigma M_{vn}$ " alrededor de "0,70", de tal manera que para satisfacer esta verificación sin aumentar la sección de las columnas es necesario incrementar sus cuantías geométricas alrededor del doble que lo inicialmente colocado, llegando a ser superiores del 4%. Este incremento conduce a utilizar diámetros de barra mayores a 1" como se muestra en la Tabla VII.26.

En cuanto a las columnas del modelo de 12 pisos, para los primeros seis niveles, en donde los armados iniciales fueron resultado del diseño por flexión y carga axial teniendo cocientes " $\Sigma M_c/\Sigma M_v$ " muy superiores a "1,20" (alrededor de 2,10 para piso 3 y 1,50 para piso 6) al aplicar la verificación por nivel se obtuvo cocientes " $\Sigma M_{cn}/\Sigma M_{vn}$ " por encima de "0,90", pero en ningún caso superior al mínimo requerido. De esta forma el incremento necesario de cuantías para cumplir dicha verificación no resultó tan exagerado, no teniendo la necesidad en algunos niveles de modificar los armados de todas las columnas. Por otro lado en los últimos seis niveles ocurrió el mismo fenómeno que para el modelo de 4 pisos, en donde al existir cocientes " $\Sigma M_c/\Sigma M_v$ " cercanos a "1,20" fue requerido un importante aumento del área de acero, tal como se aprecia en la Tabla VII.28.

Una vez comentado esto, es importante señalar que de ser empleado el "Procedimiento 2" propuesto en la Norma 1753-2006, los resultados del diseño sismorresistente entre versiones presentan importantes diferencias, puesto que para cumplir con la resistencia mínima a flexión de las columnas se dispondrán de columnas con mucho mayor área de acero longitudinal, o en su defecto aumentos importantes en las dimensiones de sus secciones; exceptuando aquellos niveles en donde todas sus columnas posean armados resultantes por flexión y carga axial con coeficientes " $\Sigma M_c/\Sigma M_v$ " superiores a "2,20".

8.4.2. Refuerzo Transversal por Confinamiento Incluyendo Efecto de la Carga Axial

Al evaluar la influencia de la carga axial en la determinación del refuerzo transversal para confinamiento, orientado en este trabajo al obtener las separaciones requeridas para ello " S_{Conf} " fijando el número de ramas más apropiado, sea para efecto de soporte lateral o requerido para el diseño por corte; se obtuvo que para el modelo #1 de 4 niveles el factor de multiplicación calculado según la ecuación (2-20) nunca superó la unidad debido a los bajos valores de cargas axiales presentes, conllevando a que las separaciones requeridas entre refuerzos " S_{Conf} " aumenten. En los primeros niveles el incremento no fue tan significativo como en los últimos, en donde la separación por confinamiento llegó a ser casi el doble de la requerida sin incluir el efecto de la Carga Axial. En cuanto al modelo #2 de 12 pisos el factor de multiplicación superó la unidad para los primeros seis niveles, aumentando entonces las áreas de acero requeridas para esas secciones, disminuyendo consigo al mantener el número de ramas la " S_{Conf} " hasta un 15% para las columnas entre planta baja y piso 1. En los últimos seis pisos el factor es menor que la unidad y por lo tanto requiere de menor área de refuerzo y en consecuencia mayor separación.

Si bien para algunos miembros existió una disminución en las " S_{Conf} ", estas no conllevan a modificaciones en el resultado final como se observa en la Tabla VII.30, puesto que en estas columnas siguen prevaleciendo otros criterios como lo son el diseño por corte o la prevención del pandeo del refuerzo longitudinal. En todos los elementos en donde aumentó la " S_{Conf} " tampoco hubo modificaciones en el resultado ya que para ninguno gobernaba el confinamiento por sobre el resto de criterios.

Según lo obtenido para los modelos en estudio, esta alternativa del refuerzo de confinamiento no produce afectación alguna al diseño, pero debe tenerse en cuenta, debido a que en miembros sometidos a mayores cargas axiales en donde el diseño por corte no prevalezca, puede ocasionar modificaciones. Otro aspecto a contemplar es la incorporación de otras variables dentro de la metodología de cálculo como lo sugieren otras normas internacionales.

CONCLUSIONES

Producto de la comparación realizada entre los Diseños Sismorresistentes en concreto armado para un ND3, basados en la aplicación de los criterios establecidos en ambas versiones de la Norma 1753 para cada uno de los dos pórticos definidos, de 4 y 12 pisos, se pueden concluir los siguientes aspectos:

- ⇒ Independientemente del pórtico diseñado y de la versión de la Norma 1753 usada, el criterio del chequeo de la resistencia al corte del nodo condiciona la geometría de las columnas y la verificación de la resistencia mínima a flexión determino el armado longitudinal de ellas casi en la totalidad de los casos.
- ⇒ Las modificaciones presentes entre las versiones de la Norma 1753 en cuanto a factores de minoración de resistencias y combinaciones de acciones, no se traducen en grandes diferencias en cuanto al diseño de los elementos sometidos a flexión. Por otro lado, dichas modificaciones, si conllevan a ligeras diferencias en cuanto al diseño de los elementos sometidos a flexión y carga axial, particularmente las columnas ubicadas entre planta baja y piso 1, hecho que ocurre en ambos modelos, por lo cual pudiesen originar diferencias en cuanto al diseño por capacidad.
- ⇒ El valor usado del coeficiente que define la relación de endurecimiento del acero en el diseño de los modelos por ambas versiones de norma fue de 1,25. Pero es importante mencionar que la versión FONDONORMA 1753-2006 menciona en su comentario que para barras de acero con alto contenido de carbono, pudiera emplearse un valor de “1,40”, mientras que para la COVENIN 1753-1987 se mantiene en “1,25”. Este aspecto implica considerar que las armaduras traccionadas en los elementos son capaces de resistir mayores esfuerzos para la versión 2006, y como consecuencia obtener momentos resistentes máximos probables superiores, ocasionando entre otras cosas mayores fuerzas de diseño para el corte de vigas, columnas y nodos

que pueden llegar a modificar de forma significativa los resultados en cuanto al refuerzo transversal y dimensiones de las secciones.

- ⇒ El criterio para evitar la falla por adherencia presente en la versión 2006 conduce que para edificaciones bajas, en donde las secciones de columnas tienden a ser considerablemente pequeñas es un criterio predominante en la escogencia de su sección transversal o en su defecto el diámetro de las barras longitudinales de las vigas.
- ⇒ Para el diseño del refuerzo transversal en vigas, se encontró para el caso particular de edificaciones bajas, modelo #1, que el aporte de la resistencia del concreto es nula para la versión 2006 a diferencia de la versión 1987, pero dicha diferencia no origina en la mayoría de los casos cambios en los resultados.
- ⇒ La disminución del factor de minoración de resistencia al corte de la versión 1987 a la versión 2006, ocasiona que se obtengan diferencias considerables en sus resultados tanto en edificios bajos como edificios altos, principalmente en estos últimos, donde las fuerzas cortantes de diseño se hacen importantes, debido a la presencia de armados longitudinales con mayores áreas de acero en los extremos de los miembros.
- ⇒ Las modificaciones presentes entre ambas versiones de la Norma 1753 con respecto a la resistencia al corte de las juntas conllevan que para los primeros niveles de edificaciones altas, el ancho de las columnas se hace considerablemente mayor al de las vigas, originando que dichas juntas no se encuentren debidamente confinadas, dando lugar a generar mayores secciones de columnas según la versión 2006 que para el diseño fundamentando según la versión de 1987.
- ⇒ El criterio para evitar el pandeo en columnas del acero de refuerzo longitudinal, presente en la versión 2006 de la Norma 1753 conlleva en limitaciones importantes para el armado, puesto que induce a no emplear barras de 5/8", ya que al ser utilizadas, las separaciones de los refuerzos transversales se hacen pequeñas, pudiendo gobernar por sobre los demás criterios de colocación o resultados del diseño por corte.

- ⇒ Con respecto a la resistencia mínima a flexión en las columnas, no se puede concluir a partir del diseño general realizado inicialmente, debido a que como ya fue mencionado a lo largo del documento, no fue tomado en cuenta para el desarrollo, el segundo procedimiento sugerido en la versión del 2006, quedando entonces que cualquier diferencia entre resultados fue debido a las secciones de columnas y vigas presentes, más no producto de los criterios de análisis.
- ⇒ De ser usado el procedimiento de verificación por nivel, sugerido en la versión FONDONORMA 1753-2006, las secciones de las columnas o en su defecto sus áreas de acero longitudinal requeridas para cumplir con la resistencia mínima a flexión serían muy superiores que las necesarias para la verificación por nodo a emplear para la versión COVENIN 1753-1987, originando entonces diferencias para el resto de aspectos de diseño.
- ⇒ Para el diseño del refuerzo transversal en columnas usando las expresiones de confinamiento, la versión 1987 de la norma donde las secciones de columnas menores de 45cm resulta limitante, necesitando separaciones incluso menores que el criterio de colocación “ $d/4$ ”; por otro lado en cuanto a columnas con dimensiones mayores a estas, este aspecto no influye en los resultados. Por su parte para la versión 2006, dicho criterio por confinamiento, no resulta en ninguno de los casos limitante, ni para secciones pequeñas donde prevalecen los criterios de colocación, y tampoco en secciones con dimensiones mayores a los 50 cm, donde para la mayoría de los casos el resultado del diseño por corte se impone.
- ⇒ Para que el efecto de considerar la carga axial en la determinación del refuerzo para confinamiento sugerido en los comentarios de la versión FONDONORMA 1753-2006 modifique los resultados, se debe poseer cargas axiales extremadamente altas, de modo que aumente significativamente el área de acero requerida en las ligaduras y que a su vez no prevalezca el diseño por corte, lo cual es poco probable puesto que para resistir tales fuerzas axiales se requiere de un área de acero longitudinal importante y con ello se producen grandes fuerzas cortantes.

- ⇒ En cuanto al procedimiento propuesto en la versión 1987 de la Norma 1753 para obtener las fuerzas de diseño basado en los cortantes sísmicos resultados del análisis estructural, dicho procedimiento origina fuerzas muy bajas, las cuales se traducen en separaciones del refuerzo transversal requerido por cálculo muy altas, no siendo nunca determinantes en el resultado. A su vez, se puede inferir a raíz de los resultados de los dos modelos, que a medida que se tienen más niveles en la estructura, con secciones de columnas mayores, la diferencia entre estos valores y los obtenidos a partir del procedimiento basado en la articulación de los extremos de las columnas se hacen mayor.
- ⇒ Los resultados obtenidos a partir de las fuerzas de diseño aplicando los procedimientos de la versión 2006 de la Norma 1753, si resultan determinantes, ya que a medida que se tienen columnas de mayor sección y cuantía geométrica, sometidas a grandes cargas axiales, aún colocando el máximo número de ramas posibles, se obtendrán separaciones del refuerzo transversal requeridas por cálculo menores que las requeridas por confinamiento y demás criterios de colocación.
- ⇒ En definitiva se puede concretar que para edificaciones de baja altura, con secciones de columnas con dimensiones menores a los 50 cm el diseño de los refuerzos transversales en columnas resulta ser más riguroso para la versión de 1987 con respecto al basado en la versión 2006, puesto que como ya fue comentado, este resulta ser más exigente para mantener el núcleo de las mismas confinado, y el diseño por corte en pocas oportunidades prevalece.
- ⇒ En cuanto a edificaciones de mayor altura, con un número considerable de niveles (a partir de 8 a 10 pisos), en donde son requeridas por flexo-compresión u otros aspectos de diseño secciones de columnas con dimensiones importantes fuertemente armadas, resulta ser mucho más exigente el diseño de los refuerzos transversales en columnas para la versión 2006 con respecto al basado en la versión de 1987, ya que en estos el diseño por corte conlleva armados transversales más severos, y por la V-1987 limitan los criterios de colocación.

- ⇒ Muy particularmente es necesario resaltar que por la versión 1987 en ningún caso es posible obtener para las zonas confinadas de las columnas separaciones del refuerzo transversal mayores a 10cm mientras que por la versión 2006 si se puede, siempre y cuando las barras longitudinales arriostradas de las columnas se encuentren separadas entre sí a menos de 35cm.
- ⇒ En cuanto a los criterios para el detallado, el más importante es referente a los refuerzos transversales, sean ligaduras o estribos, puesto que se presentan cambios considerables entre versiones en cuanto al ángulo de dobles en sus ganchos, puesto que la versión FONDONORMA 1753-2006 contempla que dicho ángulo no debe ser en ningún caso menor de 135° , mientras que para la versión COVENIN 1753-1987 no especifica. Además dicha versión también es más exigente en refuerzos de una rama, ya que exige un extremo a 135° y el contrario a 180° mientras que la otra requiere de un extremo a 135° y el otro a 90° .
- ⇒ Al evaluar las longitudes de transferencia a tracción y empalmes por solape exigidos por cada versión de la Norma 1753, se presentan diversos aspectos relevantes; el primero es concerniente a la incorporación en las ecuaciones de cálculo de la versión 2006 de la contribución del refuerzo transversal, lo cual puede conllevar en menor longitudes, y el segundo es correspondiente a la presencia en la versión 1987 de los empalmes “Clase C”, no contemplados en la más reciente.

En general para edificaciones de pocos pisos, a pesar de existir discrepancias importantes en los procesos de cálculo no se obtienen grandes diferencias en cuanto a los resultados del diseño por ambas versiones de la Norma, representando solo el refuerzo transversal por confinamiento el aspecto a resaltar, así como una serie de detalles constructivos. Por el contrario para edificaciones con mayor número de pisos, el diseño por ambas versiones conlleva a resultados con cambios sustanciales, tales como la necesidad de mayores dimensiones en las secciones de columnas para los niveles inferiores, así como el diseño de los refuerzos transversales tanto en columnas como para vigas.

RECOMENDACIONES

Respecto a la metodología del trabajo especial de grado se recomiendan los siguientes puntos:

- ⇒ Se propone continuar el estudio evaluando modelos de estructuras que presenten alguna irregularidad, diferencia entre las longitudes de los vanos consecutivos, distintas alturas de entresijos, entre otros.
- ⇒ Extender el estudio a edificaciones de mayor altura, que presenten más de 12 niveles, de forma que se pueda apreciar si los resultados entre los diseños basados en ambas versiones de la Norma 1753 difieren en mayor o menor medida que los obtenidos en el presente trabajo.
- ⇒ Continuar el estudio para edificaciones con un nivel de diseño ND2.
- ⇒ Se recomienda realizar nuevos diseños empleando método de análisis tridimensionales, de tal manera que se evalúen los resultados para estructuras completas y sea factible elaborar comparaciones en cuanto a cálculos métricos y presupuestos.

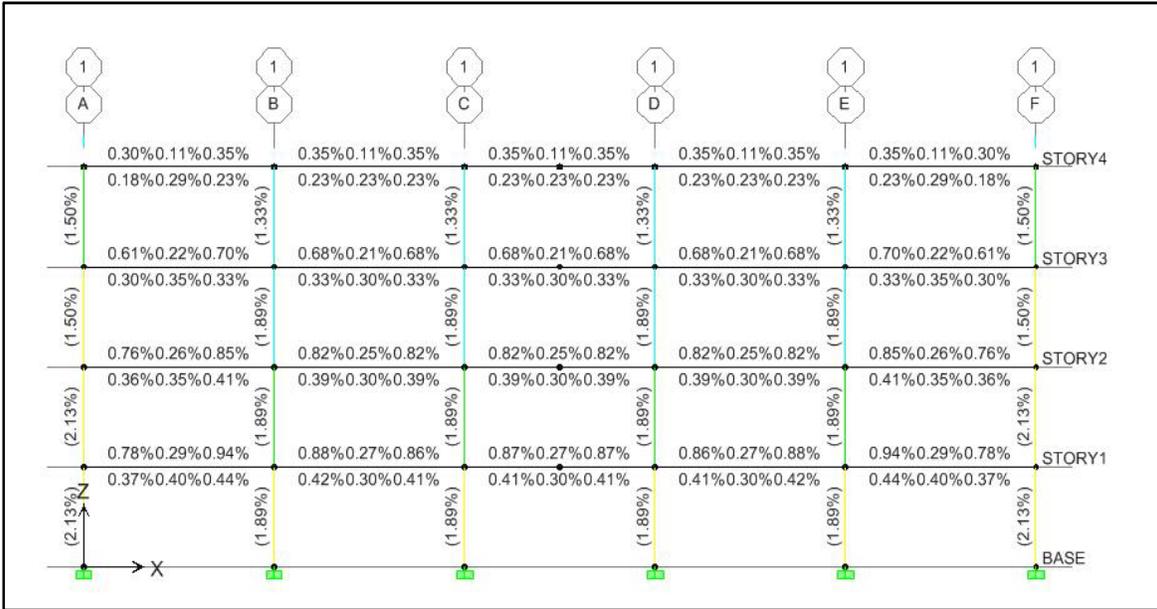
En cuanto a los aspectos normativos se recomiendan los siguientes aspectos:

- ⇒ Mejorar la explicación de los articulados presentes en los Capítulos 18 de forma que faciliten la interpretación y aplicación de los criterios estipulados en cada uno, en la mayoría de los casos se requiere un mayor desarrollo de los aspectos de diseño.
- ⇒ Complementar las explicaciones con un mejor apoyo gráfico en donde se expongan de una manera simple los aspectos de diseño.
- ⇒ Incluir criterios de selección en aquellos aspectos en donde se presentan varios procedimientos para su diseño, de tal manera que se oriente al profesional para la toma de decisiones. Esto es necesario principalmente para la resistencia mínima a flexión y el diseño por corte, ambos en columnas.

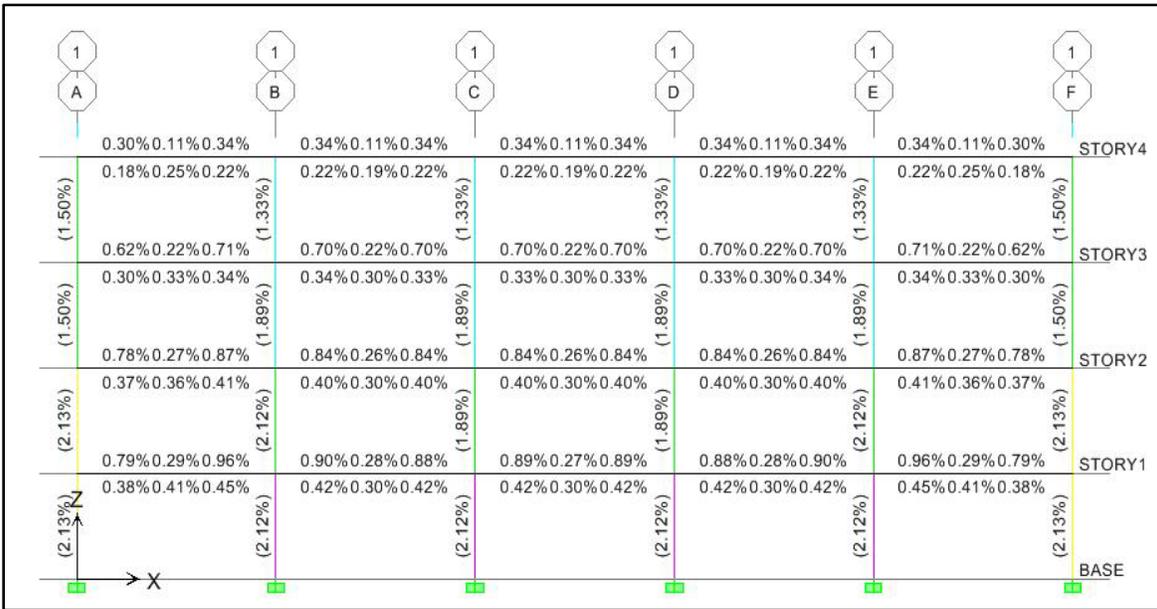
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Comisión Venezolana de Normas Industriales (1987). "*Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*" *Articulado y Comentario*. Norma Venezolana COVENIN 1753:1987. Caracas.
2. Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad (2006). "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural". Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006. Caracas.
3. Comisión Venezolana de Normas Industriales (2001). "*Edificaciones Sismorresistentes*" *Parte 1: Articulado*. Norma COVENIN 1756-1:2001. Caracas.
4. Comisión Venezolana de Normas Industriales (2001). "*Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*" *Articulado*. Norma COVENIN 2002:1988. Caracas.
5. American Concrete Institute (2008). "*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*". ACI 318-08. Farmington Hills, Michigan.
6. Gobierno del Distrito Federal (2004). "*Norma Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*". Norma Mexicana NTC-DF. Ciudad de México.
7. Park, R., y Paulay, T. (1983). "*Estructuras de Concreto Reforzado*". Ciudad de México: Editorial LIMUSA. 796 p.
8. Nilson, A. (1999). "*Diseño de Estructuras de Concreto*". (Duodécima Edición). Bogotá: Editorial McGRAW-HILL. 722 p.
9. Arnal, H., y Barboza, E. (1985). "*Diseño Antisísmico de Edificios*". Caracas: Editorial TEXTO. 322 p.
10. Bazán, E., y Meli, R. (2011). "*Diseño Sísmico de Edificios*". Ciudad de México: Editorial LIMUSA. 317 p.

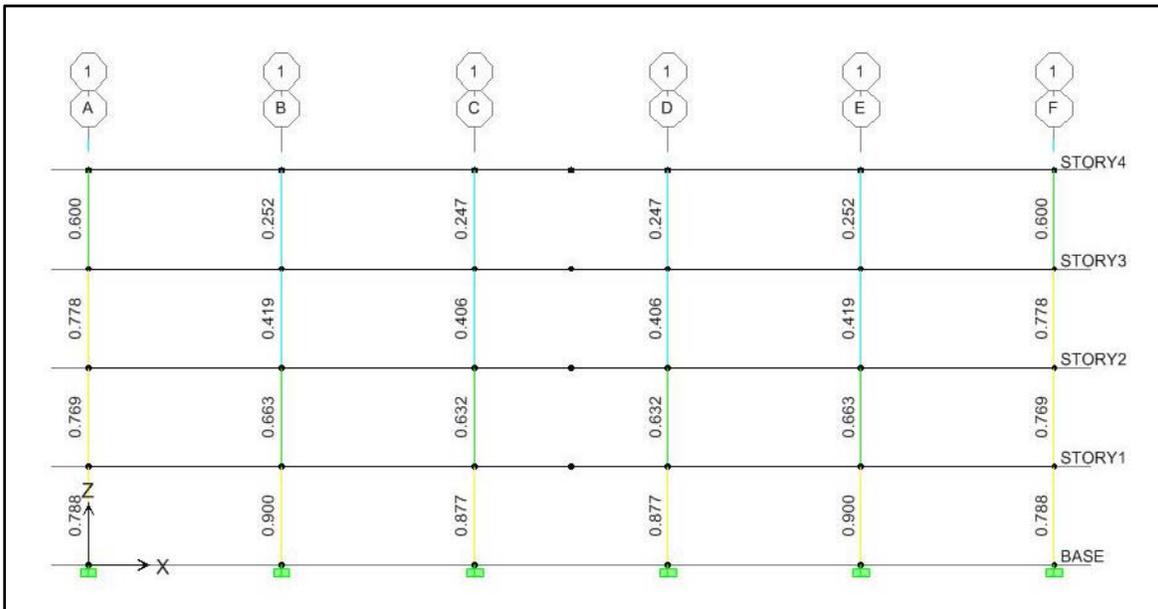
11. Teixeira, J. (2009). *“Diseño de Nodos Viga-Columna en Pórticos de Concreto Estructural”*. Trabajo Especial de Grado. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas.
12. Fernández, N. (1998). *“Estudio de Sensibilidad de las Causas que Provocaron el Colapso de la Escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco de 9 de Julio de 1997”*. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
13. Aponte, J. (2009). *“Análisis Comparativo de la Resistencia Mínima a la Flexión en Columnas de Concreto Armado”*. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
14. Fratelli, M. (2007). *“Estructuras Sismo - Resistentes”*. Caracas: Editorial UNIVE S.R.L. 228 p.



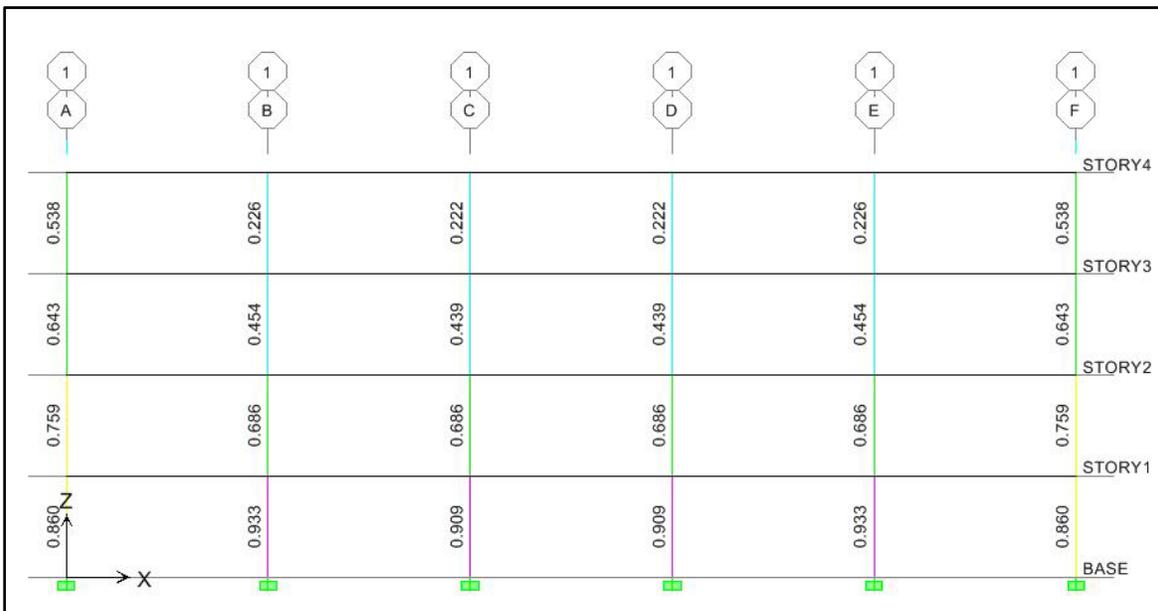
Anexo A-3 Cuantía de Acero. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.



Anexo A-4 Cuantía de Acero. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.



Anexo A-5 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión Y Carga Axial. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.



Anexo A-6 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión Y Carga Axial. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

	A	B	C	D	E	F										
	7.23	1.78	5.19	7.37	2.07	7.37	7.37	2.05	7.37	7.37	2.07	7.37	5.19	1.78	7.23	STORY12
(34.06)	3.57	5.78	2.57	4.01	4.64	4.17	4.14	4.20	4.14	4.17	4.64	4.01	2.57	5.78	3.57	STORY11
(46.45)	11.41	3.65	8.76	11.77	3.80	11.90	11.97	3.83	11.97	11.90	3.80	11.77	8.76	3.65	11.41	STORY10
(34.06)	7.37	7.37	5.72	7.37	7.37	7.37	7.37	7.17	7.37	7.37	7.37	7.37	5.72	7.37	7.37	STORY9
(46.45)	14.25	4.51	11.66	14.03	4.48	14.15	14.32	4.53	14.32	14.15	4.48	14.03	11.66	4.51	14.25	STORY8
(34.06)	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	7.17	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	7.37	STORY7
(39.74)	18.53	5.19	13.04	16.34	5.14	16.32	16.50	5.18	16.50	16.32	5.14	16.34	13.04	5.19	18.53	STORY6
(49.55)	7.93	7.37	7.37	7.85	7.37	7.84	7.92	7.37	7.92	7.84	7.37	7.85	7.37	7.37	7.93	STORY5
(39.74)	18.56	5.78	14.73	18.52	5.77	18.42	18.62	5.80	18.62	18.42	5.77	18.52	14.73	5.78	18.56	STORY4
(49.55)	8.66	7.37	7.37	8.64	7.37	8.79	8.89	7.37	8.89	8.79	7.37	8.64	7.37	7.37	8.66	STORY3
(39.74)	20.34	6.29	17.10	20.12	6.23	20.04	20.26	6.27	20.26	20.04	6.23	20.12	17.10	6.29	20.34	STORY2
(49.55)	9.66	7.36	8.20	9.56	7.37	9.52	9.63	7.37	9.63	9.52	7.37	9.56	8.20	7.36	9.66	STORY1
(28.00)	21.15	6.52	18.37	21.85	6.72	21.61	21.84	6.72	21.84	21.61	6.72	21.85	18.37	6.52	21.15	BASE
(40.00)	10.02	7.89	8.77	10.33	7.94	10.23	10.33	7.89	10.33	10.23	7.94	10.33	8.77	7.89	10.02	
(32.00)	21.99	6.76	19.80	23.40	7.37	23.15	23.37	7.37	23.37	23.15	7.37	23.40	19.80	6.76	21.99	
(40.00)	10.39	8.42	9.74	11.14	8.51	11.09	11.17	8.49	11.17	11.09	8.51	11.14	9.74	8.42	10.39	
(32.00)	23.19	7.17	21.59	24.53	7.37	24.32	24.51	7.37	24.51	24.32	7.37	24.53	21.59	7.17	23.19	
(40.00)	10.93	8.63	10.88	12.14	8.94	12.09	12.16	8.93	12.16	12.09	8.94	12.14	10.88	8.63	10.93	
(32.00)	23.96	7.37	23.17	25.43	7.37	25.24	25.36	7.37	25.36	25.24	7.37	25.43	23.17	7.37	23.96	
(40.00)	11.77	9.16	11.77	12.91	9.27	12.88	12.93	9.26	12.93	12.88	9.27	12.91	11.77	9.16	11.77	
(32.00)	24.21	7.37	24.15	25.58	7.37	25.44	25.53	7.37	25.53	25.44	7.37	25.58	24.15	7.37	24.21	
(40.00)	12.40	9.49	12.10	13.05	9.33	13.03	13.05	9.32	13.05	13.03	9.33	13.05	12.10	9.49	12.40	
(61.94)	21.17	6.97	22.75	23.01	7.27	22.81	22.89	7.22	22.89	22.81	7.27	23.01	22.75	6.97	21.17	
(82.32)	10.94	9.09	10.73	10.85	8.29	10.76	10.79	8.30	10.79	10.76	8.29	10.85	10.73	9.09	10.94	

Anexo A-7 Refuerzo Longitudinal. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

	1 A	1 B	1 C	1 D	1 E	1 F	
	7.28 1.79 4.96 3.80 4.92 2.47	7.37 2.03 7.37 3.88 4.10 4.09	7.37 2.00 7.37 4.03 3.52 4.03	7.37 2.03 7.37 4.09 4.10 3.88	4.96 1.79 7.28 2.47 4.92 3.80		STORY12
(34.06)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(34.06)	
	11.81 3.78 9.38 7.37 7.37 6.12	12.24 3.95 12.37 7.37 6.83 7.37	12.41 3.98 12.41 7.37 6.43 7.37	12.37 3.95 12.24 7.37 6.83 7.37	9.38 3.78 11.81 6.12 7.37 7.37		STORY11
(34.06)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(34.06)	
	14.89 4.71 12.44 7.37 7.37 7.37	14.62 4.67 14.76 7.37 7.23 7.37	14.89 4.71 14.89 7.37 6.83 7.37	14.76 4.67 14.62 7.37 7.23 7.37	12.44 4.71 14.89 7.37 7.37 7.37		STORY10
(34.06)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(46.45)	(34.06)	
	17.28 5.41 13.97 8.26 7.37 7.37	17.04 5.34 17.04 8.17 7.37 8.17	17.18 5.38 17.18 8.23 7.37 8.23	17.04 5.34 17.04 8.17 7.37 8.17	13.97 5.41 17.28 7.37 7.37 8.26		STORY9
(39.74)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(39.74)	
	19.43 6.03 15.76 9.25 7.37 7.58	19.31 6.00 19.24 9.20 7.37 9.16	19.39 6.02 19.39 9.23 7.37 9.23	19.24 6.00 19.31 9.16 7.37 9.20	15.76 6.03 19.43 7.58 7.37 9.25		STORY8
(39.74)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(39.74)	
	21.14 6.52 18.27 10.02 7.91 8.73	20.96 6.47 20.87 9.94 7.43 9.90	21.06 6.50 21.06 9.98 7.37 9.98	20.87 6.47 20.96 9.90 7.43 9.94	18.27 6.52 21.14 8.73 7.91 10.02		STORY7
(39.74)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(49.55)	(39.74)	
	22.05 6.78 18.67 10.42 8.22 8.91	22.21 6.82 21.99 10.49 8.19 10.39	22.19 6.82 22.19 10.46 8.16 10.46	21.99 6.82 22.21 10.39 8.19 10.49	18.67 6.78 22.05 8.91 8.22 10.42		STORY6
(36.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(36.00)	
	23.14 7.08 19.87 10.90 8.70 9.45	23.57 7.20 23.34 11.09 8.69 10.99	23.57 7.20 23.57 11.09 8.70 11.09	23.34 7.20 23.57 10.99 8.69 11.09	19.87 7.08 23.14 9.45 8.70 10.90		STORY5
(36.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(36.00)	
	24.19 7.37 21.62 11.36 9.08 10.23	24.63 7.37 24.44 11.55 9.10 11.47	24.63 7.37 24.63 11.55 9.11 11.55	24.44 7.37 24.63 11.47 9.10 11.55	21.62 7.37 24.19 10.23 9.08 11.36		STORY4
(36.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(36.00)	
	24.87 7.37 23.06 11.86 9.34 10.87	25.40 7.37 25.23 11.88 9.39 11.81	25.36 7.37 25.38 11.87 9.40 11.87	25.23 7.37 25.40 11.81 9.39 11.88	23.06 7.37 24.87 10.87 9.34 11.86		STORY3
(36.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(44.00)	(36.00)	
	24.67 7.37 23.67 11.57 9.26 11.13	25.17 7.37 25.05 11.78 9.30 11.74	25.15 7.37 25.15 11.78 9.31 11.78	25.05 7.37 25.17 11.74 9.30 11.78	23.67 7.37 24.67 11.13 9.26 11.57		STORY2
(36.00)	(62.45)	(62.45)	(62.45)	(62.45)	(62.45)	(36.00)	
	20.91 8.60 21.42 9.92 8.49 10.14	21.78 8.70 21.66 10.30 7.97 10.25	21.73 8.69 21.73 10.28 7.96 10.28	21.66 8.70 21.78 10.25 7.97 10.30	21.42 8.60 20.91 10.14 8.49 9.92		STORY1
(69.68)	(85.16)	(85.16)	(85.16)	(85.16)	(85.16)	(69.68)	
							BASE

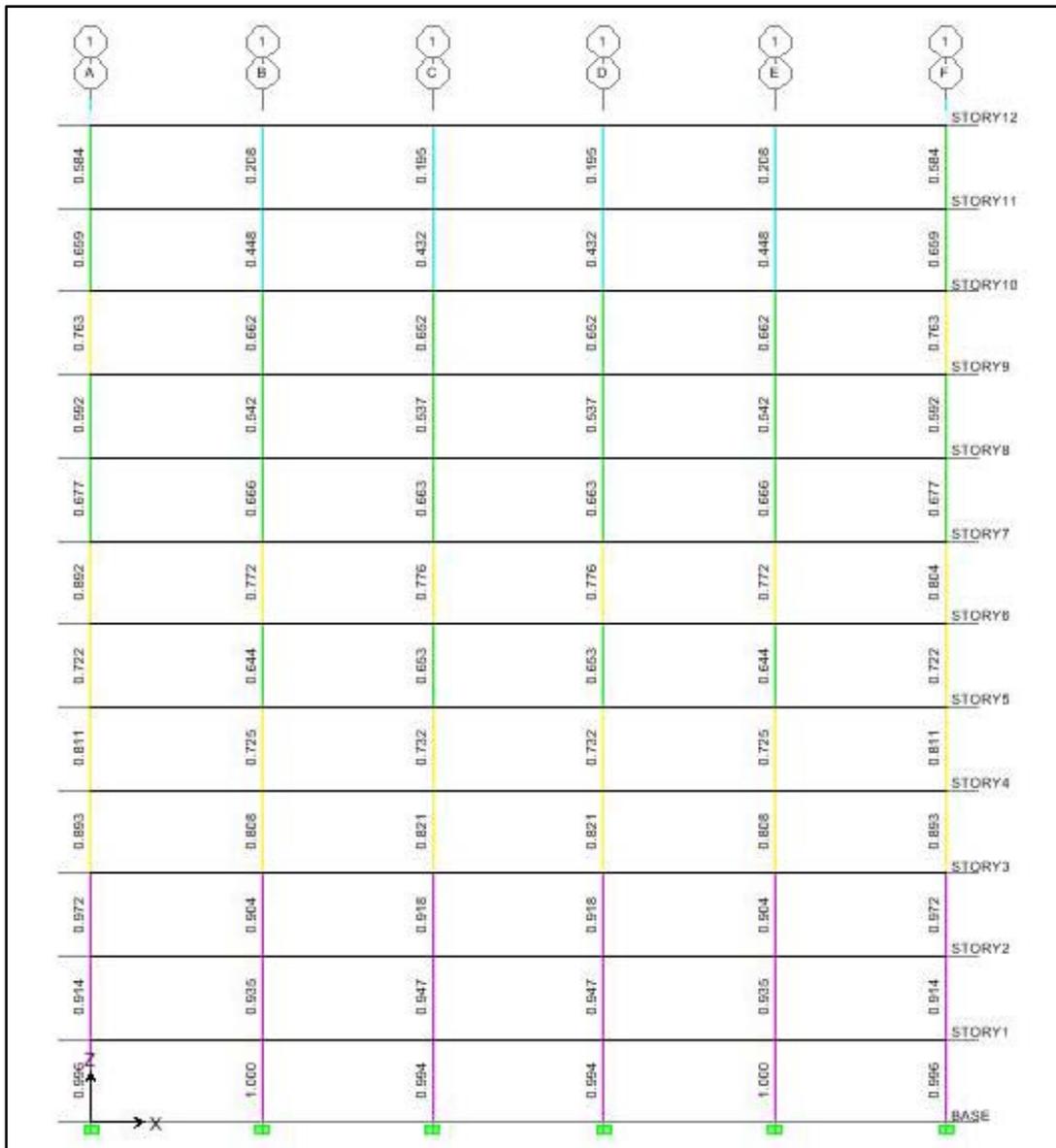
Anexo A-8 Refuerzo Longitudinal. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

	A	B	C	D	E	F	
	0.30% 0.07% 0.22%	0.31% 0.08% 0.31%	0.31% 0.08% 0.31%	0.31% 0.08% 0.31%	0.31% 0.08% 0.31%	0.22% 0.07% 0.30%	STORY12
(2.13%)	0.15% 0.24% 0.11%	0.17% 0.18% 0.17%	0.17% 0.17% 0.17%	0.17% 0.18% 0.17%	0.17% 0.18% 0.17%	0.11% 0.24% 0.15%	STORY11
(2.13%)	0.48% 0.15% 0.36%	0.48% 0.18% 0.50%	0.50% 0.18% 0.50%	0.50% 0.18% 0.48%	0.50% 0.18% 0.48%	0.38% 0.15% 0.48%	STORY10
(2.13%)	0.31% 0.31% 0.24%	0.31% 0.31% 0.31%	0.31% 0.30% 0.31%	0.31% 0.31% 0.31%	0.31% 0.31% 0.31%	0.24% 0.31% 0.31%	STORY9
(2.13%)	0.58% 0.18% 0.48%	0.58% 0.18% 0.58%	0.60% 0.18% 0.60%	0.58% 0.18% 0.58%	0.58% 0.18% 0.58%	0.48% 0.18% 0.58%	STORY8
(1.98%)	0.33% 0.31% 0.31%	0.33% 0.31% 0.33%	0.33% 0.31% 0.33%	0.33% 0.31% 0.33%	0.33% 0.31% 0.33%	0.31% 0.31% 0.33%	STORY7
(1.98%)	0.77% 0.24% 0.61%	0.77% 0.24% 0.77%	0.78% 0.24% 0.78%	0.77% 0.24% 0.77%	0.77% 0.24% 0.77%	0.61% 0.24% 0.77%	STORY6
(1.98%)	0.37% 0.31% 0.31%	0.37% 0.31% 0.37%	0.37% 0.31% 0.37%	0.37% 0.31% 0.37%	0.37% 0.31% 0.37%	0.31% 0.31% 0.37%	STORY5
(1.40%)	0.85% 0.28% 0.71%	0.84% 0.28% 0.83%	0.84% 0.28% 0.84%	0.83% 0.28% 0.84%	0.83% 0.28% 0.84%	0.71% 0.28% 0.85%	STORY4
(1.40%)	0.40% 0.31% 0.34%	0.40% 0.31% 0.40%	0.40% 0.31% 0.40%	0.40% 0.31% 0.40%	0.40% 0.31% 0.40%	0.34% 0.31% 0.40%	STORY3
(1.28%)	0.88% 0.27% 0.77%	0.81% 0.28% 0.80%	0.81% 0.28% 0.81%	0.80% 0.28% 0.81%	0.80% 0.28% 0.81%	0.77% 0.27% 0.88%	STORY2
(1.28%)	0.42% 0.33% 0.37%	0.43% 0.33% 0.43%	0.43% 0.33% 0.43%	0.43% 0.33% 0.43%	0.43% 0.33% 0.43%	0.37% 0.33% 0.42%	STORY1
(1.28%)	0.92% 0.28% 0.83%	0.87% 0.31% 0.86%	0.87% 0.31% 0.87%	0.86% 0.31% 0.87%	0.86% 0.31% 0.87%	0.83% 0.28% 0.92%	BASE
(2.48%)	0.43% 0.35% 0.41%	0.46% 0.35% 0.46%	0.47% 0.35% 0.47%	0.46% 0.35% 0.46%	0.46% 0.35% 0.46%	0.41% 0.35% 0.43%	
(2.48%)	0.87% 0.30% 0.90%	1.02% 0.31% 1.01%	1.02% 0.31% 1.02%	1.01% 0.31% 1.02%	1.01% 0.31% 1.02%	0.90% 0.30% 0.97%	
(2.48%)	0.46% 0.37% 0.45%	0.51% 0.37% 0.50%	0.51% 0.37% 0.51%	0.50% 0.37% 0.51%	0.50% 0.37% 0.51%	0.45% 0.37% 0.46%	
(2.48%)	1.00% 0.31% 0.97%	1.06% 0.31% 1.05%	1.06% 0.31% 1.06%	1.05% 0.31% 1.06%	1.05% 0.31% 1.06%	0.97% 0.31% 1.00%	
(2.48%)	0.49% 0.38% 0.49%	0.54% 0.38% 0.54%	0.54% 0.38% 0.54%	0.54% 0.38% 0.54%	0.54% 0.38% 0.54%	0.49% 0.38% 0.49%	
(2.48%)	1.01% 0.31% 1.01%	1.07% 0.31% 1.06%	1.06% 0.31% 1.06%	1.06% 0.31% 1.07%	1.06% 0.31% 1.07%	1.01% 0.31% 1.01%	
(2.48%)	0.52% 0.40% 0.50%	0.54% 0.38% 0.54%	0.54% 0.38% 0.54%	0.54% 0.38% 0.54%	0.54% 0.38% 0.54%	0.50% 0.40% 0.52%	
(2.48%)	0.88% 0.29% 0.95%	0.96% 0.30% 0.95%	0.95% 0.30% 0.95%	0.95% 0.30% 0.96%	0.95% 0.30% 0.96%	0.95% 0.29% 0.88%	
(2.48%)	0.46% 0.38% 0.45%	0.45% 0.35% 0.45%	0.45% 0.35% 0.45%	0.45% 0.35% 0.45%	0.45% 0.35% 0.45%	0.45% 0.38% 0.46%	

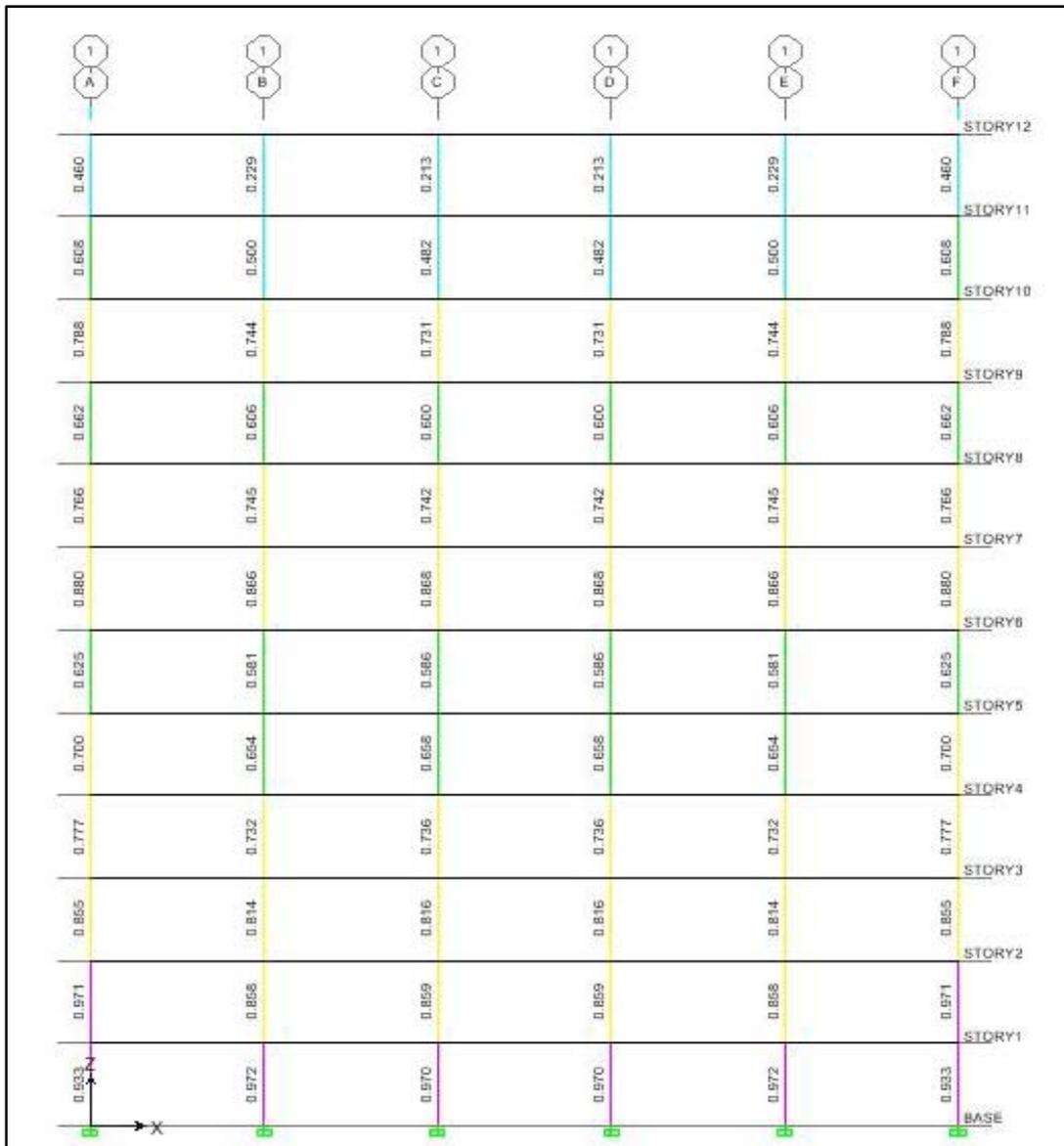
Anexo A-9 Cuantía de Acero. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

	A	B	C	D	E	F	
	0.30% 0.07% 0.21%	0.31% 0.08% 0.31%	0.31% 0.08% 0.31%	0.31% 0.08% 0.31%	0.21% 0.07% 0.30%		STORY12
(2.13%)	0.15% 0.21% 0.10%	0.18% 0.17% 0.17%	0.17% 0.15% 0.17%	0.17% 0.17% 0.18%	0.10% 0.21% 0.15%	(2.13%)	
	0.49% 0.18% 0.39%	0.51% 0.16% 0.52%	0.52% 0.18% 0.52%	0.52% 0.18% 0.51%	0.39% 0.18% 0.49%		STORY11
(2.13%)	0.31% 0.31% 0.25%	0.31% 0.28% 0.31%	0.31% 0.27% 0.31%	0.31% 0.28% 0.31%	0.25% 0.31% 0.31%	(2.13%)	
	0.62% 0.20% 0.52%	0.61% 0.19% 0.61%	0.62% 0.20% 0.62%	0.61% 0.19% 0.61%	0.52% 0.20% 0.62%		STORY10
(2.13%)	0.31% 0.31% 0.31%	0.31% 0.30% 0.31%	0.31% 0.29% 0.31%	0.31% 0.30% 0.31%	0.31% 0.31% 0.31%	(2.13%)	
	0.72% 0.23% 0.58%	0.71% 0.22% 0.71%	0.72% 0.22% 0.72%	0.71% 0.22% 0.71%	0.58% 0.23% 0.72%		STORY9
(1.99%)	0.34% 0.31% 0.31%	0.34% 0.31% 0.34%	0.34% 0.31% 0.34%	0.34% 0.31% 0.34%	0.31% 0.31% 0.34%	(1.99%)	
	0.81% 0.25% 0.68%	0.80% 0.25% 0.80%	0.81% 0.25% 0.81%	0.80% 0.25% 0.80%	0.68% 0.25% 0.81%		STORY8
(1.99%)	0.38% 0.31% 0.32%	0.38% 0.31% 0.38%	0.38% 0.31% 0.38%	0.38% 0.31% 0.38%	0.32% 0.31% 0.38%	(1.99%)	
	0.88% 0.27% 0.78%	0.87% 0.27% 0.87%	0.88% 0.27% 0.88%	0.87% 0.27% 0.87%	0.78% 0.27% 0.88%		STORY7
(1.99%)	0.42% 0.33% 0.38%	0.41% 0.31% 0.41%	0.42% 0.31% 0.42%	0.41% 0.31% 0.41%	0.38% 0.33% 0.42%	(1.99%)	
	0.92% 0.28% 0.78%	0.93% 0.28% 0.92%	0.92% 0.28% 0.92%	0.92% 0.28% 0.93%	0.78% 0.28% 0.92%		STORY6
(1.20%)	0.43% 0.34% 0.37%	0.44% 0.34% 0.43%	0.44% 0.34% 0.44%	0.43% 0.34% 0.44%	0.37% 0.34% 0.43%	(1.20%)	
	0.98% 0.30% 0.83%	0.98% 0.30% 0.97%	0.98% 0.30% 0.98%	0.97% 0.30% 0.98%	0.83% 0.30% 0.98%		STORY5
(1.20%)	0.45% 0.36% 0.39%	0.46% 0.36% 0.46%	0.46% 0.36% 0.46%	0.46% 0.36% 0.46%	0.39% 0.36% 0.45%	(1.20%)	
	1.01% 0.31% 0.90%	1.03% 0.31% 1.02%	1.03% 0.31% 1.03%	1.02% 0.31% 1.03%	0.90% 0.31% 1.01%		STORY4
(1.20%)	0.47% 0.38% 0.43%	0.48% 0.38% 0.48%	0.48% 0.38% 0.48%	0.48% 0.38% 0.48%	0.43% 0.38% 0.47%	(1.20%)	
	1.04% 0.31% 0.96%	1.06% 0.31% 1.05%	1.06% 0.31% 1.06%	1.05% 0.31% 1.06%	0.96% 0.31% 1.04%		STORY3
(1.20%)	0.49% 0.39% 0.45%	0.50% 0.39% 0.49%	0.49% 0.39% 0.49%	0.49% 0.39% 0.50%	0.45% 0.39% 0.49%	(1.20%)	
	1.03% 0.31% 0.99%	1.05% 0.31% 1.04%	1.05% 0.31% 1.05%	1.04% 0.31% 1.05%	0.99% 0.31% 1.03%		STORY2
(1.20%)	0.48% 0.39% 0.48%	0.49% 0.39% 0.49%	0.49% 0.39% 0.48%	0.48% 0.39% 0.49%	0.48% 0.39% 0.48%	(1.20%)	
	0.87% 0.27% 0.89%	0.91% 0.28% 0.90%	0.91% 0.28% 0.91%	0.90% 0.28% 0.91%	0.89% 0.27% 0.87%		STORY1
(2.32%)	0.41% 0.35% 0.42%	0.43% 0.33% 0.43%	0.43% 0.33% 0.43%	0.43% 0.33% 0.43%	0.42% 0.35% 0.41%	(2.32%)	
							BASE

Anexo A-10 Cuantía de Acero. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.



Anexo A-11 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión Y Carga Axial. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.



Anexo A-12 Relación Demanda Capacidad del Diseño por Flexión y Carga Axial. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006

Anexo B-1 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

Anexo B-2 Plano de Despieces de Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

Anexo B-3 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-2006.

Anexo B-4 Plano de Despieces de Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-2006.

Anexo B-5 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1/2/3 y Piso 4/5/6. Modelo #2. Norma COVENIN
1753-1987.

Anexo B-6 Plano de Despieces de Vigas de Piso 7/8/9 y Piso 10/11/Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

Anexo B-7 Plano de Despieces de Vigas de Piso 1/2/3/4/5/6 y Piso 7/8/9. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-2006.

Anexo B-8 Plano de Despieces de Vigas de Piso 10/11/Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-2006.

Anexo B-9 Plano de Detalles de Secciones de Vigas (1/2).

Anexo B-10 Plano de Detalles de Secciones de Vigas (2/2).

Anexo B-11 Plano de Despieces de Columnas. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

Anexo B-12 Plano de Despieces de Columnas. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-2006.

Anexo B-13 Cuadro de Despieces de Columnas. Modelo #2.

Anexo B-14 Plano de Detalles de Secciones de Columnas (1/2).

Anexo B-15 Plano de Detalles de Secciones de Columnas (2/2).

		PISO 1 - VIGAS 35cmx55cm					PISO 2 - VIGAS 35cmx55cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.575	5.550	5.550	5.550	5.575	5.775	5.550	5.550	5.550	5.575
DIRECC.	M _{pr} IZQ (Ton-m)	24.149	24.149	24.149	24.149	24.149	21.089	21.089	21.089	21.089	21.089
FUERZAS	M _{pr} DER (Ton-m)	41.968	39.946	39.946	41.968	37.885	39.946	37.885	37.885	39.946	37.885
A-F	V _{hp} 1 (Ton)	11.860	11.549	11.549	11.913	11.127	10.569	10.626	10.626	10.997	10.578
DIRECC.	M _{pr} IZQ (Ton-m)	37.885	41.968	39.946	39.946	41.968	37.885	39.946	37.885	37.885	39.946
FUERZAS	M _{pr} DER (Ton-m)	24.149	24.149	24.149	24.149	24.149	21.089	21.089	21.089	21.089	21.089
F-A	V _{hp} 2 (Ton)	11.127	11.913	11.549	11.549	11.860	10.212	10.997	10.626	10.626	10.948
V _{hp} Diseño (Ton)		11.860	11.913	11.549	11.913	11.860	10.569	10.997	10.626	10.997	10.948
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
V _o (Ton)		14.613	14.548	14.548	14.548	14.613	15.138	14.548	14.548	14.548	14.613
V _e (Kgf)		26473	26461	26096	26461	26473	25706	25545	25174	25545	25561
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φcorte		0.85					0.85				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05xAgxf _c (Kgf)		24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063
V _c (Kgf)		14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665
V _s (Kgf)		16479	16465	16037	16465	16479	15578	15388	14951	15388	15407
Av/s (cm ² /cm)		0.078	0.078	0.076	0.078	0.078	0.074	0.073	0.071	0.073	0.073
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{cal} (cm)		27.2	27.3	28.0	27.3	27.2	28.8	29.2	30.0	29.2	29.1
S _{Req} (cm)	a. d/4	12.5					12.5				
	b. 8 d _b ^v	12.7					15.2				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
S _{Coloc} (cm)		12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0

Anexo C-1 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 3 - VIGAS 35cmx55cm					TECHO - VIGAS 35cmx55cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.775	5.550	5.550	5.550	5.575	5.775	5.550	5.550	5.550	5.575
DIRECC.	M _{pr} IZQ (Ton-m)	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067	14.939	14.939	14.939	14.939	14.939
FUERZAS	M _{pr} DER (Ton-m)	33.644	33.644	33.644	33.644	29.917	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067
A-F	V _{hp} 1 (Ton)	9.127	9.497	9.497	9.497	8.786	5.888	6.127	6.127	6.127	6.100
DIRECC.	M _{pr} IZQ (Ton-m)	29.917	33.644	33.644	33.644	33.644	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067
FUERZAS	M _{pr} DER (Ton-m)	19.067	19.067	19.067	19.067	17.372	14.939	14.939	14.939	14.939	14.939
F-A	V _{hp} 2 (Ton)	8.482	9.497	9.497	9.497	9.151	5.888	6.127	6.127	6.127	6.100
V _{hp} Diseño (Ton)		9.127	9.497	9.497	9.497	9.151	5.888	6.127	6.127	6.127	6.100
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	2.205	2.205	2.205	2.205	2.205
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
V _o (Ton)		15.138	14.548	14.548	14.548	14.613	8.342	8.017	8.017	8.017	8.053
V _e (Kgf)		24265	24045	24045	24045	23764	14230	14144	14144	14144	14153
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φ _{corte}		0.85					0.85				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05xAgxf _c (Kgf)		24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063
V _c (Kgf)		14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665	14665
V _s (Kgf)		13882	13623	13623	13623	13293	2077	1975	1975	1975	1985
Av/s (cm ² /cm)		0.066	0.065	0.065	0.065	0.063	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	2	2	2	2	2
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
s _{cal} (cm)		32.3	33.0	33.0	33.0	33.8	144.1	151.5	151.5	151.5	150.7
S _{Req} (cm)	a. d/4	12.5					12.5				
	b. 8 d _b ^v	12.7					12.7				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
S _{Coloc} (cm)		12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0

Anexo C-2 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 1 - VIGAS 35cmx55cm					PISO 2 - VIGAS 35cmx55cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.575	5.550	5.550	5.550	5.575	5.575	5.550	5.550	5.550	5.575
DIRECC.	M _{pr} IZQ (Ton-m)	24.149	24.149	24.149	24.149	24.149	21.089	24.149	21.089	21.089	24.149
FUERZAS	M _{pr} DER (Ton-m)	42.104	41.657	41.657	42.104	38.187	41.657	38.187	38.187	41.657	38.187
A-F	V _{hp} 1 (Ton)	11.884	11.857	11.857	11.938	11.181	11.255	11.232	10.680	11.306	11.181
DIRECC.	M _{pr} IZQ (Ton-m)	38.187	42.104	41.657	41.657	42.104	38.187	41.657	38.187	38.187	41.657
FUERZAS	M _{pr} DER (Ton-m)	24.149	24.149	24.149	24.149	24.149	24.149	21.089	21.089	24.149	21.089
F-A	V _{hp} 2 (Ton)	11.181	11.938	11.857	11.857	11.884	11.181	11.306	10.680	11.232	11.255
V _{hp} Diseño (Ton)		11.884	11.938	11.857	11.938	11.884	11.255	11.306	10.680	11.306	11.255
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
V _o (Ton)		17.238	17.161	17.161	17.161	17.238	14.613	14.548	14.548	14.548	14.613
V _e (Kgf)		29122	29099	29018	29099	29122	25868	25853	25228	25853	25868
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φcorte		0.75					0.75				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05xAgxf _c (Kgf)		24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		38830	38798	38691	38798	38830	34491	34471	33638	34471	34491
Av/s (cm ² /cm)		0.185	0.185	0.184	0.185	0.185	0.164	0.164	0.160	0.164	0.164
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{cal} (cm)		11.6	11.6	11.6	11.6	11.6	13.0	13.0	13.3	13.0	13.0
S _{Req} (cm)	a. d/4	12.5					12.5				
	b. 8 d _b ^v	12.7					12.7				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
S _{Coloc} (cm)		11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0

Anexo C-3 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1 y Piso 2. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 3 - VIGAS 35cmx55cm					TECHO - VIGAS 35cmx55cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.575	5.550	5.550	5.550	5.575	5.575	5.550	5.550	5.550	5.575
DIRECC. FUERZAS A-F	M _{pr} IZQ (Ton-m)	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067	14.939	14.939	14.939	14.939	14.939
	M _{pr} DER (Ton-m)	33.644	33.644	33.644	33.644	29.917	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067
	V _{hp} 1 (Ton)	9.455	9.497	9.497	9.497	8.786	6.100	6.127	6.127	6.127	6.100
DIRECC. FUERZAS F-A	M _{pr} IZQ (Ton-m)	29.917	33.644	33.644	33.644	33.644	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067
	M _{pr} DER (Ton-m)	19.067	19.067	19.067	19.067	19.067	14.939	14.939	14.939	14.939	14.939
	V _{hp} 2 (Ton)	8.786	9.497	9.497	9.497	9.455	6.100	6.127	6.127	6.127	6.100
V _{hp} Diseño (Ton)		9.455	9.497	9.497	9.497	9.455	6.100	6.127	6.127	6.127	6.100
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	2.205	2.205	2.205	2.205	2.205
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
V _o (Ton)		14.613	14.548	14.548	14.548	14.613	8.053	8.017	8.017	8.017	8.053
V _e (Kgf)		24068	24045	24045	24045	24068	14153	14144	14144	14144	14153
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φ _{corte}		0.75					0.75				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05x _{Ag} x _f ' _c (Kgf)		24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063	24063
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		32091	32060	32060	32060	32091	18870	18859	18859	18859	18870
Av/s (cm ² /cm)		0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	2	2	2	2	2
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
s _{cal} (cm)		14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	15.9	15.9	15.9	15.9	15.9
S _{Req} (cm)	a. d/4	12.5					12.5				
	b. 8 d _b ^v	12.7					12.7				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
S _{Coloc} (cm)		12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0

Anexo C-4 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 3 y Techo. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 1		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	34.58	32.85	32.85	34.58	31.10	
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	0.00	
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	31.10	34.58	32.85	32.85	34.58	0.00	
			Σ M _v (Tonf-m)	31.10	54.18	52.46	52.46	54.18	31.10
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	20.35	68.77	67.83	67.83	68.77	20.35
			M _n Col INF (Tonf-m)	24.25	34.00	33.50	33.50	34.00	24.25
			P _u Crítica SUP (Ton)	16.99	50.90	50.19	50.19	50.90	16.99
			M _n Col SUP (Tonf-m)	24.00	32.25	32.00	32.00	32.25	24.00
			Σ M _c (Tonf-m)	48.25	66.25	65.50	65.50	66.25	48.25
		Σ M _c / Σ M _v	1.55	1.22	1.25	1.25	1.22	1.55	

Anexo C-5 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 1. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 2		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	32.85	31.10	31.10	32.85	31.10	
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	17.09	17.09	17.09	17.09	17.09	0.00	
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	17.09	17.09	17.09	17.09	17.09	
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	31.10	32.85	31.10	31.10	32.85	0.00	
			Σ M _v (Tonf-m)	31.10	49.94	48.18	48.18	49.94	31.10
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	16.27	50.09	49.38	49.38	50.09	16.27
			M _n Col INF (Tonf-m)	23.75	32.00	31.75	31.75	32.00	23.75
			P _u Crítica SUP (Ton)	12.11	32.26	31.69	31.69	32.26	12.11
			M _n Col SUP (Tonf-m)	23.25	30.00	29.75	29.75	30.00	23.25
			Σ M _c (Tonf-m)	47.00	62.00	61.50	61.50	62.00	47.00
		Σ M _c / Σ M _v	1.51	1.24	1.28	1.28	1.24	1.51	

Anexo C-6 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 3		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	27.52	27.52	27.52	27.52	24.40	
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	0.00	
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	15.43	15.43	15.43	15.43	14.04	
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	24.40	27.52	27.52	27.52	27.52	0.00	
			Σ M _v (Tonf-m)	24.40	42.95	42.95	42.95	42.95	24.40
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	11.39	31.45	30.88	30.88	31.45	11.39
			M _n Col INF (Tonf-m)	17.50	29.75	29.50	29.50	29.75	17.50
			P _u Crítica SUP (Ton)	5.55	13.55	13.20	13.20	13.55	5.55
			M _n Col SUP (Tonf-m)	16.50	27.50	27.25	27.25	27.50	16.50
			Σ M _c (Tonf-m)	34.00	57.25	56.75	56.75	57.25	34.00
		Σ M _c / Σ M _v	1.39	1.33	1.32	1.32	1.33	1.39	

Anexo C-7 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 1		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	34.69	34.31	34.31	34.69	31.35	
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	0.00	
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	31.35	34.69	34.31	34.31	34.69	0.00	
			Σ M _v (Tonf-m)	31.35	54.30	53.92	53.92	54.30	31.35
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	20.39	68.86	67.92	67.92	68.86	20.39
			M _n Col INF (Tonf-m)	24.25	36.50	33.50	33.50	36.50	24.25
			P _u Crítica SUP (Ton)	17.02	50.96	50.26	50.26	50.96	17.02
			M _n Col SUP (Tonf-m)	24.00	34.75	32.00	32.00	34.75	24.00
			Σ M _c (Tonf-m)	48.25	71.25	65.50	65.50	71.25	48.25
		Σ M _c / Σ M _v	1.54	1.31	1.21	1.21	1.31	1.54	

Anexo C-8 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 1. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 2		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	34.31	31.35	31.35	34.31	31.35	
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	17.09	19.61	17.09	17.09	19.61	0.00	
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	19.61	17.09	17.09	19.61	17.09	
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	31.35	34.31	31.35	31.35	34.31	0.00	
			Σ M _v (Tonf-m)	31.35	53.92	48.44	48.44	53.92	31.35
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	16.30	50.15	49.45	49.45	50.15	16.30
			M _n Col INF (Tonf-m)	23.75	34.75	31.75	31.75	34.75	23.75
			P _u Crítica SUP (Ton)	12.13	32.31	31.73	31.73	32.31	12.13
			M _n Col SUP (Tonf-m)	23.25	32.75	29.75	29.75	32.75	23.25
			Σ M _c (Tonf-m)	47.00	67.50	61.50	61.50	67.50	47.00
		Σ M _c / Σ M _v	1.50	1.25	1.27	1.27	1.25	1.50	

Anexo C-9 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 2. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 3		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	27.52	27.52	27.52	27.52	24.40	
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	0.00	
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	24.40	27.52	27.52	27.52	27.52	0.00	
			Σ M _v (Tonf-m)	24.40	42.95	42.95	42.95	42.95	24.40
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	11.41	31.50	30.92	30.92	31.50	11.41
			M _n Col INF (Tonf-m)	17.50	29.75	29.50	29.50	29.75	17.50
			P _u Crítica SUP (Ton)	5.56	13.56	13.21	13.21	13.56	5.56
			M _n Col SUP (Tonf-m)	16.50	27.50	27.25	27.25	27.50	16.50
			Σ M _c (Tonf-m)	34.00	57.25	56.75	56.75	57.25	34.00
		Σ M _c / Σ M _v	1.39	1.33	1.32	1.32	1.33	1.39	

Anexo C-10 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PB - PISO 1		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	82.06	143.36	139.53	139.53	143.36	82.06
	M _n TOPE (Ton-m)	29.25	38.50	38.75	38.75	38.50	29.25
	P _u Crítica BASE (Ton)	83.18	144.62	140.78	140.78	144.62	83.18
	M _n BASE (Ton-m)	29.50	38.25	38.50	38.50	38.25	29.50
	V _e 1 (Ton)	23.98	31.33	31.53	31.53	31.33	23.98
PROCED. 2	M _{SISMO} TOPE (Ton-m)	5.02	9.41	9.23	9.23	9.41	5.02
	M _o (Ton-m)	6.05	0.64	0.06	0.06	0.64	6.05
	M _n BASE (Ton-m)	29.50	38.25	38.50	38.50	38.25	29.50
	V _e 2 (Ton)	18.61	23.56	23.27	23.27	23.56	18.61
V _e Diseño (Kgf)		18609	23557	23274	23274	23557	18609
		CAPACIDAD					
φ _{corde}		0.85					
P _u (Kgf)		20350	68770	67830	67830	68770	20350
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _c (Kgf)		12777	19118	19063	19063	19118	12777
V _s (Kgf)		9116	8596	8319	8319	8596	9116
Av/s (cm ² /cm)		0.062	0.051	0.050	0.050	0.051	0.062
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		34.47	41.78	43.17	43.17	41.78	34.47
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-18)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
S _{Coloc} (cm)		8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00

Anexo C-11 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 1 -PISO 2		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	58.03	102.84	100.63	100.63	102.84	58.03
	M _n TOPE (Ton-m)	27.75	37.50	37.00	37.00	37.50	27.75
	P _u Crítica BASE (Ton)	59.15	104.09	101.88	101.88	104.09	59.15
	M _n BASE (Ton-m)	28.00	37.75	37.25	37.25	37.75	28.00
	V _e 1 (Ton)	22.76	30.71	30.31	30.31	30.71	22.76
PROC. 2	V _{SISMO} (Ton-m)	5.50	10.26	10.11	10.11	10.26	5.50
	V _o (Ton)	6.79	0.48	0.03	0.03	0.48	6.79
	V _e 2 (Ton)	17.79	21.00	20.25	20.25	21.00	17.79
V _e Diseño (Kgf)		17790	21000	20250	20250	21000	17790
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		16270	50090	49380	49380	50090	16270
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _c (Kgf)		0	18022	17981	17981	18022	0
V _s (Kgf)		20929	6684	5843	5843	6684	20929
Av/s (cm ² /cm)		0.142	0.040	0.035	0.035	0.040	0.142
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		15.01	53.73	61.46	61.46	53.73	15.01
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-18)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
S _{Coloc} (cm)		8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00

Anexo C-12 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 1 – Piso 2. Modelo #1. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 2 - PISO 3		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	34.23	62.94	61.67	61.67	62.94	34.23
	M _n TOPE (Ton-m)	20.50	34.50	34.25	34.25	34.50	20.50
	P _u Crítica BASE (Ton)	35.35	64.20	62.92	62.92	64.20	35.35
	M _n BASE (Ton-m)	25.75	34.75	34.50	34.50	34.75	25.75
	V _e 1 (Ton)	18.88	28.27	28.06	28.06	28.27	18.88
PROC. 2	V _{SISMO} (Ton-m)	3.99	7.35	7.31	7.31	7.35	3.99
	V _o (Ton)	6.49	0.24	0.01	0.01	0.24	6.49
	V _e 2 (Ton)	14.47	14.94	14.63	14.63	14.94	14.47
V _e Diseño (Kgf)		14470	14940	14630	14630	14940	14470
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		11390	31450	30880	30880	31450	11390
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _c (Kgf)		0	16929	16895	16895	16929	0
V _s (Kgf)		17024	648	316	316	648	17024
Av/s (cm ² /cm)		0.116	0.004	0.002	0.002	0.004	0.116
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{cal} (cm)		18.46	554.60	1135.51	1135.51	554.60	18.46
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-18)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
S _{Coloc} (cm)		8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00

Anexo C-13 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #1.
Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 3 - TECHO		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	12.02	23.25	22.69	22.69	23.25	12.02
	M _n TOPE (Ton-m)	17.75	23.00	22.75	22.75	23.00	17.75
	P _u Crítica BASE (Ton)	13.13	24.51	23.95	23.95	24.51	13.13
	M _n BASE (Ton-m)	18.00	29.75	29.50	29.50	29.75	18.00
	V _e 1 (Ton)	14.59	21.53	21.33	21.33	21.53	14.59
V _e Diseño (Kgf)		14592	21531	21327	21327	21531	14592
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		4830	12740	12390	12390	12740	4830
0.05x _{Ag} x _{f'} _c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		17167	25330	25090	25090	25330	17167
Av/s (cm ² /cm)		0.117	0.151	0.149	0.149	0.151	0.117
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{cal} (cm)		18.30	14.18	14.31	14.31	14.18	18.30
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-18)	8.55	7.48	7.48	7.48	7.48	8.55
S _{Coloc} (cm)		8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00

Anexo C-14 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 3 – Techo. Modelo #1.
Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PB-PISO 1		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	83.86	146.60	142.73	142.73	146.60	83.86
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	32.25	43.75	40.50	40.50	43.75	32.25
	P _u Crítica BASE (Ton)	85.12	148.01	144.14	144.14	148.01	85.12
	M _{pr} BASE (Ton-m)	32.25	43.50	40.50	40.50	43.50	32.25
	V _e (Ton)	26.33	35.61	33.06	33.06	35.61	26.33
V _e Diseño (Kgf)		26327	35612	33061	33061	35612	26327
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		20390	68860	67920	67920	68860	20390
0.05x _{A_g} x _{f'c} (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _u (Kgf)		10380	11010	9174	9174	11010	10380
V _c (Kgf)		12779	19123	19068	19068	19123	12779
V _s (Kgf)		22323	28360	25013	25013	28360	22323
Av/s (cm ² /cm)		0.152	0.169	0.149	0.149	0.169	0.152
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		14.08	12.66	14.36	14.36	12.66	14.08
s _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 6 d _b ^c	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43
	c. Sx	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
s _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-19)	11.40	9.98	9.98	9.98	9.98	11.40
s _{Coloc} (cm)		10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

Anexo C-15 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #1. Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 1-PISO 2		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	59.10	104.63	102.43	102.43	104.63	59.10
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	31.00	43.25	39.75	39.75	43.25	31.00
	P _u Crítica BASE (Ton)	60.35	106.04	103.84	103.84	106.04	60.35
	M _{pr} BASE (Ton-m)	31.25	43.25	39.75	39.75	43.25	31.25
	V _e (Ton)	25.41	35.31	32.45	32.45	35.31	25.41
V _e Diseño (Kgf)		25408	35306	32449	32449	35306	25408
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		16300	50150	49450	49450	50150	16300
0.05x _{Ag} x _f 'c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _u (Kgf)		11210	9850	11326	11326	9850	11210
V _c (Kgf)		0	18026	17985	17985	18026	0
V _s (Kgf)		33878	29049	25280	25280	29049	33878
Av/s (cm ² /cm)		0.230	0.173	0.150	0.150	0.173	0.230
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		9.28	12.36	14.21	14.21	12.36	9.28
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 6 d _b ^c	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43
	c. S _x	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-19)	11.40	9.98	9.98	9.98	9.98	11.40
s _{Coloc} (cm)		9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00

Anexo C-16 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 1 – Piso 2. Modelo #1.
Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 2-PISO 3		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	34.54	63.31	62.07	62.07	63.31	34.54
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	23.25	37.00	37.00	37.00	37.00	23.25
	P _u Crítica BASE (Ton)	35.80	64.72	63.48	63.48	64.72	35.80
	M _{pr} BASE (Ton-m)	29.50	40.75	37.25	37.25	40.75	29.50
	V _e (Ton)	21.53	31.73	30.31	30.31	31.73	21.53
V _e Diseño (Kgf)		21531	31735	30306	30306	31735	21531
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		11410	31500	30920	30920	31500	11410
0.05x _{Ag} x _f 'c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _u (Kgf)		9500	7130	8911	8911	7130	9500
V _c (Kgf)		0	16932	16898	16898	16932	0
V _s (Kgf)		28707	25381	23510	23510	25381	28707
Av/s (cm ² /cm)		0.195	0.151	0.140	0.140	0.151	0.195
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		10.95	14.15	15.28	15.28	14.15	10.95
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 6 d _b ^c	9.53	11.43	11.43	11.43	11.43	9.53
	c. Sx	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-19)	11.40	9.98	9.98	9.98	9.98	11.40
s _{Coloc} (cm)		9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00

Anexo C-17 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #1.
Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 3-TECHO		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	11.60	22.16	21.70	21.70	22.16	11.60
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	20.50	25.75	25.75	25.75	25.75	20.50
	P _u Crítica BASE (Ton)	12.86	23.57	23.11	23.11	23.57	12.86
	M _{pr} BASE (Ton-m)	21.00	33.50	33.50	33.50	33.50	21.00
	V _e (Ton)	16.94	24.18	24.18	24.18	24.18	16.94
V _e Diseño (Kgf)		16939	24184	24184	24184	24184	16939
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		4840	12750	12400	12400	12750	4840
0.05x _{Ag} x _f 'c (Kgf)		20000	22500	22500	22500	22500	20000
V _u (Kgf)		6940	3230	4737	4737	3230	6940
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		22585	32245	32245	32245	32245	22585
Av/s (cm ² /cm)		0.154	0.192	0.192	0.192	0.192	0.154
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		13.91	11.14	11.14	11.14	11.14	13.91
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 6 d _b ^c	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	c. Sx	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	10.47	10.47	10.47	10.47	11.17
	b. Ecuación (4-19)	11.40	9.98	9.98	9.98	9.98	11.40
s _{Coloc} (cm)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

Anexo C-18 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 3 – Techo. Modelo #1.
Norma FONDONORMA 1753-2006

		PISO 1/2/3 - VIGAS 40x60cm					PISO 4/5/6 - VIGAS 40x60cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.450	5.400	5.400	5.400	5.450	5.450	5.400	5.400	5.400	5.450
DIRECC. FUERZAS A-F	M _{pr} IZQ (Ton-m)	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272
	M _{pr} DER (Ton-m)	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	60.277
	V _{hp} 1 (Ton)	18.358	18.528	18.528	18.528	18.358	18.358	18.528	18.528	18.528	17.899
DIRECC. FUERZAS F-A	M _{pr} IZQ (Ton-m)	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	60.277	62.779	62.779	62.779	62.779
	M _{pr} DER (Ton-m)	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272
	V _{hp} 2 (Ton)	18.358	18.528	18.528	18.528	18.358	17.899	18.528	18.528	18.528	18.358
V _{hp} Diseño (Ton)		18.358	18.528	18.528	18.528	18.358	18.358	18.528	18.528	18.528	18.358
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
V _o (Ton)		14.286	14.155	14.155	14.155	14.286	14.286	14.155	14.155	14.155	14.286
V _e (Kgf)		32644	32682	32682	32682	32644	32644	32682	32682	32682	32644
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φ _{corte}		0.85					0.85				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05x A _g x f _c (Kgf)		30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		38404	38450	38450	38450	38404	38404	38450	38450	38450	38404
Av/s (cm ² /cm)		0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		12.9	12.8	12.8	12.8	12.9	12.9	12.8	12.8	12.8	12.9
s _{Req} (cm)	a. d/4	13.75					13.75				
	b. 8 d _b ^v	17.8					17.8				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
s _{Coloc} (cm)		12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0

Anexo C-19 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1/2/3 y Piso 4/5/6. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 7/8/9 - VIGAS 40x60cm					PISO 10/11/TE - VIGAS 40x60cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.500	5.500	5.500	5.500	5.500	5.600	5.600	5.600	5.600	5.600
DIRECC. FUERZAS A-F	M _{pr} IZQ (Ton-m)	31.414	31.414	31.414	31.414	31.414	23.503	23.503	23.503	23.503	23.503
	M _{pr} DER (Ton-m)	55.177	55.177	55.177	55.177	55.177	37.855	37.855	37.855	37.855	37.855
	V _{hp} 1 (Ton)	15.744	15.744	15.744	15.744	15.744	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
DIRECC. FUERZAS F-A	M _{pr} IZQ (Ton-m)	55.177	55.177	55.177	55.177	55.177	37.855	37.855	37.855	37.855	37.855
	M _{pr} DER (Ton-m)	31.414	31.414	31.414	31.414	31.414	23.503	23.503	23.503	23.503	23.503
	V _{hp} 2 (Ton)	15.744	15.744	15.744	15.744	15.744	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
V _{hp} Diseño (Ton)		15.744	15.744	15.744	15.744	15.744	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	2.205	2.205	2.205	2.205	2.205
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
V _o (Ton)		14.417	14.417	14.417	14.417	14.417	8.089	8.089	8.089	8.089	8.089
V _e (Kgf)		30160	30160	30160	30160	30160	19046	19046	19046	19046	19046
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φ _{corte}		0.85					0.85				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05x _{A_b} x _{f_c} (Kgf)		30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		35483	35483	35483	35483	35483	22407	22407	22407	22407	22407
Av/s (cm ² /cm)		0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		13.9	13.9	13.9	13.9	13.9	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0
s _{Req} (cm)	a. d/4	13.75					13.75				
	b. 8 d _b ^v	15.2					15.2				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
s _{Coloc} (cm)		13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0

Anexo C-20 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 7/8/9 y Piso 11/12/Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 1/2/3 - VIGAS 40x60cm					PISO 4/5/6 - VIGAS 40x60cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.350	5.300	5.300	5.300	5.350	5.350	5.300	5.300	5.300	5.350
DIRECC. FUERZAS A-F	M _{pr} IZQ (Ton-m)	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272
	M _{pr} DER (Ton-m)	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779
	V _{hp} 1 (Ton)	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701
DIRECC. FUERZAS F-A	M _{pr} IZQ (Ton-m)	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779	62.779
	M _{pr} DER (Ton-m)	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272	37.272
	V _{hp} 2 (Ton)	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701
V _{hp} Diseño (Ton)		18.701	18.877	18.877	18.877	18.701	18.701	18.877	18.877	18.877	18.701
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	3.354
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
V _o (Ton)		16.543	16.388	16.388	16.388	16.543	16.543	16.388	16.388	16.388	16.543
V _e (Kgf)		35244	35266	35266	35266	35244	35244	35266	35266	35266	35244
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φ _{corte}		0.75					0.75				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		46992	47021	47021	47021	46992	46992	47021	47021	47021	46992
Av/s (cm ² /cm)		0.203	0.204	0.204	0.204	0.203	0.203	0.204	0.204	0.204	0.203
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5
s _{Req} (cm)	a. d/4	13.75					13.75				
	b. 8 d _b ^v	17.8					17.8				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
s _{Coloc} (cm)		10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0

Anexo C-21 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 1/2/3 y Piso 4/5/6. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 7/8/9 - VIGAS 40x60cm					PISO 10/11/TE - VIGAS 40x60cm				
		VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F	VIGA A-B	VIGA B-C	VIGA C-D	VIGA D-E	VIGA E-F
		DEMANDA					DEMANDA				
L _n (m)		5.500	5.500	5.500	5.500	5.500	5.600	5.600	5.600	5.600	5.600
DIRECC. FUERZAS A-F	M _{pr} IZQ (Ton-m)	31.414	31.414	31.414	31.414	31.414	23.503	23.503	23.503	23.503	23.503
	M _{pr} DER (Ton-m)	55.700	55.700	55.700	55.700	55.700	37.855	37.855	37.855	37.855	37.855
	V _{hp} 1 (Ton)	15.839	15.839	15.839	15.839	15.839	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
DIRECC. FUERZAS F-A	M _{pr} IZQ (Ton-m)	55.700	55.700	55.700	55.700	55.700	37.855	37.855	37.855	37.855	37.855
	M _{pr} DER (Ton-m)	31.414	31.414	31.414	31.414	31.414	23.503	23.503	23.503	23.503	23.503
	V _{hp} 2 (Ton)	15.839	15.839	15.839	15.839	15.839	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
V _{hp} Diseño (Ton)		15.839	15.839	15.839	15.839	15.839	10.957	10.957	10.957	10.957	10.957
CP (Ton/m)		3.354	3.354	3.354	3.354	3.354	2.205	2.205	2.205	2.205	2.205
CV (Ton/m)		1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
V _o (Ton)		17.007	17.007	17.007	17.007	17.007	9.425	9.425	9.425	9.425	9.425
V _e (Kgf)		32845	32845	32845	32845	32845	20381	20381	20381	20381	20381
		CAPACIDAD					CAPACIDAD				
φ _{corte}		0.75					0.75				
P _u (Kgf)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000	30000
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		43794	43794	43794	43794	43794	27175	27175	27175	27175	27175
Av/s (cm ² /cm)		0.190	0.190	0.190	0.190	0.190	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
s _{Req} (cm)	a. d/4	13.75					13.75				
	b. 8 d _b ^v	15.2					15.2				
	c. 24 d _b ^{Est}	22.9					22.9				
	d. 30 cm	30.0					30.0				
s _{Coloc} (cm)		11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0

Anexo C-22 Diseño del Refuerzo Transversal para Vigas de Piso 7/8/9 y Piso 11/12/Techo. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 3	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89	0.00
			Σ M _v (Tonf-m)	51.89	82.22	82.22	82.22	82.22
COLUMNAS	P _u Crítica INF (Ton)		36.72	176.81	187.91	187.91	176.81	36.72
	M _n Col INF (Tonf-m)		33.50	74.00	76.00	76.00	74.00	33.50
	P _u Crítica SUP (Ton)		38.00	159.38	169.55	169.55	159.38	38.00
	M _n Col SUP (Tonf-m)		33.50	72.00	73.00	73.00	72.00	33.50
			Σ M _c (Tonf-m)	67.00	146.00	149.00	149.00	146.00
		Σ M _c / Σ M _v	1.29	1.78	1.81	1.81	1.78	1.29

Anexo C-23 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 6	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	51.89	51.89	51.89	51.89	49.73
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	49.73	51.89	51.89	51.89	51.89	0.00
			Σ M _v (Tonf-m)	49.73	82.22	82.22	82.22	82.22
COLUMNAS	P _u Crítica INF (Ton)		34.68	120.67	128.10	128.10	120.67	34.68
	M _n Col INF (Tonf-m)		33.00	67.00	68.00	68.00	67.00	33.00
	P _u Crítica SUP (Ton)		33.50	103.63	109.74	109.74	103.63	33.50
	M _n Col SUP (Tonf-m)		29.00	43.75	44.00	44.00	43.75	29.00
			Σ M _c (Tonf-m)	62.00	110.75	112.00	112.00	110.75
		Σ M _c / Σ M _v	1.25	1.35	1.36	1.36	1.35	1.25

Anexo C-24 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 6. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 9					
		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	45.37	45.37	45.37	45.37
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	25.48	25.48	25.48	25.48	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	25.48	25.48	25.48	25.48
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	45.37	45.37	45.37	45.37	0.00
	Σ M _v (Tonf-m)		45.37	70.85	70.85	70.85	70.85
COLUMNAS	P _u Crítica INF (Ton)		25.50	65.94	69.82	69.82	65.94
	M _n Col INF (Tonf-m)		36.00	51.75	52.00	52.00	51.75
	P _u Crítica SUP (Ton)		21.12	48.73	51.48	51.48	48.73
	M _n Col SUP (Tonf-m)		24.00	33.25	33.50	33.50	33.25
	Σ M _c (Tonf-m)		60.00	85.00	85.50	85.50	85.00
Σ M _c / Σ M _v		1.32	1.20	1.21	1.21	1.20	1.32

Anexo C-25 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 9. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 11					
		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.81	30.81	30.81	30.81
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	18.99	18.99	18.99	18.99	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	18.99	18.99	18.99	18.99
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.81	30.81	30.81	30.81	0.00
	Σ M _v (Tonf-m)		30.81	49.80	49.80	49.80	49.80
COLUMNAS	P _u Crítica INF (Ton)		14.28	29.65	31.81	31.81	29.65
	M _n Col INF (Tonf-m)		23.25	31.00	31.00	31.00	31.00
	P _u Crítica SUP (Ton)		6.79	12.67	13.59	13.59	12.67
	M _n Col SUP (Tonf-m)		23.00	30.00	30.00	30.00	30.00
	Σ M _c (Tonf-m)		46.25	61.00	61.00	61.00	61.00
Σ M _c / Σ M _v		1.50	1.22	1.22	1.22	1.22	1.50

Anexo C-26 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 11. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

		PISO 3					
		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	51.89	51.89	51.89	51.89
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.33	30.33	30.33	30.33	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.33	30.33	30.33	30.33
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	51.89	51.89	51.89	51.89	0.00
	Σ M _v (Tonf-m)		51.89	82.22	82.22	82.22	82.22
COLUMNAS	P _u Crítica INF (Ton)		34.15	178.61	189.02	189.02	178.61
	M _n Col INF (Tonf-m)		45.00	94.00	96.00	96.00	94.00
	P _u Crítica SUP (Ton)		35.66	161.14	170.60	170.60	161.14
	M _n Col SUP (Tonf-m)		45.00	91.00	92.00	92.00	91.00
	Σ M _c (Tonf-m)		90.00	185.00	188.00	188.00	185.00
Σ M _c / Σ M _v		1.73	2.25	2.29	2.29	2.25	1.73

Anexo C-27 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 3. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 6					
		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	51.89	51.89	51.89	51.89
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.33	30.33	30.33	30.33	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.33	30.33	30.33	30.33
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	51.89	51.89	51.89	51.89	0.00
	Σ M _v (Tonf-m)		51.89	82.22	82.22	82.22	82.22
COLUMNAS	P _u Crítica INF (Ton)		32.26	121.55	128.16	128.16	121.55
	M _n Col INF (Tonf-m)		44.50	84.00	85.00	85.00	84.00
	P _u Crítica SUP (Ton)		31.46	104.49	109.69	109.69	104.49
	M _n Col SUP (Tonf-m)		29.00	43.00	44.00	44.00	43.00
	Σ M _c (Tonf-m)		73.50	127.00	129.00	129.00	127.00
Σ M _c / Σ M _v		1.42	1.54	1.57	1.57	1.54	1.42

Anexo C-28 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 6. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 9		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82	0.00
			Σ M _v (Tonf-m)	45.82	71.30	71.30	71.30	71.30	71.30
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	24.44	66.42	69.76	69.76	66.42	24.44
			M _n Col INF (Tonf-m)	36.00	51.75	52.00	52.00	51.75	36.00
			P _u Crítica SUP (Ton)	20.48	49.06	51.44	51.44	49.06	20.48
			M _n Col SUP (Tonf-m)	24.00	33.50	33.75	33.75	33.50	24.00
			Σ M _c (Tonf-m)	60.00	85.25	85.75	85.75	85.25	60.00
		Σ M _c / Σ M _v	1.31	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.31

Anexo C-29 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 9. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 11		NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81	0.00
			Σ M _v (Tonf-m)	30.81	49.80	49.80	49.80	49.80	49.80
COLUMNAS			P _u Crítica INF (Ton)	13.97	29.85	31.78	31.78	29.85	13.97
			M _n Col INF (Tonf-m)	23.00	31.50	31.75	31.75	31.50	23.00
			P _u Crítica SUP (Ton)	6.70	12.75	13.58	13.58	12.75	6.70
			M _n Col SUP (Tonf-m)	22.75	30.25	30.50	30.50	30.25	22.75
			Σ M _c (Tonf-m)	45.75	61.75	62.25	62.25	61.75	45.75
		Σ M _c / Σ M _v	1.48	1.24	1.25	1.25	1.24	1.24	1.48

Anexo C-30 Resistencia Mínima a la Flexión de Piso 11. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PB - PISO 1		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	330.06	474.64	470.02	470.02	474.64	330.06
	M _n TOPE (Ton-m)	62.50	107.00	106.50	106.50	107.00	62.50
	P _u Crítica BASE (Ton)	331.77	477.10	472.48	472.48	477.10	331.77
	M _n BASE (Ton-m)	62.50	107.00	106.50	106.50	107.00	62.50
	V _e 1 (Ton)	52.08	89.17	88.75	88.75	89.17	52.08
PROCED. 2	M _{SISMO} TOPE (Ton-m)	5.41	10.86	11.17	11.17	10.86	5.41
	M _o (Ton-m)	6.85	0.46	0.05	0.05	0.46	6.85
	M _n BASE(Ton-m)	62.50	107.00	106.50	106.50	107.00	62.50
	V _e 2 (Ton)	33.40	53.83	53.70	53.70	53.83	33.40
V _e Diseño (Kgf)		33402	53827	53705	53705	53827	33402
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		36440	216100	227830	227830	216100	36440
0.05x _{A_g} x _{f'_c} (Kgf)		31250	45000	45000	45000	45000	31250
V _c (Kgf)		20779	39274	39905	39905	39274	20779
V _s (Kgf)		18517	24052	23277	23277	24052	18517
Av/s (cm ² /cm)		0.098	0.104	0.101	0.101	0.104	0.098
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		5	6	6	6	6	5
Av (cm ²)		3.56	4.28	4.28	4.28	4.28	3.56
s _{Cal} (cm)		36.36	41.06	42.43	42.43	41.06	36.36
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	12.50	15.00	15.00	15.00	15.00	12.50
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	18.90	22.90	22.90	22.90	22.90	18.90
	b. Ecuación (4-18)	11.08	10.88	10.88	10.88	10.88	11.08
S _{Coloc} (cm)		10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

Anexo C-31 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 2 -PISO 3		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	267.96	390.01	387.60	387.60	390.01	267.96
	M _n TOPE (Ton-m)	50.25	84.00	84.00	84.00	84.00	50.25
	P _u Crítica BASE (Ton)	269.66	392.47	390.06	390.06	392.47	269.66
	M _n BASE (Ton-m)	66.75	95.75	95.75	95.75	95.75	66.75
	V _e 1 (Ton)	48.75	74.90	74.90	74.90	74.90	48.75
PROC. 2	V _{SISMO} (Ton-m)	11.38	23.69	24.51	24.51	23.69	11.38
	V _o (Ton)	7.54	0.33	0.04	0.04	0.33	7.54
	V _e 2 (Ton)	30.30	47.71	49.06	49.06	47.71	30.30
V _e Diseño (Kgf)		30300	47710	49060	49060	47710	30300
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		36720	176810	187910	187910	176810	36720
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		31250	45000	45000	45000	45000	31250
V _c (Kgf)		20794	37162	37758	37758	37162	20794
V _s (Kgf)		14853	18968	19959	19959	18968	14853
Av/s (cm ² /cm)		0.079	0.082	0.086	0.086	0.082	0.079
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		5	6	6	6	6	5
Av (cm ²)		3.56	4.28	4.28	4.28	4.28	3.56
s _{Cal} (cm)		45.33	52.07	49.48	49.48	52.07	45.33
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	12.50	15.00	15.00	15.00	15.00	12.50
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	18.90	22.90	22.90	22.90	22.90	18.90
	b. Ecuación (4-18)	11.08	10.88	10.88	10.88	10.88	11.08
s _{Coloc} (cm)		10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

Anexo C-32 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 6 - PISO 7		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	144.41	222.27	223.42	223.42	222.27	144.41
	M _n TOPE (Ton-m)	46.75	62.50	62.25	62.25	62.50	46.75
	P _u Crítica BASE (Ton)	145.78	223.98	225.13	225.13	223.98	145.78
	M _n BASE (Ton-m)	40.00	51.00	51.00	51.00	51.00	40.00
V _e 1 (Ton)		36.15	47.29	47.19	47.19	47.29	36.15
PROC. 2	V _{SISMO} (Ton-m)	9.40	16.67	17.44	17.44	16.67	9.40
	V _o (Ton)	8.09	1.00	0.04	0.04	1.00	8.09
	V _e 2 (Ton)	26.89	34.34	34.92	34.92	34.34	26.89
V _e Diseño (Kgf)		26890	34340	34920	34920	34340	26890
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		32620	102530	108640	108640	102530	32620
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		25000	31250	31250	31250	31250	25000
V _c (Kgf)		21008	24268	24591	24591	24268	21008
V _s (Kgf)		10628	16132	16492	16492	16132	10628
Av/s (cm ² /cm)		0.056	0.085	0.087	0.087	0.085	0.056
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		4	4	4	4	4	4
Av (cm ²)		2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
s _{Cal} (cm)		50.69	33.39	32.66	32.66	33.39	50.69
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	12.50	12.50	12.50	12.50	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	13.14	15.12	15.12	15.12	15.12	13.14
	b. Ecuación (4-18)	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87
S _{Coloc} (cm)		8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00

Anexo C-33 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 6 – Piso 7. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 9 - PISO 10		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	60.75	102.53	103.13	103.13	102.53	60.75
	M _n TOPE (Ton-m)	28.00	36.25	36.25	36.25	36.25	28.00
	P _u Crítica BASE (Ton)	61.84	103.62	104.22	104.22	103.62	61.84
	M _n BASE (Ton-m)	28.00	36.25	36.25	36.25	36.25	28.00
	V _e 1 (Ton)	23.33	30.21	30.21	30.21	30.21	23.33
PROC. 2	V _{SISMO} (Ton-m)	5.80	9.14	9.62	9.62	9.14	5.80
	V _o (Ton)	7.07	0.94	0.00	0.00	0.94	7.07
	V _e 2 (Ton)	18.67	19.22	19.24	19.24	19.22	18.67
V _e Diseño (Kgf)		18670	19220	19240	19240	19220	18670
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		20410	48020	50780	50780	48020	20410
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		20000	20000	20000	20000	20000	20000
V _c (Kgf)		12780	14197	14338	14338	14197	12780
V _s (Kgf)		9185	8415	8297	8297	8415	9185
Av/s (cm ² /cm)		0.062	0.057	0.056	0.056	0.057	0.062
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		34.21	37.34	37.87	37.87	37.34	34.21
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
	b. Ecuación (4-18)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
S _{Coloc} (cm)		8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00

Anexo C-34 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 9 – Piso 10. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PISO 11 - TECHO		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	12.86	23.66	23.84	23.84	23.66	12.86
	M _n TOPE (Ton-m)	17.50	18.50	18.50	18.50	18.50	17.50
	P _u Crítica BASE (Ton)	13.95	24.75	24.93	24.93	24.75	13.95
	M _n BASE (Ton-m)	23.00	31.00	31.00	31.00	31.00	23.00
	V _e 1 (Ton)	16.88	20.63	20.63	20.63	20.63	16.88
V _e Diseño (Kgf)		16875	20625	20625	20625	20625	16875
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.85					
P _u (Kgf)		6090	11970	12890	12890	11970	6090
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		20000	20000	20000	20000	20000	20000
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		19853	24265	24265	24265	24265	19853
A _v /s (cm ² /cm)		0.135	0.165	0.165	0.165	0.165	0.135
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
A _v (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		15.83	12.95	12.95	12.95	12.95	15.83
s _{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 10 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
s _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
	b. Ecuación (4-18)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
s _{Coloc} (cm)		8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00

Anexo C-35 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 11 – Techo. Modelo #2. Norma COVENIN 1753-1987.

COLUMNAS PB-PISO 1		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	346.59	491.93	489.66	489.66	491.93	346.59
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	97.50	152.50	153.00	153.00	152.50	97.50
	P _u Crítica BASE (Ton)	348.89	495.16	492.88	492.88	495.16	348.89
	M _{pr} BASE (Ton-m)	97.50	152.50	153.00	153.00	152.50	97.50
	V _e (Ton)	81.25	127.08	127.50	127.50	127.08	81.25
V _e Diseño (Kgf)		81250	127083	127500	127500	127083	81250
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		34830	218490	229600	229600	218490	34830
0.05x A _g x f'c (Kgf)		37500	52500	52500	52500	52500	37500
V _u (Kgf)		17600	25580	25910	25910	25580	17600
V _c (Kgf)		0	52014	52720	52720	52014	0
V _s (Kgf)		108333	117431	117280	117280	117431	108333
Av/s (cm ² /cm)		0.469	0.430	0.430	0.430	0.430	0.469
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		6	6	6	6	6	6
Av (cm ²)		4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28
s _{cal} (cm)		9.12	9.94	9.95	9.95	9.94	9.12
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	12.50	15.00	15.00	15.00	15.00	12.50
	b. 6 d _b ^c	13.34	13.34	13.34	13.34	13.34	13.34
	c. Sx	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	20.52	21.07	21.07	21.07	21.07	20.52
	b. Ecuación (4-19)	14.51	12.28	12.28	12.28	12.28	14.51
s _{coloc} (cm)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

Anexo C-36 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de PB – Piso 1. Modelo #2. Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 2-PISO 3		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	281.28	403.54	402.68	402.68	403.54	281.28
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	74.75	118.00	118.00	118.00	118.00	74.75
	P _u Crítica BASE (Ton)	283.59	406.77	405.91	405.91	406.77	283.59
	M _{pr} BASE (Ton-m)	74.75	135.50	135.50	135.50	135.50	74.75
	V _e (Ton)	62.29	105.63	105.63	105.63	105.63	62.29
V _e Diseño (Kgf)		62292	105625	105625	105625	105625	62292
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		34150	178610	189020	189020	178610	34150
0.05x A _g x f'c (Kgf)		37500	52500	52500	52500	52500	37500
V _u (Kgf)		18750	25050	25400	25400	25050	18750
V _c (Kgf)		0	49480	50141	50141	49480	0
V _s (Kgf)		83056	91354	90692	90692	91354	83056
Av/s (cm ² /cm)		0.360	0.335	0.332	0.332	0.335	0.360
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		6	6	6	6	6	6
A _v (cm ²)		4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28
s _{cal} (cm)		11.89	12.78	12.87	12.87	12.78	11.89
S _{Req} (cm)	a. Bx/4	12.50	15.00	15.00	15.00	15.00	12.50
	b. 6 d _b ^c	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	c. S _x	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
S _{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	20.52	21.07	21.07	21.07	21.07	20.52
	b. Ecuación (4-19)	14.51	12.28	12.28	12.28	12.28	14.51
S _{Coloc} (cm)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

Anexo C-37 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 2 – Piso 3. Modelo #2.
Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 6-PISO 7		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	149.59	228.72	230.14	230.14	228.72	149.59
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	50.00	65.50	65.50	65.50	65.50	50.00
	P _u Crítica BASE (Ton)	151.13	230.65	232.06	232.06	230.65	151.13
	M _{pr} BASE (Ton-m)	42.75	53.00	53.00	53.00	53.00	42.75
	V _e (Ton)	38.65	49.38	49.38	49.38	49.38	38.65
V _e Diseño (Kgf)		38646	49375	49375	49375	49375	38646
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		30570	103380	108580	108580	103380	30570
0.05x A _g x f' _c (Kgf)		25000	31250	31250	31250	31250	25000
V _u (Kgf)		16250	18200	18120	18120	18200	16250
V _c (Kgf)		20872	24313	24587	24587	24313	20872
V _s (Kgf)		30655	41520	41246	41246	41520	30655
Av/s (cm ² /cm)		0.162	0.220	0.218	0.218	0.220	0.162
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		4	4	4	4	4	4
Av (cm ²)		2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
s _{cal} (cm)		17.57	12.97	13.06	13.06	12.97	17.57
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	12.50	12.50	12.50	12.50	10.00
	b. 6 d _b ^c	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	c. S _x	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	13.14	15.12	15.12	15.12	15.12	13.14
	b. Ecuación (4-19)	11.82	11.82	11.82	11.82	11.82	11.82
s _{coloc} (cm)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

Anexo C-38 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 6 – Piso 7. Modelo #2.
Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 9- PISO 10		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	62.40	104.44	105.20	105.20	104.44	62.40
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	31.00	38.50	38.50	38.50	38.50	31.00
	P _u Crítica BASE (Ton)	63.63	105.67	106.43	106.43	105.67	63.63
	M _{pr} BASE (Ton-m)	31.25	38.75	38.75	38.75	38.75	31.25
	V _e (Ton)	25.94	32.19	32.19	32.19	32.19	25.94
V _e Diseño (Kgf)		25938	32188	32188	32188	32188	25938
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		19770	48350	50740	50740	48350	19770
0.05x A _g x f'c (Kgf)		20000	20000	20000	20000	20000	20000
V _u (Kgf)		12080	10390	10070	10070	10390	12080
V _c (Kgf)		0	14214	14336	14336	14214	0
V _s (Kgf)		34583	28703	28580	28580	28703	34583
Av/s (cm ² /cm)		0.235	0.195	0.194	0.194	0.195	0.235
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{cal} (cm)		9.09	10.95	10.99	10.99	10.95	9.09
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 6 d _b ^c	11.43	13.34	13.34	13.34	13.34	11.43
	c. S _x	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
	b. Ecuación (4-19)	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
s _{coloc} (cm)		9.00	10.00	10.00	10.00	10.00	9.00

Anexo C-39 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 9 – Piso 10. Modelo #2.
Norma FONDONORMA 1753-2006.

COLUMNAS PISO 11-TECHO		COL EJE A	COL EJE B	COL EJE C	COL EJE D	COL EJE E	COL EJE F
		DEMANDA					
L _n (m)		2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
PROCED. 1	P _u Crítica TOPE (Ton)	12.54	22.63	22.96	22.96	22.63	12.54
	M _{pr} TOPE (Ton-m)	20.75	24.00	24.00	24.00	24.00	20.75
	P _u Crítica BASE (Ton)	13.77	23.86	24.19	24.19	23.86	13.77
	M _{pr} BASE (Ton-m)	27.50	35.75	35.75	35.75	35.75	27.50
	V _e (Ton)	20.10	24.90	24.90	24.90	24.90	20.10
V _e Diseño (Kgf)		20104	24896	24896	24896	24896	20104
		CAPACIDAD					
φ _{corte}		0.75					
P _u (Kgf)		5990	12050	12880	12880	12050	5990
0.05x A _g x f'c (Kgf)		20000	20000	20000	20000	20000	20000
V _u (Kgf)		7850	4030	3590	3590	4030	7850
V _c (Kgf)		0	0	0	0	0	0
V _s (Kgf)		26806	33194	33194	33194	33194	26806
Av/s (cm ² /cm)		0.182	0.226	0.226	0.226	0.226	0.182
φ Estribo		φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8	φ3/8
# Ramas		3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)		2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
s _{Cal} (cm)		11.72	9.47	9.47	9.47	9.47	11.72
S_{Req} (cm)	a. Bx/4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	b. 6 d _b ^c	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53	9.53
	c. Sx	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
S_{Conf} (cm)	a. Ecuación (4-17)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
	b. Ecuación (4-19)	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
s _{Coloc} (cm)		9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00

Anexo C-40 Diseño del Refuerzo Transversal para Columnas de Piso 11 – Techo. Modelo #2.
Norma FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 1	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	34.69	34.31	34.31	34.69	31.35
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	19.61	19.61	19.61	19.61	19.61
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	31.35	34.69	34.31	34.31	34.69	0.00
		Σ M _v (Tonf-m)	267.40					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		20.39	68.86	67.92	67.92	68.86	20.39
	M _n Col INF (Tonf-m)		24.25	36.50	33.50	33.50	36.50	24.25
	Σ M _c (Tonf-m)		188.50					
	Σ M _c / Σ M _v		0.70					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		12φ1 1/8"					
	M _n Col INF (Tonf-m)		46.25	58.25	58.00	58.00	58.25	46.25
	Σ M _c (Tonf-m)		325.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.22					

Anexo C-41 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 1. Modelo #1.
FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 2	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	34.31	31.35	31.35	34.31	31.35
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	17.09	19.61	17.09	17.09	19.61	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	19.61	17.09	17.09	19.61	17.09
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	31.35	34.31	31.35	31.35	34.31	0.00
		Σ M _v (Tonf-m)	253.16					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		16.30	50.15	49.45	49.45	50.15	16.30
	M _n Col INF (Tonf-m)		23.75	34.75	31.75	31.75	34.75	23.75
	Σ M _c (Tonf-m)		180.50					
	Σ M _c / Σ M _v		0.71					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		12φ1"	12 φ 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12 φ 1/8"	12φ1"
	M _n Col INF (Tonf-m)		37.75	57.25	57.00	57.00	57.25	37.75
	Σ M _c (Tonf-m)		304.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.20					

Anexo C-42 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 2. Modelo #1.
FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 3	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	27.52	27.52	27.52	27.52	24.40
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	24.40	27.52	27.52	27.52	27.52	0.00
		Σ M _v (Tonf-m)	211.61					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		11.41	31.50	30.92	30.92	31.50	11.41
	M _n Col INF (Tonf-m)		17.50	29.75	29.50	29.50	29.75	17.50
	Σ M _c (Tonf-m)		153.50					
	Σ M _c / Σ M _v		0.73					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		12φ1"	12φ1"	12φ1"	12φ1"	12φ1"	12φ1"
	M _n Col INF (Tonf-m)		37.25	46.00	46.00	46.00	46.00	37.25
	Σ M _c (Tonf-m)		258.50					
	Σ M _c / Σ M _v		1.22					

Anexo C-43 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 3. Modelo #1.
FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 3	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89	0.00
		Σ M _v (Tonf-m)	411.08					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		34.15	178.61	189.02	189.02	178.61	34.15
	M _n Col INF (Tonf-m)		45.00	94.00	96.00	96.00	94.00	45.00
	Σ M _c (Tonf-m)		470.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.14					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		18φ3/4"	22φ5/8"	22φ5/8"	22φ5/8"	22φ5/8"	18φ3/4"
	M _n Col INF (Tonf-m)		59.00	94.00	96.00	96.00	94.00	59.00
	Σ M _c (Tonf-m)		498.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.21					

Anexo C-44 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 3. Modelo #2.
FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 6	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.33	30.33	30.33	30.33	30.33
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89	51.89
		Σ M _v (Tonf-m)	462.97					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		32.26	121.55	128.16	128.16	121.55	32.26
	M _n Col INF (Tonf-m)		44.50	84.00	85.00	85.00	84.00	44.50
	Σ M _c (Tonf-m)		427.00					
	Σ M _c / Σ M _v		0.92					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		18φ7/8"	22φ3/4"	22φ3/4"	22φ3/4"	22φ3/4"	18φ7/8"
	M _n Col INF (Tonf-m)		74.00	103.00	104.50	104.50	103.00	74.00
	Σ M _c (Tonf-m)		563.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.22					

Anexo C-45 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 6. Modelo #2.
FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 9	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	25.48	25.48	25.48	25.48	25.48
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82	45.82
		Σ M _v (Tonf-m)	402.31					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		24.44	66.42	69.76	69.76	66.42	24.44
	M _n Col INF (Tonf-m)		36.00	51.75	52.00	52.00	51.75	36.00
	Σ M _c (Tonf-m)		279.50					
	Σ M _c / Σ M _v		0.69					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		14φ1 1/8"	16φ1 1/8"	16φ1 1/8"	16φ1 1/8"	16φ1 1/8"	14φ1 1/8"
	M _n Col INF (Tonf-m)		69.50	87.00	87.50	87.50	87.00	69.50
	Σ M _c (Tonf-m)		488.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.21					

Anexo C-46 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 9. Modelo #2.
FONDONORMA 1753-2006.

		PISO 11	NODO A	NODO B	NODO C	NODO D	NODO E	NODO F
VIGAS	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81
	FUERZAS A-F	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99	0.00
	DIRECC.	M _n Viga "IZQ" (Tonf-m)	0.00	18.99	18.99	18.99	18.99	18.99
	FUERZAS F-A	M _n Viga "DER" (Tonf-m)	30.81	30.81	30.81	30.81	30.81	0.00
		Σ M _v (Tonf-m)	249.01					
COLUMNAS PROC. #1	P _u Crítica INF (Ton)		13.97	29.85	31.78	31.78	29.85	13.97
	M _n Col INF (Tonf-m)		23.00	31.50	31.75	31.75	31.50	23.00
	Σ M _c (Tonf-m)		172.50					
	Σ M _c / Σ M _v		0.69					
COLUMNAS PROC. #2	Combinación Barras Requerida		12φ1 1/4"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/8"	12φ1 1/4"
	M _n Col INF (Tonf-m)		55.50	46.50	47.00	47.00	46.50	55.50
	Σ M _c (Tonf-m)		298.00					
	Σ M _c / Σ M _v		1.20					

Anexo C-47 Resistencia Mínima a la Flexión – Verificación por Nivel de Piso 11. Modelo #2.
FONDONORMA 1753-2006.