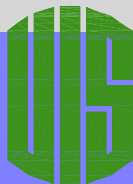


evaluación de edificios de concreto reforzado con diferentes insuficiencias de estructuración sismo resistente

Universidad
Industrial de
Santander



rafael antonio correa
escuela de ingeniería civil

**EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON
DIFERENTES INSUFICIENCIAS DE ESTRUCTURACIÓN SISMO
RESISTENTE**



RAFAEL ANTONIO CORREA MELANO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2008

**EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON
DIFERENTES INSUFICIENCIAS DE ESTRUCTURACIÓN SISMO
RESISTENTE**

RAFAEL ANTONIO CORREA MELANO

Trabajo de Grado

Director de Proyecto

ALEXIS VEGA ARGUELLO

Ingeniero Civil. Especialista en Estructuras

Codirector de Proyecto

RICARDO CRUZ HERNÁNDEZ

Ingeniero Civil. PhD

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2008

Nota de aceptación:

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Bucaramanga, 15 de Abril de 2008

A mis padres, de quienes he recibido siempre su confianza, apoyo y compañía en este lindo y a veces complicado camino que llamamos vida.

A Dios, donde quiera que esté, después de todo, sin Él nada de lo que existe podría ser posible.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi agradecimiento al ingeniero civil Alexis Vega Arguello, quien con su conocimiento, su continuo apoyo y la mejor de las disposiciones brindó siempre todo lo que estuvo a su alcance para permitir que esta investigación fuese posible.

De igual forma, quiero manifestar mi agradecimiento al profesor e ingeniero civil Ricardo Cruz Hernández, por que sus ideas, sus comentarios y sus valiosas discusiones, sobre algún concepto técnico, han dado forma, incluso desde el aula, a cada parte de este trabajo.

También extendiendo estos agradecimientos a todas las personas que participaron recurrentemente en la elaboración de este trabajo de grado: a Mayerly Correa, mi hermana, por sus rigurosas correcciones a la redacción de cada párrafo, y a Luis Vergara, por sus excelentes aportes en el área estadística. Gracias a todos, familiares y amigos, ustedes alimentaron la esperanza de hacer realidad este sueño.

En general, mil gracias a la Universidad Industrial de Santander por que en todos los aspectos ha sido, más que libros, clases y evaluaciones, el espacio perfecto para aprender todo lo que aquí se aplica, entre muchas otras cosas más.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES	5
1.1 Introducción	5
1.2 Generalidades y definiciones preliminares	5
1.2.1 Sismo.	5
1.2.2 Características de respuesta de los edificios.	6
1.2.3 Fuerzas sísmicas.	7
1.2.4 El concepto de cortante en la base.	7
1.2.5 Desplazamiento en el edificio causado por las fuerzas laterales.	7
1.2.6 Elementos resistentes a fuerzas laterales.	8
1.2.7 Diafragma.	9
1.2.8 Comportamiento sísmico de los pórticos resistentes a momentos.	9
1.2.9 Comportamiento dúctil.	10
1.2.10 Confinamiento.	10
1.2.11 Procedimientos de análisis sísmico inelástico.	11

1.2.12	Modelo estructural para procedimientos de análisis inelástico.	12
1.2.13	Curvas pushover.	12
1.2.14	Caracterización del movimiento sísmico.	13
2.	FALENCIAS DE CONFIGURACIÓN SISMO RESISTENTE FRECUENTES EN EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO	14
2.1	Introducción	14
2.2	Los requisitos de configuración sismo resistente.....	16
2.2.1	Resistencia de diseño \geq Resistencia Requerida.	17
2.2.2	Elementos a flexión en pórticos especiales. Requisitos geométricos.	18
2.2.3	Elementos a flexión en pórticos especiales. Refuerzo longitudinal.	20
2.2.4	Elementos a flexión en pórticos especiales. Refuerzo transversal.	23
2.2.5	Elementos a flexión en pórticos especiales. Requisitos relacionados con esfuerzos cortantes.	25
2.2.6	Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Requisitos geométricos.	27
2.2.7	Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Mínima resistencia a flexión de las columnas.	27
2.2.8	Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Refuerzo longitudinal.	31

2.2.9 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Refuerzo transversal.	31
2.2.10 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Requisitos para resistencia a cortante.	35
2.2.11 Nudos de pórticos especiales. Requisitos generales.	36
2.2.12 Nudos de pórticos especiales. Refuerzo transversal.	37
2.2.13 Nudos de pórticos especiales. Resistencia a cortante.	37
2.2.14 Nudos de pórticos especiales. Longitud de desarrollo para barras de refuerzo sometidas a tensión.	40
2.3 Metodología de la investigación	40
2.3.1 Modelo cuantitativo de incumplimiento de un requisito en un edificio.	41
2.3.2 Pasos a seguir durante la evaluación del incumplimiento.	42
2.3.3 Modelo estadístico para obtener las falencias más frecuentes.	44
2.4 La investigación	46
2.4.1 La Población de la investigación: El medio local.	46
2.4.2 Elección del tamaño de la muestra.	46
2.4.3 La muestra.	48
2.4.4 Evaluación del cumplimiento y resultados.	49
3. DISEÑO DEL EXPERIMENTO	51

3.1	Introducción	51
3.2	Diseño de experimentos. generalidades.....	51
3.3	La metodología.....	52
3.4	Preliminares de la unidad experimental: edificio modelo	54
3.4.1	Aspectos geométricos generales.	54
3.4.2	Fundación.	57
3.4.3	Diafragma.	58
3.4.4	Longitud libre y longitud flexible de los elementos.	59
3.4.5	Materiales.	61
3.4.6	Análisis modal.	65
3.4.7	Control de derivas: análisis de espectro de respuesta.	69
3.4.8	Diseño sismo resistente.	71
3.5	La unidad experimental: el modelo discreto	73
3.5.1	El modelo discreto para el análisis no lineal.	73
3.5.2	Características no lineales de las secciones del modelo discreto.	78
3.6	Procedimiento sísmico de análisis estático no lineal. Variables de respuesta.....	89
3.6.1	Procedimiento de análisis sísmico estático no lineal.	89

3.6.2	Dirección del estudio de análisis sísmico estático no lineal.	90
3.6.3	Relación fuerza-deformación: curva pushover, variables de respuesta.	91
3.6.4	Desarrollo del Método del Espectro de Capacidad.	94
3.7	Factores de estudio	100
3.8	Niveles de los factores de estudio y combinaciones	103
3.8.1	Vigas.	106
3.8.2	Columnas.	110
4.	EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LAS FALENCIAS DE DISEÑO EN EL EDIFICIO MODELO.....	114
4.1	Introducción	114
4.2	Resultados del experimento	114
4.2.1	Análisis del conjunto de estructuras en Sap2000.	115
4.2.2	Resultados para las variables de respuesta: curvas fuerza-deformación y puntos de comportamiento.	118
4.2.3	Observaciones acerca del análisis sísmico en Sap2000.	126
4.3	Análisis de datos del experimento	127
4.3.1	Desplazamiento en la cubierta.	128
4.3.2	Cortante en la base.	132

4.3.3 Observaciones de los resultados del experimento.	135
4.3.4 Relación entre los efectos causados en ambas variables de respuesta.	136
5. CONCLUSIONES	138
5.1 Falencias de Configuración Sismo Resistente Frecuentes en Edificaciones de Concreto Reforzado	138
5.2 Diseño del experimento.....	139
5.3 Evaluación del impacto de las falencias de diseño	141
6. RECOMENDACIONES.....	144
BIBLIOGRAFÍA.....	145
ANEXOS.....	148

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Factor de reducción de resistencia	17
Tabla 2. Falencias más frecuentes	50
Tabla 3. Análisis de masa.....	66
Tabla 4. Análisis Modal.....	68
Tabla 5. Reacciones en la base, desplazamientos y deriva	70
Tabla 6. Cargas gravitacionales que transmite la placa de entrepiso	71
Tabla 7. Propiedades dinámicas lineales del modelo estructural.....	95
Tabla 8. Definición de los niveles para cada factor de estudio	104
Tabla 9. Niveles de los factores de estudio	105
Tabla 10. Constantes de contraste del diseño 2^4	105
Tabla 11. Resumen de resultados del experimento. Variables de respuesta	127
Tabla 12. Análisis de varianza del experimento. Estudio del desplazamiento en la cubierta.....	130
Tabla 13. Análisis de varianza del experimento. Estudio del cortante en la base	134
Tabla 14. Falencias más frecuentes en el medio.....	138

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Límite inferior de luz libre.....	18
Figura 2. Relación ancho del alma y altura efectiva. Límite inferior del ancho del alma.....	19
Figura 3. Límite superior del ancho del alma.....	19
Figura 4. Excentricidad.....	19
Figura 5. a) Límite inferior de resistencia a momento en la cara del nudo; b) Límite inferior de resistencia a momento en cualquier sección pq.....	20
Figura 6. Fuerzas normales en vigas.....	21
Figura 7. Límite inferior de refuerzo longitudinal de vigas en núcleos de columna.....	22
Figura 8. Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo.....	22
Figura 9. Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo.....	23
Figura 10. Zonas en que se requieren estribos de confinamiento.....	24
Figura 11. Soporte lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento.....	24
Figura 12. Estribos con gancho sísmico.....	25
Figura 13. Fuerza cortante de diseño para vigas.....	26
Figura 14. Requisitos geométricos para columnas.....	27
Figura 15. Resistencia a flexión de los elementos que llegan al nudo.....	28
Figura 16. Diagrama de Carga Axial – Momento Resistente en columnas.....	29
Figura 17. Zonas de empalmes por traslapo.....	30
Figura 18. Refuerzo de confinamiento en columnas.....	33

Figura 19. Resistencia a cortante en columnas	35
Figura 20. Área efectiva en un nudo	38
Figura 21. Fuerzas internas para calcular V_u en la unión	39
Figura 22. Falencias más frecuentes	45
Figura 23. Planta de entrepiso típico	55
Figura 24. Corte de Pórticos en ambas direcciones	56
Figura 25. Detalle de placa típica de entrepiso	57
Figura 26. Modelo tridimensional	59
Figura 27. Concreto simple	61
Figura 28. Concreto no confinado	62
Figura 29. Concreto confinado	63
Figura 30. Acero estructural. Modelo de Park	65
Figura 31. Imágenes para Modo 1, Modo 2 y Modo 3	67
Figura 32. Espectro elástico de diseño	70
Figura 33. Cargas gravitacionales aplicadas por nivel	72
Figura 34. Secciones de vigas en el modelo	74
Figura 35. Definición de las secciones de las vigas del modelo	75
Figura 36. Secciones de columnas en el modelo	76
Figura 37. Definición de las secciones de las columnas del modelo	77
Figura 38. Perspectiva del modelo discreto. Unidad experimental	78
Figura 39. Orientación de los ejes locales en vigas	79
Figura 40. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V1	81
Figura 41. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V2	81

Figura 42. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V3.....	82
Figura 43. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V4.....	82
Figura 44. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V5.....	83
Figura 45. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V6.....	83
Figura 46. Orientación de los ejes locales en columnas	84
Figura 47. Diagrama de interacción P-M para las secciones C1 y C2	85
Figura 48. Gráfico de Momento vs Curvatura sección C1	85
Figura 49. Gráfico de Momento vs Curvatura sección C2	86
Figura 50. Ubicación de rótulas plásticas para vigas	87
Figura 51. Ubicación de rótulas plásticas para columnas	88
Figura 52. Curva fuerza–deformación.....	93
Figura 53. Método del Espectro de Capacidad.....	99
Figura 54. Combinación $-a -b$ para la viga V3	106
Figura 55. Combinación $-a +b$ para la viga V3.....	107
Figura 56. Combinación $+a -b$ para la viga V3.....	107
Figura 57. Combinación $+a +b$ para la viga V3.....	108
Figura 58. Combinación $-a -b$ para la viga V5	108
Figura 59. Combinación $-a +b$ para la viga V5.....	109
Figura 60. Combinación $+a -b$ para la viga V5.....	109
Figura 61. Combinación $+a +b$ para la viga V5.....	110
Figura 62. Diagrama de interacción P-M para la sección C1, combinación $-c$	111
Figura 63. Combinación $-c -d$ para la columna C1	111
Figura 64. Combinación $-c +d$ para la columna C1	112

Figura 65. Combinación +c –d para la columna C1	112
Figura 66. Combinación +c +d para la columna C1	113
Figura 67. Condiciones iniciales para análisis sísmico estático no lineal.....	115
Figura 68. Ejemplo de aplicación de la carga pushover.....	116
Figura 69. Resumen de curvas fuerza-deformación	117
Figura 70. Combinación de tratamientos (1).....	118
Figura 71. Combinación de tratamientos a	119
Figura 72. Combinación de tratamientos b	119
Figura 73. Combinación de tratamientos ab	120
Figura 74. Combinación de tratamientos c	120
Figura 75. Combinación de tratamientos ac	121
Figura 76. Combinación de tratamientos bc	121
Figura 77. Combinación de tratamientos abc	122
Figura 78. Combinación de tratamientos d	122
Figura 79. Combinación de tratamientos ad	123
Figura 80. Combinación de tratamientos bd	123
Figura 81. Combinación de tratamientos abd	124
Figura 82. Combinación de tratamientos cd	124
Figura 83. Combinación de tratamientos acd	125
Figura 84. Combinación de tratamientos bcd	125
Figura 85. Combinación de tratamientos abcd.....	126
Figura 86. Gráfico de probabilidad normal, datos de desplazamientos en la cubierta.....	128

Figura 87. Efectos porcentuales sobre el desplazamiento medio en la cubierta .	129
Figura 88. Gráfico de probabilidad normal, datos de cortante en la base.....	133
Figura 89. Efectos porcentuales sobre el cortante medio en la base.....	133
Figura 90. Efectos causados sobre las variables de respuesta	137
Figura 91. Impacto sobre la curva fuerza-deformación de la utilización de rótulas tipo PMM en columnas	140
Figura 92. Impacto de las condiciones iniciales sobre la curva fuerza-deformación	141

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO UNO.....	148
ANEXO B. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO DOS.....	149
ANEXO C. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO TRES.....	150
ANEXO D. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO CUATRO	151
ANEXO E. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO CINCO	152
ANEXO F. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO SEIS.....	153
ANEXO G. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO SIETE.....	154
ANEXO H. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO OCHO.....	155
ANEXO I. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO NUEVE.....	156

RESUMEN

TÍTULO: EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON DIFERENTES INSUFICIENCIAS DE ESTRUCTURACIÓN SISMO RESISTENTE*.

AUTOR: CORREA MELANO, Rafael Antonio**.

PALABRAS CLAVES: cumplimiento de requisitos de diseño, normas de diseño sismo resistente, edificios de concreto reforzado, pórticos especiales resistentes a momentos, diseño de experimentos, análisis estático no lineal.

DESCRIPCIÓN:

Este documento es una investigación experimental en laboratorio de cómputo sobre el comportamiento inelástico de un edificio de concreto reforzado (tipo pórticos especiales resistentes a momentos) que presenta ciertas falencias en su configuración sismo resistente. La investigación surge a partir de la necesidad de establecer qué tipo de influencia tiene, sobre algunas propiedades inelásticas de un edificio de concreto reforzado, incumplir requisitos de diseño sismo resistente consignados en las normas de diseño de edificios, particularmente, las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE (NSR-98).

La investigación inicia con un estudio preliminar enfocado a establecer un conjunto de falencias de diseño frecuentes en una población particular de edificios de concreto reforzado diseñados en la ciudad de Bucaramanga (Colombia); dicho conjunto de falencias sirve, posteriormente, para seleccionar cuatro importantes componentes de la configuración sismo resistente de un edificio modelo: refuerzo inferior de vigas en la cara de los apoyos, separación entre estribos de vigas en zonas de confinamiento, refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo, y separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento. Para establecer la influencia que tiene sobre el edificio modelo la variación de esas propiedades de configuración, induciendo a su vez el incumplimiento de los requisitos relacionados, se hace un diseño de experimentos factorial 2^4 de una réplica.

Los resultados del análisis del experimento indican que existe influencia sobre algunas propiedades inelásticas del edificio modelo y, principalmente, se evidencia que el incumplimiento de los requisitos de diseño ocasiona, por una parte, disminución del valor del cortante sísmico en la base que el edificio absorbe para un sismo en particular; y por otra, aumento del desplazamiento que experimenta la cubierta.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: ingeniero civil Alexis Vega Arguello.

ABSTRACT

TÍTULO: EVALUATION OF CONCRETE REINFORCED BUILDINGS WITH DIFFERENT INSUFFICIENCIES ON SEISMIC DESIGN STRUCTURATION*.

AUTHOR: CORREA MELANO, Rafael Antonio**.

KEYWORDS: fulfillment of seismic design requirements, code for earthquake-resistant design, concrete reinforced buildings, special moment frames, design of experiments, nonlinear static analysis.

DESCRIPTION:

This document is the result of an experimental investigation developed in the computer laboratory, about the inelastic behavior of a reinforced concrete building (special moment frames), which have some weakness in its earthquake-resistant configuration. The investigation stems from the need to establish what type of influence has in concrete reinforced building's inelastic behavior to violate the requirements for earthquake-resistant design mentioned in the different designing building codes, particularly in the NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE (NSR-98).

The investigation begins with a preliminary study focused on establishing a set of common designing flaws in a particular population of concrete reinforced buildings designed in the city of Bucaramanga (Colombia); this set of flaws serves subsequently to select four important components of the earthquake-resistant configuration in a sample building: positive moment reinforcement for beams at the face of the supporting member, spacing of the hoops for beams in the confined region, longitudinal reinforcement for columns at the face of the joint, and spacing of the hoops for columns in the confined region. A 2^4 factorial experiment of a single replicate is made to establish the affectation that the modification of these configuration properties, inducing at the same time the violation of the requirements related to the four components of earthquake-resistant configuration.

The results of the analysis of this experiment indicate that an influence exists on some inelastic properties of the sample building, and mainly it is showed that the violation of the design requirements causes, in one hand, diminution of the base shear of the building that it absorbs in a particular earthquake, and in the other hand, the increase of the roof displacement.

* Thesis.

** Physical Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Director: Civil engineer Alexis Vega Arguello.

INTRODUCCIÓN

Desde hace varias décadas se ha promovido el cumplimiento de requisitos especiales de disipación de energía para edificaciones ubicadas en zonas de intermedia o alta amenaza sísmica, por medio de la implementación de normas de diseño sismo resistente, con el propósito de minimizar la pérdida de vidas humanas durante eventos sísmicos de gran intensidad.

En la actualidad, unas cuantas edificaciones diseñadas en el medio local presentan falencias de estructuración debido, precisamente, a que algunos ingenieros estructurales incumplen deliberadamente dichos requisitos contemplados en las Normas Colombianas de Diseño Sismo Resistente, u otras normas o especificaciones equivalentes. Tales edificaciones son más vulnerables ante la acción de sismos de gran intensidad, principalmente, porque sus fallas tienden a ser frágiles o prematuras en las primeras zonas de plastificación y porque son incapaces de absorber adecuadamente la energía transmitida por la acción dinámica.

Entre las posibles causas que han impulsado esta práctica de diseño se encuentra el desconocimiento de las normas de diseño sismo resistente, la ignorancia de la importancia de cumplir con los requisitos de disipación de energía, la necesidad o el deseo de reducir costos de obra, y el propósito de satisfacer disposiciones arquitectónicas inconsistentes con el sistema estructural resistente a carga horizontal.

De las anteriores causas, es posible resaltar que la ignorancia de la importancia de cumplir con los requisitos de diseño representa una motivación significativa en el desarrollo de la presente investigación, la cual busca verificar que el incumplimiento de requisitos de configuración sismo resistente, en efecto,

repercute de forma negativa sobre el comportamiento inelástico de un edificio de concreto reforzado ante un movimiento telúrico determinado. Específicamente, el objetivo principal de esta investigación es determinar las insuficiencias de estructuración sismo resistente frecuentes en edificios de concreto reforzado, según los requisitos consignados en la normativa pertinente, principalmente, los enunciados en las NSR-98, y evaluar su influencia en el comportamiento inelástico de la estructura.

Cabe aclarar que, para evaluar dicha influencia, se desarrolla un análisis basado en el desempeño inelástico de un edificio modelo específico, de este modo, los valores definidos del análisis son representativos solo para dicho edificio modelo, y las conclusiones que se deseen realizar para otros edificios con características similares deben limitarse a establecer aproximaciones de manera cualitativa y no cuantitativa. También, es preciso puntualizar que el experimento realizado se desarrolla por medio de un laboratorio de computo, el cual emplea un software usado frecuentemente para análisis inelástico de estructuras (Sap2000); así, la confiabilidad de los resultados obtenidos depende, en gran medida, de la capacidad que dicho software tiene para simular los efectos de los cambios realizados en los factores estudiados.

Por otra parte, el desarrollo de la investigación se fundamenta en un conjunto de hipótesis descritas a continuación:

- En el medio local se presentan diseños de edificaciones de concreto reforzado con falencias en su configuración sismo resistente.
- Algunas falencias de estructuración sismo resistente son más influyentes que otras sobre el comportamiento inelástico de las edificaciones de concreto reforzado.

- Las edificaciones de concreto reforzado con insuficiencias en su configuración sismo resistente presentan menor capacidad de desempeño inelástico durante la acción de un sismo.

Así, los pasos empleados, con el ánimo de obtener suficientes elementos de juicio para llegar a corroborar o refutar dichas hipótesis, se encuentran a lo largo de este documento y su orden y contenido es el siguiente:

En primer lugar, en el capítulo uno se hace un pequeño resumen de algunos conceptos e ideas fundamentales que hacen parte del contenido teórico utilizado en este trabajo de grado.

Seguidamente, el capítulo dos está orientado a establecer si, en efecto, en el medio local se presentan diseños de edificaciones de concreto reforzado con falencias en su configuración sismo resistente. Allí se realiza la evaluación de una muestra que consiste en nueve (9) edificaciones de concreto reforzado cuyos diseños han sido presentados a las curadurías urbanas de Bucaramanga. La evaluación de la muestra, mediante un proceso de observación crítica, permite determinar las insuficiencias frecuentes en edificaciones de concreto reforzado en el medio local; para ello, se desarrollan las siguientes actividades: adquisición de las copias de planos estructurales, evaluación del cumplimiento de los requisitos de diseño sismo resistente, e identificación de las insuficiencias de estructuración frecuentes en la muestra.

En el capítulo tres se realiza el diseño del experimento que se utiliza para estudiar el efecto de varios factores sobre las propiedades de una estructura modelo. Este proceso hace parte de una investigación experimental aplicada que se lleva a cabo en un laboratorio de cómputo donde se simulan los eventos propios del análisis estructural. En esta etapa, se concretan las siguientes tareas: primero, definición de la unidad experimental -un edificio modelo- y definición de algunas características relevantes como materiales, diseño estructural, tipo y

características del análisis inelástico, entre otros; segundo, elección de las variables de respuesta que se miden en cada tratamiento del experimento (valores que componen el punto de comportamiento del edificio ante una acción sísmica definida); tercero, determinación de los factores que deben estudiarse (falencias de diseño) de acuerdo a su supuesta influencia sobre el desempeño de la unidad experimental; y cuarto, organización y planeación del trabajo experimental.

El capítulo cuatro contiene el análisis de los resultados del experimento y su interpretación. La estructura de análisis de la investigación pretende aproximar cualitativamente el desempeño de estructuras reales que presentan falencias de diseño sismo resistente, con base en los resultados obtenidos en la realización del experimento. En este capítulo se encuentra la descripción del comportamiento de los datos y la evaluación del impacto que tienen las fuentes de variabilidad sobre los factores de respuesta.

Por último, en las conclusiones, se presenta la comparación entre las conjeturas iniciales y los resultados obtenidos, incluso se infiere la aparición de nuevos aprendizajes logrados.

1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES

1.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un conjunto de ideas y conceptos generales que hacen parte del contenido conceptual implícito en la presente investigación.

Las principales fuentes bibliográficas en las cuales puede consultarse directamente la información aquí consignada son Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, documento preparado por el grupo APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, y una serie de documentos educativos titulada Built to resist earthquakes, the path to quality seismic design and construction, cuyos autores son el grupo APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL y la asociación STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA.

1.2 GENERALIDADES Y DEFINICIONES PRELIMINARES

1.2.1 Sismo.

Los temblores son causados por movimientos de rocas a lo largo de fallas o rupturas localizadas en la corteza terrestre. A escala global, la corteza terrestre está dividida en secciones separadas llamadas placas, la mayor cantidad de fallas están localizadas en las fronteras de las placas. Las fallas se mueven o deslizan cuando los esfuerzos de cortante bajo la superficie exceden la capacidad de compresión que posee la roca para resistir esos esfuerzos. El movimiento de las fallas puede mover el suelo que se encuentra en la superficie en sentido vertical, lateral o en alguna combinación de los dos; esto causa ondas de choque que

viajan a través del suelo. Esas ondas sísmicas causan el movimiento que se siente durante un temblor.

La intensidad de un movimiento telúrico en un sitio específico, causado por un sismo específico, depende principalmente de tres factores: la distancia entre el origen (también conocido como el foco o hipocentro) y el sitio, la magnitud del temblor (cantidad de energía disipada), y el tipo de suelo o roca existente en el sitio.

1.2.2 Características de respuesta de los edificios.

Distintos edificios expuestos al mismo sismo responden de forma diferente. Los efectos del sismo dependen de las características de respuesta específicas del tipo de sistema estructural usado en el edificio. Una característica importante del edificio es el periodo fundamental de vibración del mismo (medido en segundos). El periodo fundamental de un edificio depende de una compleja relación entre la rigidez del sistema estructural, su masa, y su altura total. Las ondas sísmicas con periodos similares al del edificio causarán resonancia, y amplificarán la intensidad de las fuerzas sísmicas que el edificio puede resistir.

Los sistemas estructurales que usan muros de cortante en concreto o mampostería son rígidos y resultan en edificios con periodos cortos, mientras que los sistemas de pórticos resistentes a momentos son más flexibles y tienen largos periodos de vibración. En general una larga porción de la energía del sismo está contenida en ondas de periodo corto. Por lo tanto, los edificios de cortos periodos con sistemas estructurales rígidos son diseñados para fuerzas mayores a los de periodos largos o edificios flexibles. Este concepto también es aplicable a la cantidad individual de fuerza de los elementos sísmicos estructurales y sus componentes más resistentes. Los elementos más rígidos deben ser más fuertes por que ellos resistirán fuerzas sísmicas mayores a las de los elementos flexibles en el mismo sistema estructural.

La forma o configuración es otra característica importante que afecta la respuesta de un edificio. Los edificios que presentan irregularidades en planta o en altura, están sujetos a requisitos especiales de diseño porque ellos pueden sufrir mayores daños que los edificios con forma regular.

1.2.3 Fuerzas sísmicas.

El diseño de estructuras sismo resistentes requiere que los movimientos sísmicos sean convertidos en fuerzas que actúan sobre un edificio. Las fuerzas sísmicas son llamadas fuerzas laterales porque sus efectos predominantes consisten en aplicar cargas horizontales a un edificio. También las ondas sísmicas imparten una componente vertical de fuerzas a los edificios, sin embargo el peso del edificio normalmente provee resistencia suficiente. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas verticales usualmente son tenidas en cuenta sólo para casos especiales.

1.2.4 El concepto de cortante en la base.

La fuerza resistente depende de la masa de un objeto, y el diseño de edificios debe tener esto en cuenta. Del mismo modo que una columna en el nivel inferior de un edificio debe soportar los pesos combinados de los niveles que se encuentran sobre ella, las fuerzas laterales también son acumulativas en los niveles inferiores. La fuerza sísmica total incrementa progresivamente en los niveles inferiores, culminando en el nivel de fundación o cimentación. La fuerza en el nivel de fundación es la suma de las fuerzas que contribuye cada nivel y se conoce como el cortante en la base.

1.2.5 Desplazamiento en el edificio causado por las fuerzas laterales.

Una fuerza horizontal aplicada a un objeto tiende a empujarlo en la misma dirección. Si éste no está restringido en la base, se deslizará en la dirección de la

fuerza aplicada. En el caso de los edificios, el deslizamiento es controlado por la fricción entre la parte inferior de la cimentación y el suelo, y el confinamiento lateral del suelo sobre las caras verticales de la fundación. Las fuerzas laterales que actúan sobre la fundación empujan la estructura superior en la misma dirección, pero la resistencia de la estructura actúa en equilibrio a esas fuerzas laterales. La cantidad de desplazamiento horizontal que ocurre causa esfuerzo en los elementos de resistencia sísmica y en los elementos no estructurales por la deformación que ocasiona en éstos.

El desplazamiento máximo usualmente ocurre en la cubierta del edificio, aunque cada nivel está sujeto a una cantidad de desplazamiento que puede expresarse en relación a la altura del nivel, dicha relación se conoce como deriva y su límite máximo debe ser controlado por los códigos de construcción sismo resistente. Las consideraciones de deriva son particularmente importantes para columnas, conexiones de elementos estructurales y para reducir pérdidas económicas especialmente relacionadas con los componentes no estructurales.

1.2.6 Elementos resistentes a fuerzas laterales.

Los elementos resistentes a fuerzas laterales deben proveerse en cada edificio para resistir fuerzas de viento y fuerzas sísmicas. Los tres tipos principales son muros de cortante, pórticos con diagonales (principalmente en acero estructural), y pórticos resistentes a momentos. El sistema de pórticos resistentes a momentos consiste de vigas y columnas, la flexión entre esos elementos provee la resistencia a las fuerzas laterales. Existe además un tipo especial de pórticos resistente a momento, el cual se diseña específicamente para asegurar un comportamiento dúctil de las uniones entre vigas y columnas; los pórticos especiales resistentes a momento se usan principalmente en zonas de alta actividad sísmica.

1.2.7 Diafragma.

La placa de entrepiso que conforma cada nivel se conoce como diafragma. Los diafragmas son elementos que transmiten o distribuyen las fuerzas horizontales tomadas de un nivel -y de lo que está sobre él- a los muros o pórticos en el nivel inmediatamente inferior. Los diafragmas se clasifican como flexibles o rígidos y el método de distribución de las fuerzas sísmicas depende de su clasificación. Los diafragmas de concreto son considerados como rígidos.

1.2.8 Comportamiento sísmico de los pórticos resistentes a momentos.

Los pórticos están compuestos por elementos verticales (columnas) y elementos horizontales (vigas). Dado que las fuerzas sísmicas desplazan el pórtico en la misma dirección, los rectángulos definidos por vigas y columnas tienden a distorsionarse en paralelogramos. Las uniones (nudos) se oponen a dicha deformación y entonces la distorsión resultante se traduce en flexión sobre vigas y columnas generando fuerzas llamadas momentos flectores.

Los momentos flectores causan tensión en una superficie de la viga o columna y una correspondiente compresión en la superficie opuesta. En concreto reforzado, las barras del refuerzo longitudinal son instaladas para resistir las fuerzas de tensión. Las fuerzas cortantes son resistidas por el concreto y por las barras de pequeño diámetro del refuerzo transversal que se disponen alrededor del refuerzo longitudinal. El refuerzo trasversal es horizontal en las columnas y vertical en las vigas. El refuerzo transversal es particularmente importante en pórticos para proveer ductilidad y confinamiento.

La experiencia en sismos pasados ha mostrado que es importante que las columnas sean más fuertes que las vigas. De este modo, el daño se concentra en las vigas y no en las columnas, las cuales se requieren para soportar, sin daños que comprometan la estabilidad de la edificación, las cargas verticales.

1.2.9 Comportamiento dúctil.

En sismos fuertes se espera que las fuerzas excedan la resistencia a la fluencia de los elementos que componen el sistema de resistencia sísmica. Un buen comportamiento requiere que los elementos se deformen plásticamente mientras disipan energía, sin fallar súbitamente ni de manera abrupta. Esta propiedad se conoce como ductilidad. El concreto es un material inherentemente no dúctil, puede soportar satisfactoriamente compresión, pero es necesario adicionarle acero de refuerzo si se requiere que resista alguna tensión. El acero de refuerzo también es utilizado para confinar el concreto.

1.2.10 Confinamiento.

El confinamiento es importante cuando existen zonas de alta compresión o altas fuerzas cortantes.

El confinamiento también es significativo cuando el refuerzo longitudinal se traslapa. Al traslaparse las dos piezas se deforman y son empujadas en direcciones opuestas, ésta es una tendencia del concreto contiguo a agrietarse y expandirse. El confinamiento restringe el agrietamiento y la expansión y permite que el traslapo sea efectivo en el desarrollo del esfuerzo de tensión de las barras.

El confinamiento usualmente se provee por ser una forma especial de refuerzo transversal, como estribos de pequeño diámetro en columnas, y estribos en vigas puestos en intervalos determinados.

El confinamiento es particularmente crítico en nudos o uniones de vigas y columnas. En esos puntos, cuando los desplazamientos y las rotaciones del edificio son altos, la tensión debe transmitirse de la parte superior de la viga en una cara de la unión, a la parte inferior de la viga en la otra cara; al mismo tiempo, la tensión debe transmitirse de un lado de la columna al otro, a través de la misma

región de la unión, denominada como la zona panel. Esas acciones producen altas fuerzas cortantes en la zona panel. La unión (nudo) es un volumen congestionado de refuerzo transversal tanto vertical como horizontal, y refuerzo longitudinal.

1.2.11 Procedimientos de análisis sísmico inelástico.

En la práctica, los procedimientos de análisis inelástico se usan para la evaluación y rediseño de edificios existentes y otras estructuras, o bien para el diseño de nuevas construcciones. El objetivo práctico de los procedimientos de análisis sísmico inelástico es predecir el comportamiento esperado de una estructura ante futuros eventos sísmicos.

La importancia de los estudios de ingeniería basados en el desempeño o comportamientos de una estructura, radica en que predicen el desempeño para tomar decisiones relacionadas con la seguridad y el riesgo. El daño estructural implica comportamiento inelástico; el diseño tradicional y los procedimientos de análisis que usan técnicas de linealidad elástica pueden predecir el desempeño sólo implícitamente. Por otro lado, el objetivo de los procedimientos de análisis sísmico inelástico es estimar directamente el tamaño de las deformaciones y distorsiones.

El proceso general del análisis inelástico es similar al de los procedimientos lineales convencionales en los que se desarrolla un modelo del edificio o estructura, el cual se somete a una representación del movimiento sísmico esperado. Los resultados del análisis son predicciones de parámetros para el modelo de la estructura que posteriormente serán usados para determinar el desempeño basándose en un criterio de aceptación. Los parámetros normalmente son desplazamientos globales (de la cubierta o cualquier punto de referencia), derivas de piso, fuerzas por nivel, distorsión en los elementos y fuerzas en los elementos.

1.2.12 Modelo estructural para procedimientos de análisis inelástico.

Un modelo estructural detallado para análisis inelástico es similar a un modelo elástico lineal de elementos finitos. La principal diferencia es que las propiedades de algunos o todos los componentes del modelo incluyen características de los esfuerzos y deformaciones más allá del rango elástico, en adición a las propiedades elásticas iniciales. Éstas normalmente se basan en aproximaciones derivadas de resultados de ensayos en elementos individuales o en análisis teóricos. Información de este tipo se encuentra tabulada en ATC-40 y en FEMA 356. En muchos casos es importante incluir los componentes estructurales y geotécnicos de la fundación en el modelo de análisis. A pesar de lo detallados que esos modelos puedan llegar a ser, inevitablemente introducen aproximaciones asociadas con inexactitudes dentro del proceso de análisis.

1.2.13 Curvas pushover.

Son una importante simplificación para estudiar modelos estructurales. También se conocen como curvas de capacidad y forman la base de los procedimientos estáticos no lineales. Se generan al someter un modelo estructural a una o más cargas laterales (distribuidas en altura). La magnitud total de la carga se incrementa hasta obtener una relación no lineal inelástica fuerza-deformación de la estructura en un nivel definido. El vector de carga horizontal es usualmente una representación aproximada de las relaciones relativas asociadas con el primer modo de vibración de la estructura.

En el Método de Coeficientes de FEMA 356, los parámetros de la curva de capacidad son normalmente el cortante en la base y el desplazamiento en la cubierta. Para el Método del Espectro de Capacidad del ATC-40, esos parámetros son transformados a aceleración espectral y desplazamiento espectral. Los procedimientos de análisis estático no lineal usan la relación fuerza-deformación

para representar el comportamiento de un oscilador simple de un grado de libertad.

1.2.14 Caracterización del movimiento sísmico.

Los movimientos sísmicos pueden ser expresados en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento de un punto en la superficie terrestre como una función del tiempo durante el movimiento telúrico; normalmente, se registra la aceleración y estos registros pueden servir para definir el espectro de respuesta elástico, el cual comprende una relación entre la respuesta máxima (aceleración, velocidad y desplazamiento) sobre todo el registro histórico de respuesta de un oscilador de un grado de libertad y la frecuencia, o más comúnmente, el periodo del oscilador para un nivel de amortiguación específico. Los espectros de respuesta son frecuentemente usados para representar los movimientos sísmicos. Las ordenadas de los espectros de respuesta son comúnmente usadas para representar la demanda sísmica para el diseño estructural.

2. FALENCIAS DE CONFIGURACIÓN SISMO RESISTENTE FRECUENTES EN EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO

2.1 INTRODUCCIÓN

En zonas de alta amenaza sísmica, es muy probable que se presenten temblores de tierra de gran intensidad. Cuando una edificación es sometida a un movimiento sísmico el desempeño de la misma es función principalmente de la capacidad de sus componentes estructurales, los cuales se definen en la etapa de diseño.

Según Nilson, quienes diseñan estructuras sismo resistentes tienen dos opciones para ello: “(a) proporcionar una rigidez y una resistencia adecuadas para limitar la respuesta de la estructura al rango elástico o (b) proporcionar estructuras de menor resistencia, a costos iniciales presumiblemente menores, que tengan la capacidad de soportar deformaciones inelásticas grandes manteniendo su capacidad de soportar carga”¹. En la práctica se conciben estructuras óptimas conforme a la opción (b) mencionada anteriormente, con niveles de seguridad adecuados, de modo que la pérdida de vidas humanas durante un terremoto es mínima.

Para esto, se implementan códigos de diseño sismo resistente con especificaciones mínimas que permiten garantizar un comportamiento dúctil de las edificaciones a través del cumplimiento de requisitos orientados a aumentar la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales durante su deformación plástica sin que ocurran fallas frágiles y abruptas.

¹ NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. 12 ed. Bogotá : Mc Graw-Hill, 2001. p. 648.

La construcción de edificaciones con configuraciones sismo resistentes que no cumplen los requisitos de diseño mínimos genera estructuras con falencias o insuficiencias que probablemente, las hacen más vulnerables ante la acción de sismos de gran intensidad. Por esta razón, es de gran importancia conocer cuáles son las falencias que, eventualmente, tienen mayor influencia sobre el desempeño sísmico de una edificación. Sin embargo, realizar un análisis que incluya el incumplimiento de todos los requisitos consignados en un código de construcción sismo resistente puede llegar a ser un proceso poco eficiente y sumamente extenso, por lo que resulta más funcional orientar el estudio sobre un conjunto de insuficiencias que sean representativas.

Una primera selección de falencias de configuración sismo resistente relevantes para esta investigación es, sin duda, el conjunto de las que se presentan con mayor frecuencia en los diseños estructurales existentes en el medio local, debido a que el comportamiento de una edificación que posee dichas insuficiencias permite conocer un modelo del comportamiento aproximado de muchas edificaciones existentes en el entorno.

En este capítulo se presenta el estudio sobre las falencias más frecuentes en edificaciones de concreto reforzado en el medio local; para esto, se hace un breve resumen sobre los requisitos de configuración sismo resistente, se especifica la metodología utilizada en la evaluación del incumplimiento de los requisitos y se muestran los resultados de dicha evaluación. Por último, con base en dichos resultados, se define el conjunto de insuficiencias, de las cuales se seleccionan las variables que se estudian y modelan en el desarrollo del resto de la investigación.

2.2 LOS REQUISITOS DE CONFIGURACIÓN SISMO RESISTENTE

En Colombia existen las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE², versión del Decreto 33 del 9 de enero de 1998 (en adelante NSR-98), las cuales reglamentan los aspectos relacionados con el diseño de estructuras de concreto reforzado y estructuras metálicas, entre otros temas. En el capítulo 21 del título C de las NSR-98, REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA (DMI), MODERADA (DMO) Y ESPECIAL (DES), PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE, existe una serie de requisitos mínimos de configuración sismo resistente para edificaciones de concreto reforzado. Debido a que el propósito es evaluar el incumplimiento de los requisitos de diseño sismo resistente en edificaciones de concreto reforzado construidas en una zona de alta amenaza sísmica (Bucaramanga), la investigación se concentra en todos los requisitos para estructuras tipo Pórticos Resistentes a Momentos con Capacidad de Disipación de Energía Especial (DES).

Además de las NSR-98, se encuentra también el BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-02) AND COMMENTARY (ACI 318R-02)³, en cuyos numerales 21.3, 21.4 y 21.5 se encuentran consignados los requisitos para diseño sísmico de elementos a flexión en pórticos especiales, elementos en pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial y nudos en pórticos especiales, respectivamente.

² ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá : AIS, 1998. (NSR-98)

³ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete And Commentary. Michigan : American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002. (ACI 318-02 / ACI 318R-02)

A continuación, se hace una pequeña referencia sobre algunos términos relacionados con la metodología de análisis y diseño, así como de los requisitos de diseño sísmico para estructuras tipo Pórticos Resistentes a Momentos con Capacidad de Disipación de Energía Especial. La evaluación del incumplimiento de requisitos de diseño sismo resistente en edificios de concreto reforzado se basa en las herramientas básicas consignadas en esta sección.

2.2.1 Resistencia de diseño \geq Resistencia Requerida.

Debe cumplirse la ecuación (2.1) para cada elemento estructural, de modo que la resistencia de diseño sea mayor que la resistencia requerida.

$$\text{Ecuación (2.1)} \quad \phi(S_n) \geq U$$

ϕ : factor de reducción de resistencia, el cual es menor que uno.

S_n : resistencia nominal calculada con base en el comportamiento del elemento y del material.

U : resistencia requerida. Se obtiene al multiplicar las cargas que actúan sobre la estructura por ciertos factores propuestos por los códigos de diseño.

- Factor de reducción de resistencia ϕ .

Según el Código ACI de 2005 (numeral 9.3.2) el factor de reducción de resistencia deberá tomarse según los valores mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1. Factor de reducción de resistencia

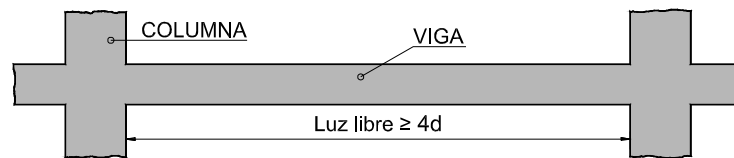
	ϕ
Secciones controladas a tensión	0.90
Secciones controladas a compresión con refuerzo transversal en espiral	0.70
Secciones controladas a compresión con otro refuerzo transversal	0.65
Cortante y Torsión	0.75

Para una deformación unitaria en la fibra extrema a compresión del concreto igual a 0.003, una sección se considera controlada a tensión cuando la deformación unitaria en la capa de refuerzo extrema a tensión es mayor a 0.005, y se considera controlada a compresión si la deformación unitaria en la capa de refuerzo extrema a tensión es menor a 0.002.

2.2.2 Elementos a flexión en pórticos especiales. Requisitos geométricos.

- Numeral C.21.3.1 (a). En elementos sometidos a flexión, la fuerza axial de compresión requerida P_U no debe exceder $(A_g f'_c / 10)$.
- Numeral C.21.3.1 (b). La luz libre del elemento no debe ser menor que $4d$. Ver Figura 1.

Figura 1. Límite inferior de luz libre



- Numeral C.21.3.1 (c). $b_w / d \geq 0.3$ Ver Figura 2.
- Numeral C.21.3.1 (d). $b_w \geq 0.25m$ Ver Figura 2.
- Numeral C.21.3.1 (e). El ancho b_w de la viga no debe ser mayor que el ancho del apoyo (medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje de la viga) más una distancia a cada lado del apoyo, igual a $3/4 d$ de la viga. Ver Figura 3.

Figura 2. Relación ancho del alma y altura efectiva. Límite inferior del ancho del alma

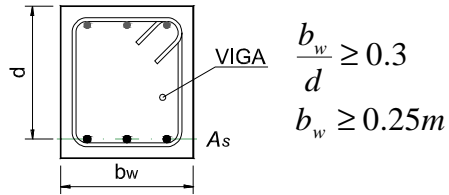
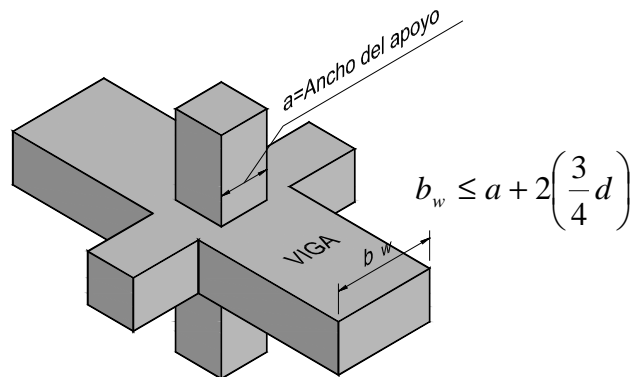
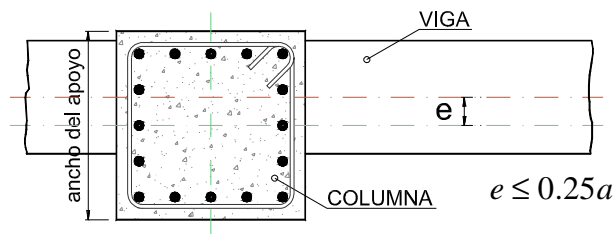


Figura 3. Límite superior del ancho del alma



- Numeral C.21.3.1 (f). La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no debe ser mayor que el 25% del ancho del apoyo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga. Ver Figura 4.

Figura 4. Excentricidad



2.2.3 Elementos a flexión en pórticos especiales. Refuerzo longitudinal.

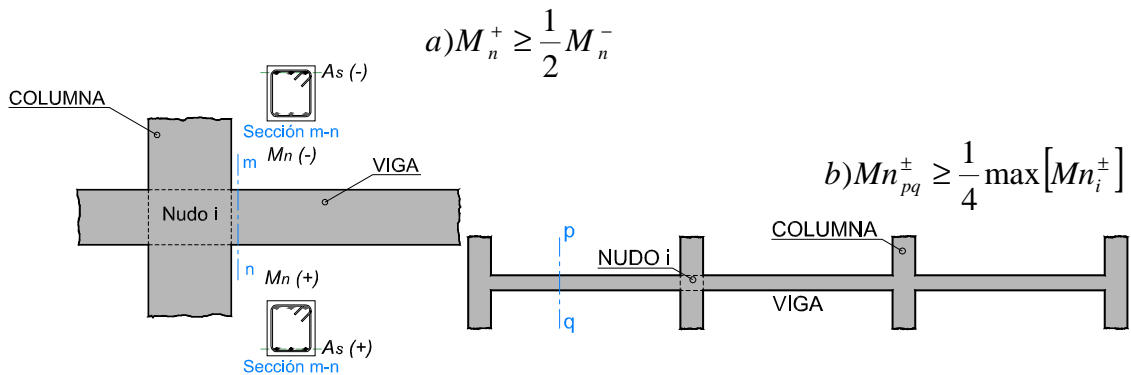
- Numeral C.21.3.2 (a). Límite inferior y superior para el refuerzo longitudinal. Ecuación (2.2) y ecuación (2.3).

Ecuación (2.2)
$$A_{s,\min} = \rho_{\min} db_w = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} db_w \geq \frac{1.4}{f_y} db_w$$

Ecuación (2.3)
$$\rho_{\min} \leq \rho \leq 0.025$$

- Numeral C.21.3.2 (b). La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que $\frac{1}{2}$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo. La resistencia a momento, tanto positivo como negativo, en cualquier sección a lo largo de la viga, no puede ser menor que $\frac{1}{4}$ de la resistencia máxima a momento del elemento en cualquiera de los nudos. Ver Figura 5.

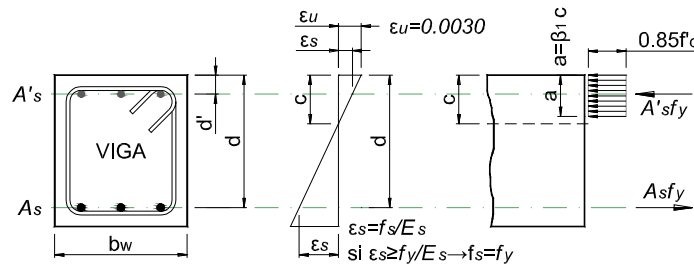
Figura 5. a) Límite inferior de resistencia a momento en la cara del nudo; b) Límite inferior de resistencia a momento en cualquier sección pq



Para calcular la resistencia a momento de alguna sección sometida a flexión se utilizan los supuestos fundamentales y los principios básicos de análisis y diseño estructural de elementos de concreto reforzado. Según Nilson “en cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la

sección son los esfuerzos de flexión; su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección”⁴. Estas fuerzas normales son de tensión en un lado del eje neutro y de compresión en el otro. Dentro de los supuestos fundamentales, entre otros citados por Nilson, se encuentran los siguientes: a) las deformaciones unitarias en una viga, por encima y por debajo del eje neutro, son proporcionales a la distancia desde este eje, y b) el esfuerzo de flexión en cualquier punto depende de la deformación unitaria en aquel punto, y la relación de dependencia está dada por la curva esfuerzo – deformación unitaria del material. En la Figura 6 se puede apreciar la idealización de las fuerzas internas en un elemento a flexión.

Figura 6. Fuerzas normales en vigas



Para construir el diagrama de deformaciones unitarias se asume que la deformación unitaria en la fibra extrema a compresión es $\epsilon_u = 0.003$. En cuanto a las fuerzas, las fuerzas normales de tensión se deben al refuerzo A_s ; las fuerzas normales de compresión se deben al refuerzo A'_s y a la sección de concreto no fisurada, la cual corresponde a aquella que se encuentra entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión. Para obtener la ubicación del eje neutro se utiliza el

⁴ NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. 12 ed. Bogotá : Mc Graw-Hill, 2001. p. 62.

diagrama de deformaciones unitarias y se supone que la sumatoria de fuerzas normales actuantes sobre la sección es igual a cero (condición ideal para elementos sometidos únicamente a flexión). El momento resistente de la sección es igual a la sumatoria de momentos en algún punto, producida por las componentes normales que actúan sobre la misma.

- Numeral C.21.3.2 (c). Al menos el 60% del refuerzo longitudinal superior e inferior de las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica, debe atravesar el núcleo de cada columna que intersecte la viga. Ver Figura 7.

Figura 7. Límite inferior de refuerzo longitudinal de vigas en núcleos de columna

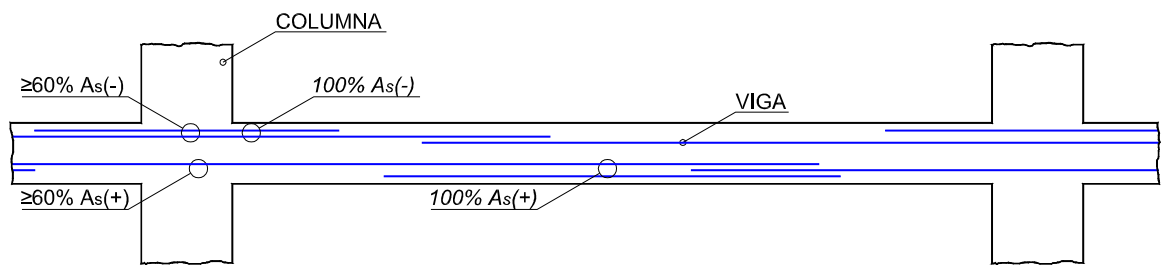
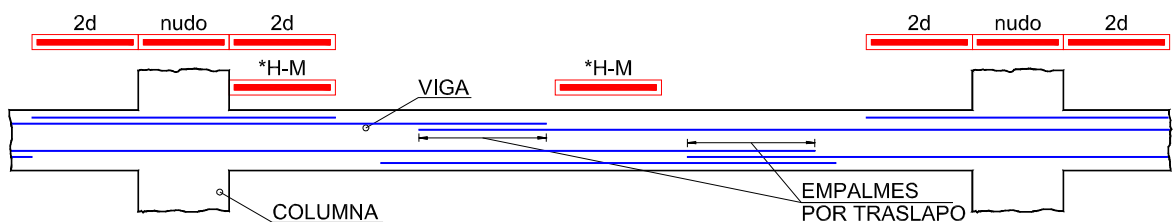


Figura 8. Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo



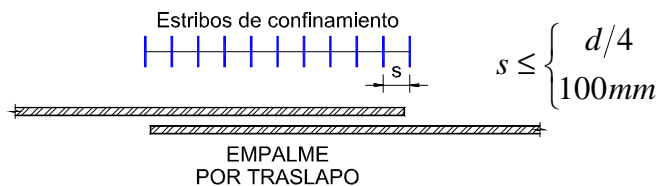
*H-M: eventuales zonas de "plastificación por flexión" indicadas por el análisis.

- Numeral C.21.3.2 (d). No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos, dentro de una distancia igual a $2d$ de la cara del nudo, y en aquellos lugares donde el análisis indique que puede haber plastificación por flexión

causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura, como se muestra en la Figura 8.

- Numeral C.21.3.2 (e). Estribos de confinamiento a lo largo del empalme por traslapo. Figura 9.

Figura 9. Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo



- Numeral C.21.3.2 (f). Los empalmes mecánicos o soldados deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.

2.2.4 Elementos a flexión en pórticos especiales. Refuerzo transversal.

- Numeral C.21.3.3 (a). Deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro N° 3 (3/8") o 10M (10 mm) en una distancia igual a $2d$, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la viga, y en una distancia igual a $2d$ a ambos lados de aquellos lugares donde el análisis indique que puede haber plastificación por flexión causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura. Ver Figura 10.
- Numeral C.21.3.3 (b). El primer estribo de confinamiento debe colocarse al menos a 50 mm de la cara del apoyo. El máximo espaciamiento no puede exceder los valores especificados en la Figura 10.

- Numeral C.21.3.3 (c). Donde se requieran estribos de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro de la sección de la viga deben tener el soporte lateral exigido por el literal (c) de C.7.10.3, como se aprecia en la Figura 11.

Figura 10. Zonas en que se requieren estribos de confinamiento

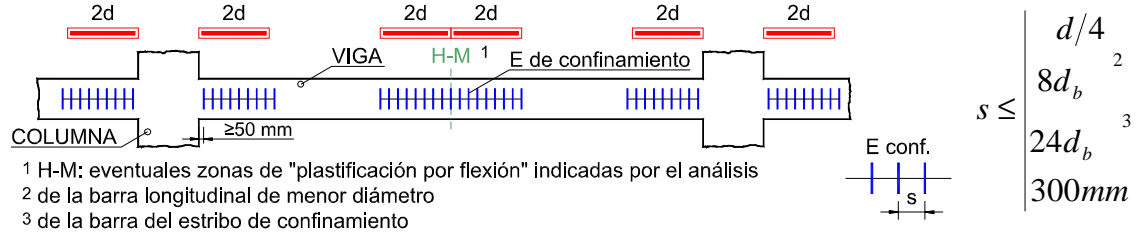
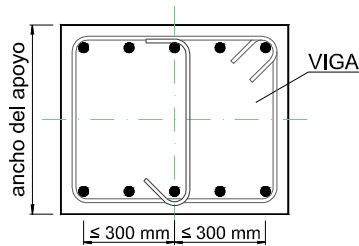
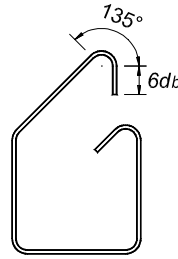


Figura 11. Soporte lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento



- Numeral C.21.3.3 (d). Donde no se requieran estribos de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos debe ser $d/2$ a todo lo largo del elemento. Estos estribos deben ser al menos de diámetro N° 3 (3/8") o 10M (10 mm) y tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135° que abracen el refuerzo longitudinal. Un ejemplo de este tipo de estribos se muestra en la Figura 12.
- Numeral C.21.3.3 (e). El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en el numeral C.21.3.3 (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento.

Figura 12. Estribos con gancho sísmico



2.2.5 Elementos a flexión en pórticos especiales. Requisitos relacionados con esfuerzos cortantes.

- Numeral C.21.3.4 (a). La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse por la consideración de la porción de las fuerzas estáticas de la longitud del elemento que se encuentra entre las caras de los apoyos y de la resistencia a flexión del elemento. Debe suponerse que el elemento está sometido a la carga mayorada vertical aferente y que en las caras de los apoyos del elemento actúan momentos de signo opuesto con una magnitud igual a la resistencia probable a flexión, M_{pr} .

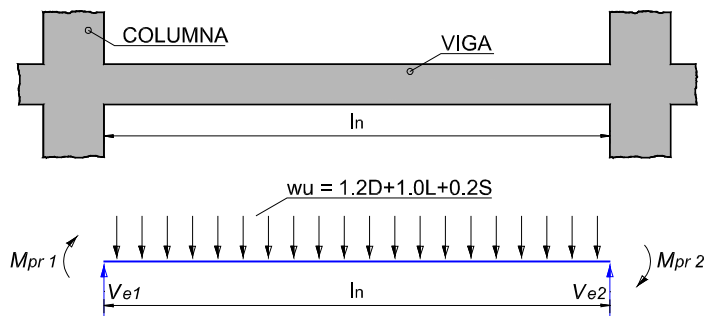
La resistencia probable a flexión se determina usando las propiedades del miembro en las caras del nudo, asumiendo una resistencia a la tensión en las barras longitudinales mínima de $1.25f_y$ y un factor de reducción de resistencia $\phi = 1.0$.

Los dos momentos en los extremos del elemento deben ser considerados en ambas direcciones, es decir, en el sentido de las manecillas del reloj y en sentido contrario de las manecillas del reloj. En la Figura 13 se muestra una adaptación tomada del ACI 318R-02.

Para estimar un valor aproximado de W_U se puede utilizar la longitud aferente en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga. En la combinación de

cargas se emplean los valores de densidad por metro cuadrado de carga viva y carga muerta debido a la placa (la cual es función del espesor de la misma), acabados y muros (según la simplificación permitida por el numeral B.3.4.2 de las NSR-98).

Figura 13. Fuerza cortante de diseño para vigas



$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_U l_n}{2}$$

$$W_U = 1.2D + 1.0L + 0.2S$$

$$M_{pr} = f(1.25 f_y)$$

El refuerzo requerido para soportar esfuerzos cortantes se calcula utilizando la ecuación (2.4)

Ecuación (2.4)
$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_U; \text{ con } \phi(V_c + V_s) \geq V_e \text{ y } V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

- Numeral C.21.3.4 (b). En la determinación del refuerzo transversal dentro de las zonas confinadas de las vigas, la resistencia nominal al cortante proveniente del concreto, V_c [N] en la ecuación (2.4), debe suponerse igual a cero si en esa zona confinada se cumplen las ecuaciones (2.5) y (2.6).

Ecuación (2.5)
$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \geq \frac{1}{2} V_U$$

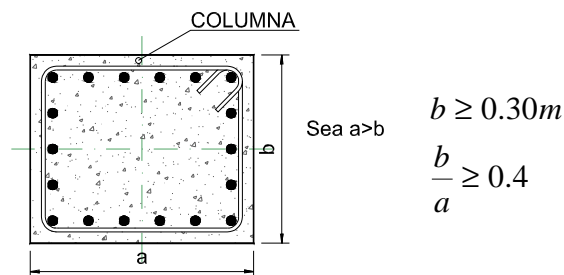
Ecuación (2.6)
$$P_U < A_g f'_c / 20$$

A_g [mm²]: área bruta de la sección.

2.2.6 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Requisitos geométricos.

- Numeral C.21.4.1 (a). Los requisitos de esta sección se aplican a los elementos cuya fuerza axial de compresión requerida P_U exceda $(A_g f'_c / 10)$.
- Numeral C.21.4.1 (b). La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que 0.30 m, ver Figura 14. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m pero su área no puede ser menor de 0.900 m².
- Numeral C.21.4.1 (c). La relación entre la dimensión menor de la sección del elemento y la dimensión perpendicular a ella (ver Figura 14), no debe ser menor que 0.4.

Figura 14. Requisitos geométricos para columnas



2.2.7 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Mínima resistencia a flexión de las columnas.

- Numeral C.21.4.2 (a). Las columnas que no cumplan los requisitos dados en C.21.4.2 (b), no deben incluirse en la determinación de la rigidez y resistencia de la estructura, pero deben cumplir los requisitos de C.21.7.

- Numeral C.21.4.2 (b). La resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la ecuación (2.7).

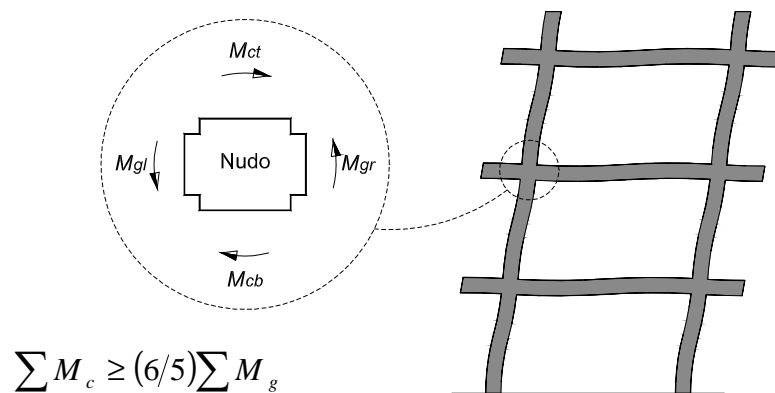
Ecuación (2.7)
$$\sum M_c \geq (6/5)\sum M_g$$

$\sum M_c$: suma de momentos en las caras del nudo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las columnas que llegan al nudo. La resistencia a flexión de las columnas deberá ser calculada para la fuerza axial requerida, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, resultando en la menor resistencia a flexión.

$\sum M_g$: suma de momentos en las caras del nudo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Las resistencias a flexión deberán ser sumadas de modo que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas, como se muestra en la Figura 15. La ecuación deberá satisfacerse para los momentos de vigas actuando en ambas direcciones en el plano vertical (del pórtico) considerado.

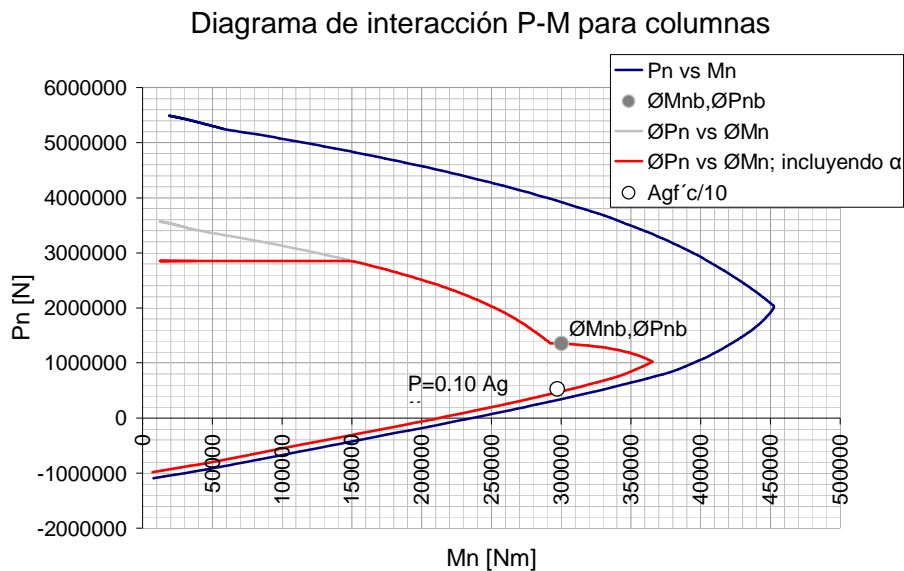
Figura 15. Resistencia a flexión de los elementos que llegan al nudo



Para calcular la resistencia a momento y la carga axial de una sección sometida a flexión y compresión, se utilizan los mismos supuestos fundamentales y los principios básicos enunciados para vigas o elementos sometidos a flexión. Las

fuerzas normales producidas por el refuerzo longitudinal pueden ser de tensión o de compresión, según la ubicación de éstas respecto a la eventual posición del eje neutro; la sección de concreto no fisurada, la cual corresponde a aquella que se encuentra entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión, produce una fuerza normal de compresión. Durante el análisis se puede variar la posición del eje neutro y así calcular las respectivas fuerzas normales de tensión o compresión con base en el diagrama de deformaciones unitarias (se asume siempre que la deformación unitaria en la fibra extrema a compresión es $\varepsilon_u = 0.003$). La sumatoria de fuerzas normales actuantes sobre la sección corresponde a la resistencia a carga axial P_n ; el momento resistente M_n de la sección es igual a la sumatoria de momentos en algún punto, producida por las componentes normales que actúan sobre dicha sección. Los datos obtenidos para cada valor de c (posición del eje neutro) se pueden graficar en un diagrama como el mostrado en la Figura 16.

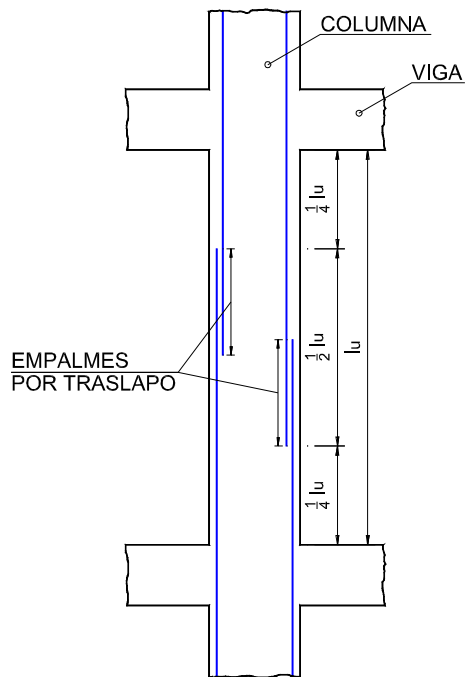
Figura 16. Diagrama de Carga Axial – Momento Resistente en columnas



Para estimar aproximadamente la carga axial P_u de servicio de un elemento sometido a flexión y carga axial se puede utilizar el área de placa aferente al elemento. Al igual que en vigas, en la combinación de cargas se emplean los valores de densidad por metro cuadrado de carga viva y carga muerta debida a la placa (la cual es función del espesor de la misma), acabados y muros (según la simplificación permitida por el numeral B.3.4.2 de las NSR-98).

- Numeral C.21.4.2 (c). Si no se cumplen los requisitos dados en C.21.4.2 (b) para cualquier nudo de la estructura, las columnas que soporten reacciones provenientes de ese nudo deben tener refuerzo transversal como el indicado en C.21.4.4 en toda su longitud.

Figura 17. Zonas de empalmes por traslapeo



2.2.8 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Refuerzo longitudinal.

- Numeral C.21.4.3 (a). La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ_g , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06.
- Numeral C.21.4.3 (b). Los empalmes por traslapo se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento, como se indica en la Figura 17, y deben diseñarse como empalmes en tracción. Los empalmes mecánicos o soldados deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.

2.2.9 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Refuerzo transversal.

- Numeral C.21.4.4 (a). El refuerzo transversal requerido, según se muestra a continuación, debe suministrarse a menos que se necesite una mayor cantidad según C.21.4.5.

Si se utilizan estribos circulares o espirales la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral ρ_s no debe ser menor que la requerida por la ecuación (2.8).

Ecuación (2.8)
$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

ρ_s [mm^3/mm^3]: relación de volumen del refuerzo en espiral respecto al volumen del núcleo confinado por el refuerzo en espiral (medido hasta la parte exterior del refuerzo en espiral).

f_{yh} [MPa]: resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo transversal.

Si se utilizan estribos rectangulares el área total de refuerzo de los estribos de confinamiento no debe ser menor que la requerida por la ecuación (2.9) y la ecuación (2.10).

$$\text{Ecuación (2.9)} \quad A_{sh} = 0.30 \frac{s h_c f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$\text{Ecuación (2.10)} \quad A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yh}}$$

A_{sh} [mm²]: área total del refuerzo transversal (incluyendo estribos suplementarios) espaciada cada s y perpendicular a la dimensión h_c .

s [mm]: espaciamiento del refuerzo transversal, medido a lo largo del eje longitudinal del elemento.

h_c [mm]: dimensión de la sección del núcleo confinado de una columna medida centro a centro del refuerzo transversal de confinamiento.

A_{ch} [mm²]: área de la sección de un elemento estructural, medida hasta la parte exterior del refuerzo transversal.

El refuerzo transversal de confinamiento puede consistir en estribos simples o múltiples. Se permite utilizar estribos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento. Cada extremo de un estribo suplementario debe rodear una barra periférica de refuerzo longitudinal. Los estribos suplementarios consecutivos deben alternar sus extremos a lo largo del refuerzo longitudinal.

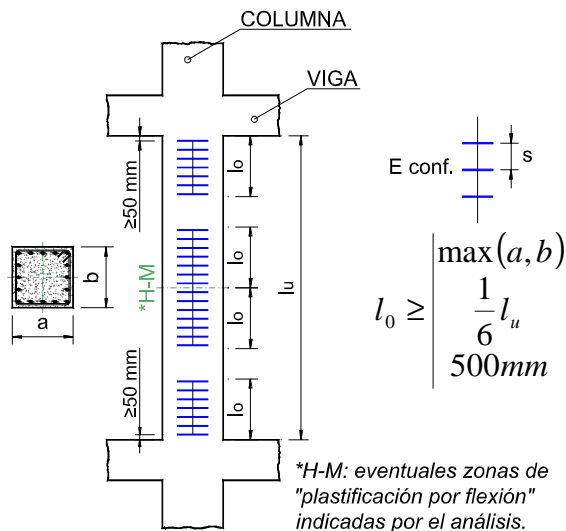
Si la resistencia de diseño del núcleo de elemento satisface los requerimientos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo los efectos sísmicos, no es necesario cumplir con lo exigido por la ecuación (2.9) y la ecuación (2.11).

$$\text{Ecuación (2.11)} \quad \rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

- Numeral C.21.4.4 (b). El refuerzo transversal de confinamiento debe espaciarse a lo largo del eje del elemento a una separación s que no exceda: (a) un cuarto de la menor dimensión de la sección del elemento, o (b) 100 mm.

- Numeral C.21.4.4 (c). Alternativamente a lo indicado en C.21.4.4 (a) y C.21.4.4 (b), pueden colocarse estribos de confinamiento de diámetro N° 4 (1/2") o 12M (12 mm), con f_{yh} de 420 MPa, con una separación s de 100 mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección del elemento o 200 mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro N° 4 (1/2") o 12M (12 mm), con f_{yh} de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna o 200 mm. Este procedimiento aplica sólo para elementos con f'_c menor o igual a 35 MPa.
- Numeral C.21.4.4 (d). El primer estribo debe colocarse a una distancia al menos igual a 50 mm de la cara del nudo, como se indica en la Figura 18.

Figura 18. Refuerzo de confinamiento en columnas



- Numeral C.21.4.4 (e). El refuerzo transversal en las cantidades especificadas en los numerales C.21.4.4 (a) a C.21.4.4 (c) debe colocarse dentro de una longitud l_0 medida desde la cara de cada nudo y a ambos lados de cualquier sección en la

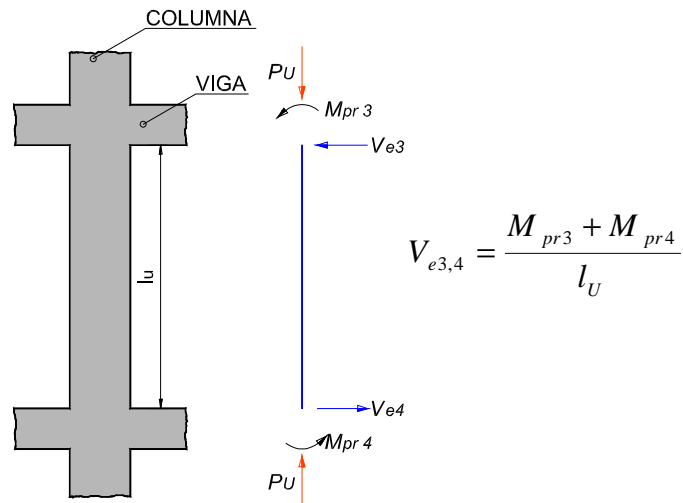
cual pueda producirse plastificación por flexión debido a los desplazamientos inelásticos del pórtico. Ver Figura 18.

- Numeral C.21.4.4 (f). Cuando el refuerzo transversal, tal como se indica en C.21.4.4 (a) a C.21.4.4 (c), no se suministra a lo largo de toda la longitud del elemento, la zona donde no se colocó debe tener refuerzo en espiral o estribos de confinamiento con un espaciamiento centro a centro que no exceda el menor de: (a) seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o (b) 150 mm.
- Numeral C.21.4.4 (g). Las columnas que soporten reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben tener refuerzo transversal como se indica en C.21.4.4 (a) a C.21.4.4 (c) en toda la longitud del elemento en el nivel en que ocurre la discontinuidad si la fuerza axial de compresión en esos miembros, incluyendo los efectos sísmicos, excede $(A_g f'_c / 10)$. El refuerzo transversal especificado en C.21.4.4 (a) a C.21.4.4 (c) debe extenderse en el elemento discontinuo por una distancia igual al menos a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro de la columna, calculada de acuerdo con C.21.5.4. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal especificado en C.21.4.4 (a) a C.21.4.4 (c) debe extenderse en el muro por lo menos una longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro de la columna en el punto de terminación. Si la columna termina en una zapata o en una losa de cimentación, el refuerzo transversal especificado en C.21.4.4 (a) a C.21.4.4 (c) debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de fundación.

2.2.10 Elementos de pórticos especiales sometidos a flexión y carga axial. Requisitos para resistencia a cortante.

- Numeral C.21.4.5 (a). La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse de la consideración de las máximas fuerzas que pueden generarse en las caras de los nudos en cada extremo del miembro. Tales fuerzas en los nudos deben obtenerse usando la máxima resistencia probable a flexión M_{pr} , del elemento asociada con el rango de carga axial mayorada sobre el elemento (ver Figura 16). Las fuerzas cortantes en el elemento no necesitan exceder aquellas determinadas a partir de la resistencia probable a flexión M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo. En ningún caso el valor de V_e debe ser menor que la fuerza cortante mayorada obtenida en el análisis de la estructura. Ver Figura 19.

Figura 19. Resistencia a cortante en columnas



El refuerzo transversal suministrado para resistir los esfuerzos cortantes mencionados debe cumplir la ecuación (2.4).

- Numeral C.21.4.5 (b). El refuerzo transversal dentro de las zonas de longitud l_0 debe suministrarse para soportar esfuerzos cortantes asumiendo que $V_c = 0$ en la ecuación (2.4), cuando se cumplen las ecuaciones (2.12) y (2.13) :

Ecuación (2.12)
$$\frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_U} \geq \frac{1}{2} V_U$$

Ecuación (2.13)
$$P_U \leq A_g f'_c / 20 \text{ (incluyendo los efectos sísmicos)}$$

2.2.11 Nudos de pórticos especiales. Requisitos generales.

- Numeral C.21.5.1 (a). Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo deberán ser determinadas asumiendo que el esfuerzo en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$.
- Numeral C.21.5.1 (b). La resistencia del nudo deberá calcularse teniendo en cuenta los factores de reducción de resistencia apropiados dados en C.9.3.
- Numeral C.21.5.1 (c). El refuerzo longitudinal de las vigas que termine en una columna debe extenderse hasta la cara opuesta del núcleo confinado de la columna y debe anclarse a tensión de acuerdo con C.21.5.4 y a compresión de acuerdo con los requisitos del capítulo C.12.
- Numeral C.21.5.1 (d). Cuando el refuerzo transversal de una viga pasa a través del nudo, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor tamaño para concreto de densidad normal.

2.2.12 Nudos de pórticos especiales. Refuerzo transversal.

- Numeral C.21.5.2 (a). Debe colocarse refuerzo de confinamiento dentro del nudo en una cantidad igual a la exigida por C.21.4.4 a menos que el nudo se encuentre confinado por elementos estructurales como se indica en C.21.5.2 (b).
- Numeral C.21.5.2 (b). Dentro de la profundidad de la viga menos alta puede suministrarse al menos la mitad del refuerzo trasversal requerido por C.21.4.4 (a) cuando existen vigas que confinan el nudo en sus cuatro caras y cuando el ancho de cada viga es por lo menos $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna. En estos casos se permite que el espaciamiento máximo entre estribos de confinamiento sea 150 mm.
- Numeral C.21.5.2 (c). El refuerzo transversal requerido en C.21.4.4 debe suministrarse dentro del nudo para proveer confinamiento al refuerzo longitudinal de la viga que queda por fuera del núcleo de la columna si dicho confinamiento no es suministrado por alguna viga que llega al nudo.

2.2.13 Nudos de pórticos especiales. Resistencia a cortante.

- Numeral C.21.5.3 (a). La resistencia nominal a cortante del nudo no deberá ser tomada mayor a los valores especificados en las ecuaciones (2.14) a (2.16) para concreto con agregado de peso normal:

Ecuación (2.14) Nudos confinados en todas sus cuatro caras $V_n \leq 1.70\sqrt{f'_c} A_j$

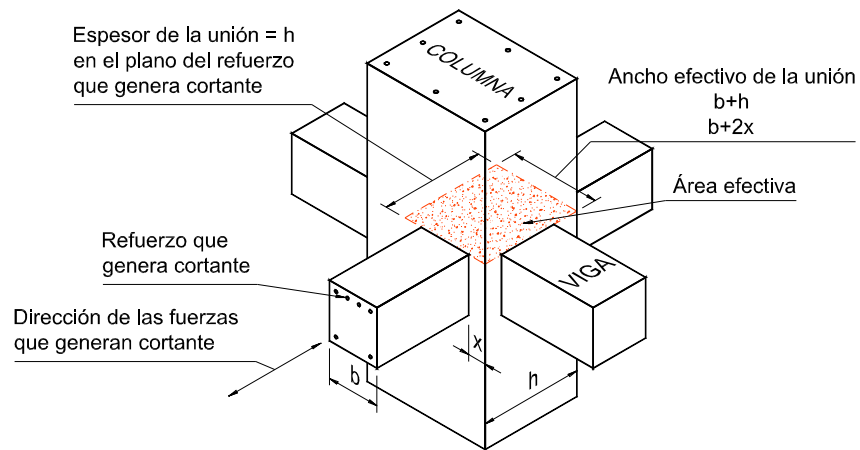
Ecuación (2.15) Nudos confinados en tres o dos caras opuestas $V_n \leq 1.25\sqrt{f'_c} A_j$

Ecuación (2.16) Otros nudos $V_n \leq 1.00\sqrt{f'_c} A_j$

A_j [mm^2]: área efectiva de la sección de un nudo en un plano paralelo al plano del refuerzo generador de momento en el nudo. La altura efectiva del nudo deberá ser la altura total de la sección de la columna. Cuando una viga llega al nudo, la altura efectiva del nudo no debe ser mayor al mínimo entre: (a) el ancho de la viga más

la altura del nudo, y (b) 2 veces la menor distancia perpendicular desde el eje longitudinal de la viga hasta la cara de la columna, como se muestra en la Figura 20.

Figura 20. Área efectiva en un nudo

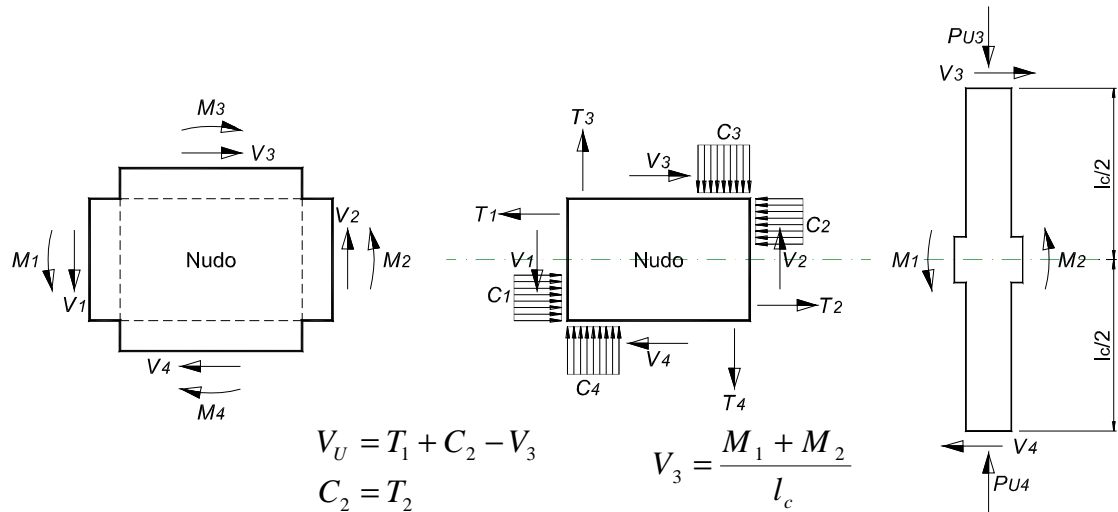


Se considera que una viga que llega a una cara de un nudo provee confinamiento cuando por lo menos $\frac{3}{4}$ de la cara del nudo está cubierta por la viga que llega. Un nudo se considera confinado si a sus cuatro caras llegan vigas que cumplan con el requisito anterior.

Debe cumplirse que $\phi V_n \geq V_U$, donde V_U es la fuerza cortante aplicada y se calcula en una sección horizontal a la mitad de la altura de la unión, sumando las fuerzas

horizontales que actúan en la parte superior de dicha sección⁵, estas fuerzas, así como las expresiones pertinentes, pueden apreciarse en la Figura 21.

Figura 21. Fuerzas internas para calcular V_U en la unión



Para calcular la fuerza cortante V_3 que actúa en la cara superior de la unión, se utiliza un corte de la columna entre sus puntos de inflexión (los cuales, por lo general, se encuentran en la parte central de la luz libre de la misma) y se busca el par de fuerzas cortantes que equilibran la suma de momentos actuantes en las caras laterales de la unión. Para obtener los valores de T_1 y T_2 se debe aplicar el numeral C.21.5.1 (a) y la metodología para vigas citada en el numeral C.21.3.2 (b).

⁵ NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. 12 ed. Bogotá : Mc Graw-Hill, 2001. p. 311.

2.2.14 Nudos de pórticos especiales. Longitud de desarrollo para barras de refuerzo sometidas a tensión.

- Numeral C.21.5.4 (a). La longitud de desarrollo l_{dh} para una barra con un gancho estándar de 90° no debe ser menor que $8d_b$, 150 mm, o la longitud dada por la ecuación (2.17).

Ecuación (2.17)
$$\frac{l_{dh}}{d_b} = \frac{f_y}{5.4\sqrt{f'_c}}$$

El gancho de 90° debe localizarse dentro del núcleo confinado de la columna o de un elemento de borde.

- Numeral C.21.5.4 (b). Para barras N° 3 a N° 11 la longitud de desarrollo l_d para barras rectas no puede ser menor que: (a) 2.5 veces la longitud dada en C.21.5.4 (a) si no hay más de 300 mm de concreto vaciado en una sola etapa por debajo de la barra, o (b) 3.5 veces la longitud dada en C.21.5.4 (a) si hay más de 300 mm de concreto vaciado en una sola etapa por debajo de la barra.
- Numeral C.21.5.4 (c). Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o de un elemento de borde. Cualquier parte de la longitud de la barra recta que no quede dentro del núcleo confinado debe ser incrementada por un factor igual a 1.6.
- Numeral C.21.5.4 (d). Si se utiliza refuerzo con recubrimiento epóxico, las longitudes de desarrollo dadas en C.21.5.4 (a) a C.21.5.4 (c) deben multiplicarse por el coeficiente apropiado de C.12.2.4 o C.12.5.3.

2.3 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Obtener un conjunto de requisitos cuyo incumplimiento sea relativamente frecuente, comparado con otros, es un proceso que requiere recopilar y manipular

una serie de datos relevantes y representativos de la población de edificios de concreto reforzado del medio local. Esto se logra mediante la evaluación del incumplimiento de cada requisito en una muestra de edificios que cumplan ciertas características, como se muestra en el numeral 2.4.1.

A continuación, se muestra la metodología utilizada durante la evaluación de la muestra y durante la comparación de la frecuencia de incumplimiento de distintos requisitos.

2.3.1 Modelo cuantitativo de incumplimiento de un requisito en un edificio.

Debido a que cada edificación contiene un número distinto de elementos estructurales como vigas, columnas y nudos, es preciso utilizar una metodología adecuada que permita comparar el eventual nivel de incumplimiento de los requisitos de diseño entre distintas edificaciones.

El proceso de evaluación de incumplimiento de cada requisito en los elementos estructurales de un edificio existente es una prueba que admite sólo dos posibilidades: éxito o fracaso, variable que se denotará como x . Se obtiene un éxito cuando el elemento no cumple las especificaciones de diseño sismo resistente, y un fracaso cuando ocurre lo contrario; a cada éxito se le asigna el número uno (1), y a cada fracaso el número cero (0), de modo que si en la i -ésima prueba se encuentra una falencia se tiene $x_i = 1$, si por el contrario no se presenta una insuficiencia entonces $x_i = 0$. Al final de la prueba es posible sumar el número total de éxitos y dividirlo en el número total m de pruebas realizadas, así se obtiene la frecuencia relativa $f_{j,k}$ con que se incumple el requisito j en un edificio k existente. El total de pruebas realizadas en este caso es el total de elementos estructurales evaluados. La ecuación (2.18) es la expresión usada para hallar la frecuencia relativa.

$$\text{Ecuación (2.18)} \quad f_{j,k} = \frac{\sum_{i=1}^m x_i}{m}$$

$f_{j,k}$: frecuencia relativa con que se incumple el requisito j en un edificio k .

x_i : variable de incumplimiento del requisito j en el i -ésimo elemento evaluado de un edificio k ; $x_i = 1$ si existe una falencia; $x_i = 0$ si no existe una falencia.

m : número total de elementos del edificio k en que se evaluó el requisito j .

Para comparar los resultados obtenidos al evaluar distintos edificios basta con comparar la frecuencia relativa de incumplimiento del respectivo requisito; por ejemplo, se considera el numeral C.21.3.2 (a) de las NSR-98, relacionado con el límite superior e inferior del refuerzo longitudinal en elementos a flexión, y se tienen dos edificios que, para efectos prácticos, se llamarán **1** y **2**. Durante la investigación se encuentra que en el edificio **1** existen 40 vigas que pertenecen al sistema de resistencia sísmica y 20 de ellas incumplen C.21.3.2 (a), mientras que el edificio **2** tiene 60 vigas de las cuales 5 incumplen dicho requisito; según el razonamiento mencionado previamente se concluye que en el edificio **1** el 50% de las vigas no cumplen con los límites de cuantía máxima o mínima, y en el edificio **2** el 20% de las vigas presentan el mencionado error de configuración sismo resistente. Es claro que en el edificio **1** se incumple con mayor frecuencia la exigencia relacionada con la cantidad máxima o mínima de refuerzo longitudinal en vigas.

2.3.2 Pasos a seguir durante la evaluación del incumplimiento.

El proceso de evaluación del incumplimiento de requisitos de diseño sismo resistente en algún edificio existente se realizó usando el siguiente modelo metodológico:

- Obtención de la información pertinente para realizar la respectiva evaluación. Para conocer cuáles son los errores de configuración sismo resistente en una edificación se debe tener acceso, por lo menos, a los planos estructurales de la misma. Estos planos estructurales contienen, entre otros, las especificaciones de los materiales, las dimensiones, los despieces del refuerzo de los elementos pertenecientes al sistema de resistencia sísmica, y los detalles adicionales acerca de la estructura e información pertinente al diseño de la misma. Los planos estructurales de una edificación en el municipio de Bucaramanga pueden conseguirse en las oficinas de alguna de las dos curadurías urbanas de Bucaramanga o en la oficina del archivo de planeación de la Alcaldía de Bucaramanga.
- Identificación de los elementos estructurales tales como vigas de pórticos especiales (elementos sometidos a flexión), columnas de pórticos especiales (elementos sometidos a flexión y carga axial) y nudos de pórticos especiales. La identificación de estos elementos requiere, a su vez, que sean contados y referenciados en cuanto a ubicación, elementos adyacentes, geometría y despiece del refuerzo, entre otros.
- Evaluación del incumplimiento de los requisitos de diseño para los elementos estructurales identificados en el paso anterior. Este procedimiento se realiza por medio de la observación y/o chequeo de cada uno de los requisitos mencionados en la sección 2.2; de igual modo, en dicha sección se encuentran las principales definiciones y metodologías utilizadas para lograr el desarrollo analítico de cada requisito. En conformidad con el numeral 2.3.1, a cada éxito obtenido durante la evaluación se le asigna el valor de uno (1), de esta manera se puede calcular, al final de la evaluación, la respectiva frecuencia de incumplimiento de determinado requisito.

2.3.3 Modelo estadístico para obtener las falencias más frecuentes.

Para obtener un listado de falencias más frecuentes durante la evaluación de incumplimiento de requisitos en una muestra de n edificios de concreto reforzado debe compararse la media de incumplimiento de cada requisito evaluado, F_j , con un valor significativo de frecuencia de incumplimiento ν ; si la media de incumplimiento de un requisito es igual o mayor que dicho valor significativo, se considera que existe en el medio local una insuficiencia de diseño sismo resistente relacionada con la alta frecuencia de incumplimiento de ese requisito, así, para que se considere que existe una falencia de diseño relacionada con un requisito j debe cumplirse la ecuación (2.19).

$$\text{Ecuación (2.19)} \quad F_j \geq \nu$$

La media de incumplimiento F_j de un requisito j se calcula promediando los valores de frecuencia relativa de incumplimiento $f_{j,k}$ obtenidos al evaluar los n edificios que componen la muestra, según se indica en el numeral 2.3.1. La expresión utilizada para calcular la media de incumplimiento de un requisito j se muestra en la ecuación (2.20).

$$\text{Ecuación (2.20)} \quad F_j = \frac{\sum_{k=1}^n f_{j,k}}{n}$$

F_j : media de incumplimiento de un requisito j .

$f_{j,k}$: frecuencia relativa con que se incumple el requisito j en un edificio k .

n : total de edificios que componen la muestra evaluada.

El valor significativo de frecuencia de incumplimiento ν se puede definir como el promedio de todas las medias de incumplimiento de los requisitos para los cuales se presentaron falencias, como lo expresa la ecuación (2.21). De este modo, si un requisito tiene una media de incumplimiento igual o mayor que el promedio de

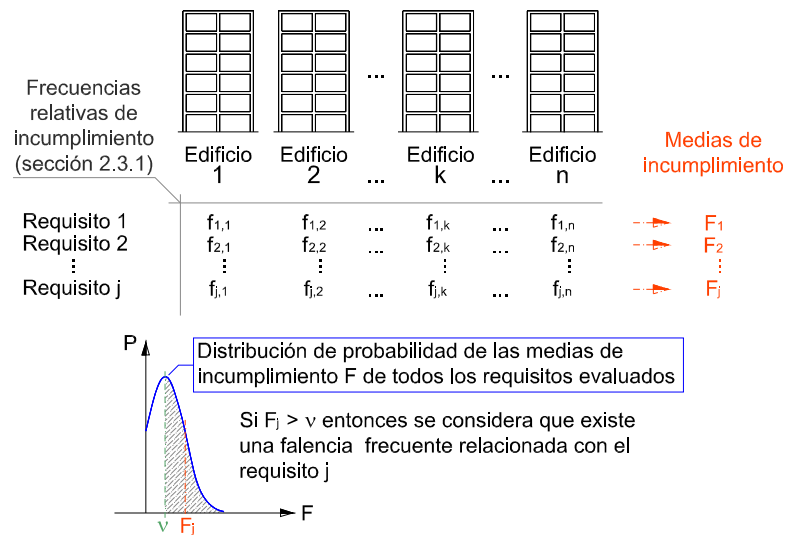
todos los requisitos para los cuales se presentaron falencias, se considera que existe una falencia de diseño frecuente relacionada con el incumplimiento de dicho requisito. Así, se puede obtener un conjunto de falencias más frecuentes que tenga un tamaño adecuado para la realización del experimento que se diseña en el capítulo 3.

Ecuación (2.21)
$$v = \sum_{p=1}^q \frac{F_p}{q}$$

$F_{1,2,\dots,p,\dots,q-1,q}$: conjunto de todas las medias de incumplimiento cuyo valor es mayor que cero, $F_p > 0$.

En la Figura 22 puede observarse una representación gráfica de la metodología mencionada en esta sección.

Figura 22. Falencias más frecuentes



2.4 LA INVESTIGACIÓN

A continuación, se muestran los elementos principales que componen la investigación realizada para obtener la frecuencia con que se incumplen los requisitos de diseño sismo resistente en edificios del medio local.

2.4.1 La Población de la investigación: El medio local.

La población escogida para la investigación equivale al conjunto de edificios de concreto reforzado de 4 o más niveles existentes en el medio local y cuyo sistema de resistencia sísmica es Pórticos Resistentes a Momentos.

El medio local es la ciudad de Bucaramanga, la cual pertenece al departamento de Santander, en el oriente de Colombia. La ciudad se encuentra ubicada en una zona de alta amenaza, razón por la cual los códigos de diseño exigen la utilización de requisitos especiales de diseño sismo resistente, en otras palabras, las edificaciones deben ser diseñadas de modo que su capacidad de disipación de energía sea especial o alta.

2.4.2 Elección del tamaño de la muestra.

La elección del tamaño de la muestra obedece a un procedimiento estadístico de inferencia sobre la media de la población cuando se desconoce la varianza, puesto que no se tienen datos sobre la varianza de la población de edificios de concreto reforzado existentes en el medio local.

Para evaluar el tamaño de la muestra se considera la siguiente hipótesis: se tiene una muestra aleatoria de edificios de concreto reforzado y se espera que la relación entre el número de requisitos, para los cuales se presenta por lo menos una falencia, y el total de requisitos evaluados en un edificio, sea 0.20. De esta manera, la hipótesis presume que, en promedio, el 20% de los requisitos

consignados en la sección 2.2 se incumple alguna vez en un edificio del medio local, es decir, $\mu_0 = 0.20$.

Según la metodología propuesta por Montgomery y Runger⁶, cuando no se cuenta con experiencia previa acerca de la población y se desconoce la varianza, debe establecerse el valor d -ver ecuación (2.22)- en función de la relación que se desea entre el valor de la media y σ , por ejemplo $d = 1$ para diferencias pequeñas en la media, o $d = 2$ si se aceptan diferencias moderadamente grandes. En este caso, se toma un valor $d = 1.5$ puesto que se esperan diferencias moderadas en la media escogida para la evaluación de la muestra; además, se define $\alpha = 0.05$, que representa un 5% de probabilidad de rechazar la hipótesis $\mu = \mu_0 = 0.20$ cuando ésta sea verdadera; se estima también $\beta = 0.10$, lo que significa que se considera un 10% de probabilidad de no poder rechazar la hipótesis $\mu = \mu_0 = 0.20$ cuando ésta sea falsa, o un 90% de probabilidad de rechazar la hipótesis cuando en realidad $\mu = \mu_0 + \delta$, en este caso $|\delta| \approx 1.5\sigma$.

$$\text{Ecuación (2.22)} \quad d = \frac{|\mu - \mu_0|}{\sigma} = \frac{|\delta|}{\sigma}$$

Con las consideraciones anteriores, es posible encontrar cuál es el tamaño adecuado de la muestra que permite asegurar que, cuando en realidad $\mu = \mu_0 + \delta$, la hipótesis $\mu = \mu_0$ es rechazada con una probabilidad de, al menos, 0.9; para esto, se utilizan las gráficas suministradas por Montgomery y Runger, en este caso, se utiliza la curva de operación característica de diferentes valores de n para la prueba t de dos colas con un nivel de significación $\alpha = 0.05$. Según esta

⁶ MONTGOMERY, Douglas y RUNGER, George. Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería. 2 ed. México : Limusa, 2002. p. 328.

metodología, el tamaño apropiado de la muestra es aproximadamente de 8 o 9 edificios.

Los datos reseñados en la inferencia sobre la media de la población obedecen al comportamiento de la muestra durante la investigación y a valores estadísticos compatibles con la metodología utilizada. La media de la muestra resultó ser $\mu = 0.222$, con una desviación estándar de $\sigma = 0.0648$. Los valores son aceptables para una media muestral que pertenezca al intervalo de confianza (0.172 , 0.272).

Debido al análisis previo, se obtiene que el tamaño de la muestra debe ser nueve (9) edificios de concreto reforzado que cumplan con las características definidas para la población de la investigación.

2.4.3 La muestra.

Los edificios que componen la muestra cumplen con las características descritas en el numeral 2.4.1, los cuales se obtuvieron por medio del Archivo de la Oficina de Planeación del municipio de Bucaramanga, tomando copia impresa de los planos estructurales de cada uno. Algunos datos generales de los edificios se encuentran registrados a continuación:

- Edificio uno. Licencia del 23 de Diciembre de 2002. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.40$ m. Niveles: 7 entrepisos.
- Edificio dos. Licencia del 01 de Noviembre de 2000. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.35$ m. Niveles: 5 entrepisos.
- Edificio tres. Licencia del 04 de Septiembre de 2001. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.38$ m. Niveles: 5 entrepisos.
- Edificio cuatro. Licencia del 07 de Noviembre de 2003. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.40$ m. Niveles: 7 entrepisos.

- Edificio cinco. Licencia del 26 de Marzo de 2003. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.35$ m. Niveles: 6 entrepisos.
- Edificio seis. Licencia del 31 de Julio de 2003. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.36$ m. Niveles: 4 entrepisos.
- Edificio siete. Licencia del 12 de Diciembre de 2003. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.35$ m. Niveles: 6 entrepisos y cubierta.
- Edificio ocho. Licencia del 01 de Julio de 1998. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.45$ m. Niveles: 5 entrepisos.
- Edificio nueve. Licencia del 25 de Agosto de 2004. Losa aligerada armada en una dirección $h=0.30$ m. Niveles: 4 entrepisos.

Se han omitido los nombres y las direcciones de los edificios que componen la muestra puesto que esa información puede, inútilmente, llegar a infundar polémica.

2.4.4 Evaluación del cumplimiento y resultados.

Como se mencionó en el numeral 2.3.2, la evaluación se realiza por medio del chequeo de cumplimiento de los requisitos de diseño sismo resistente en los elementos estructurales de cada uno de los edificios que componen la muestra.

En esta investigación se evaluaron 55 requisitos de configuración sismo resistente para cada uno de los nueve edificios que componen la muestra. De todos los requisitos evaluados se presentaron falencias en 29 de ellos, es decir, 29 requisitos tienen una media de incumplimiento mayor que cero. El promedio de las medias de incumplimiento de los requisitos para los cuales se encontraron falencias es $\nu = 24.1\%$. En conformidad con el numeral 2.3.3 se determina que los requisitos con media de incumplimiento mayor o igual al 24.1% hacen parte del

conjunto de falencias más frecuentes en el medio local. Este grupo de falencias se muestra a continuación en la Tabla 2, y están ordenadas según el tema específico que trata cada requisito sismo resistente; de este modo, se define el conjunto de insuficiencias, de las cuales se seleccionan las variables que se estudian y modelan en el desarrollo del resto de la investigación.

Los resultados completos obtenidos al seguir la metodología especificada en la sección 2.3 para la evaluación de la muestra, se pueden observar en los anexos.

Tabla 2. Falencias más frecuentes

	Numeral	Media F
• REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS		
└ Límite inferior de resistencia a momento	C.21.3.2(b)	24.1%
• REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS		
└ Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	C.21.3.3(b)	33.3%
└ Separación de estribos en zonas de no confinamiento	C.21.3.3(d)	33.3%
• RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN EN COLUMNAS		
└ Relación Mc-Mg	C.21.4.2(b)	32.4%
└ Refuerzo transversal en toda la longitud	C.21.4.2(c)	32.4%
• REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS		
└ Cantidad de Ash (estribos de confinamiento)		
└ Refuerzo transversal mínimo	C.21.4.4(a)	90.6%
└ Requisito alternativo para refuerzo transversal	C.21.4.4(c)	96.8%
└ Separación s (estribos de confinamiento)		
└ Requisito alternativo para refuerzo transversal	C.21.4.4(c)	96.8%
└ Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	C.21.4.4(b)	32.9%
└ Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	C.21.4.4(e)	32.9%
└ Otros estribos en zonas de no confinamiento		
└ Refuerzo transversal en otras zonas	C.21.4.4(f)	55.6%
• ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS		
└ Refuerzo requerido para resistir Ve	C.21.4.5(a)	34.6%
• RESISTENCIA A CORTANTE EN NUDOS		
└ Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	C.21.5.3(a)	35.2%

3. DISEÑO DEL EXPERIMENTO

3.1 INTRODUCCIÓN

Con el fin de modelar los efectos que ocasionan las falencias de estructuración sobre las edificaciones, es posible utilizar un experimento asistido por computador mediante el cual es posible modelar el comportamiento de una estructura afectada por un conjunto determinado de falencias como las obtenidas en el desarrollo del capítulo 2.

El buen diseño del experimento garantiza en buena medida que los resultados encontrados sean relevantes y confiables. Para esto, debe diseñarse un experimento que, si bien será realizado en laboratorio de cómputo, requiere de la definición adecuada de los factores o variables que intervienen en él y de un correcto análisis de los resultados finales.

En este capítulo se hace, inicialmente, una breve presentación de los elementos propios del diseño de experimentos. Como contenido principal se encuentra el diseño del experimento mediante la definición de la unidad experimental, las variables de respuesta, factores estudiados, niveles, tratamientos y la metodología propuesta para realizar el proceso experimental.

3.2 DISEÑO DE EXPERIMENTOS. GENERALIDADES

El diseño de experimentos es una técnica estadística muy útil en el desarrollo de proyectos de investigación en la ingeniería y las ciencias. A continuación, se presentan algunas definiciones básicas de los elementos que intervienen en el diseño de un experimento.

Para Humberto Gutiérrez los elementos básicos del diseño de experimentos y sus definiciones son los siguientes:

- Experimento, es un cambio en las condiciones de un sistema que se hace con el objeto de medir el efecto del cambio sobre una o varias propiedades del producto.
- Unidad experimental, es la muestra de artículos que es necesario producir en una condición de operación del proceso para obtener, a partir de ellos, una medición o dato representativo de lo que allí ocurre.
- Variable de respuesta, es la característica o propiedad del producto cuyo valor interesa mejorar.
- Factores controlables, son variables de proceso o variables de entrada que se pueden fijar en un punto o nivel de operación.
- Factores no controlables o de ruido, son variables que no se pueden controlar durante la operación normal del proceso.
- Factores estudiados, son las variables que se investigan en el experimento, en cuanto a cómo influyen o afectan a la variable, o a las variables de respuesta.
- Niveles y tratamientos. Los diferentes valores que se asignan a cada factor en un diseño experimental se llaman niveles. Una combinación de niveles de todos los factores se llama tratamiento o punto de diseño.

3.3 LA METODOLOGÍA

Con el fin de comparar la influencia de las falencias de configuración sismo resistente en un edificio modelo, se debe realizar un experimento que cumpla las siguientes características:

- El análisis del edificio modelo debe ser sensible a las modificaciones que, a propósito, se hagan sobre las secciones de los elementos estructurales con el ánimo de simular las falencias de configuración sismo resistente.
- El experimento debe suministrar datos cuantitativos que sean comparables, de modo que se pueda analizar la influencia de las falencias de configuración sismo resistente.

En la actualidad, es posible utilizar programas especializados para hacer análisis estructurales en un procesador de datos, lo cual permite realizar cualquier cantidad de análisis complejos en un tiempo relativamente corto y desarrollar modelos de cómputo análogos a las estructuras reales, basados en la teoría de estructuras y en un conjunto de metodologías disponibles que pueden ser seleccionadas según el criterio de cada usuario y según las condiciones de la estructura que se desea modelar.

En esta investigación se realiza un experimento asistido por computador, de esta forma se ahorra tiempo, recursos técnicos, humanos y financieros, debido a que existen más de dos factores y por ello debe hacerse una gran cantidad de repeticiones o corridas del experimento. Un correcto diseño del mismo garantiza, en buena medida, la validez de los resultados, por eso, entre otras cosas, es indispensable emplear los procedimientos, metodologías y teorías más adecuados que se encuentren disponibles.

Para cumplir con las características del experimento mencionadas al inicio de esta sección, el edificio modelo puede ser sometido a un análisis estático no lineal (pushover), el cual es sensible a la configuración de cada sección que define los elementos estructurales. El software que se utiliza en este análisis es Sap2000, el cual permite implementar los procedimientos inelásticos adecuados para el desarrollo del experimento asistido por computador.

Durante el desarrollo del experimento debe definirse el edificio modelo, sus propiedades básicas, así como el respectivo diseño acorde con las normas y requisitos sismo resistentes. De esta manera, se obtiene la configuración de cada sección de los elementos estructurales.

Para lograr un análisis estático no lineal sensible a los cambios de los factores estudiados es imprescindible determinar cómo cambian las propiedades no lineales de una sección al modificar alguna variable relacionada con un requisito de configuración sismo resistente. Así mismo, es necesario que las propiedades no lineales de las secciones puedan asignarse al edificio modelo creado, de modo que, al realizar el análisis estático no lineal se obtenga una respuesta particular de la estructura cada vez que se induzca un cambio en cualquier sección con el fin de modelar algún tipo de falencia. El análisis de la respuesta obtenida para cada cambio realizado, permite conocer cuáles falencias son más influyentes en el comportamiento de la estructura.

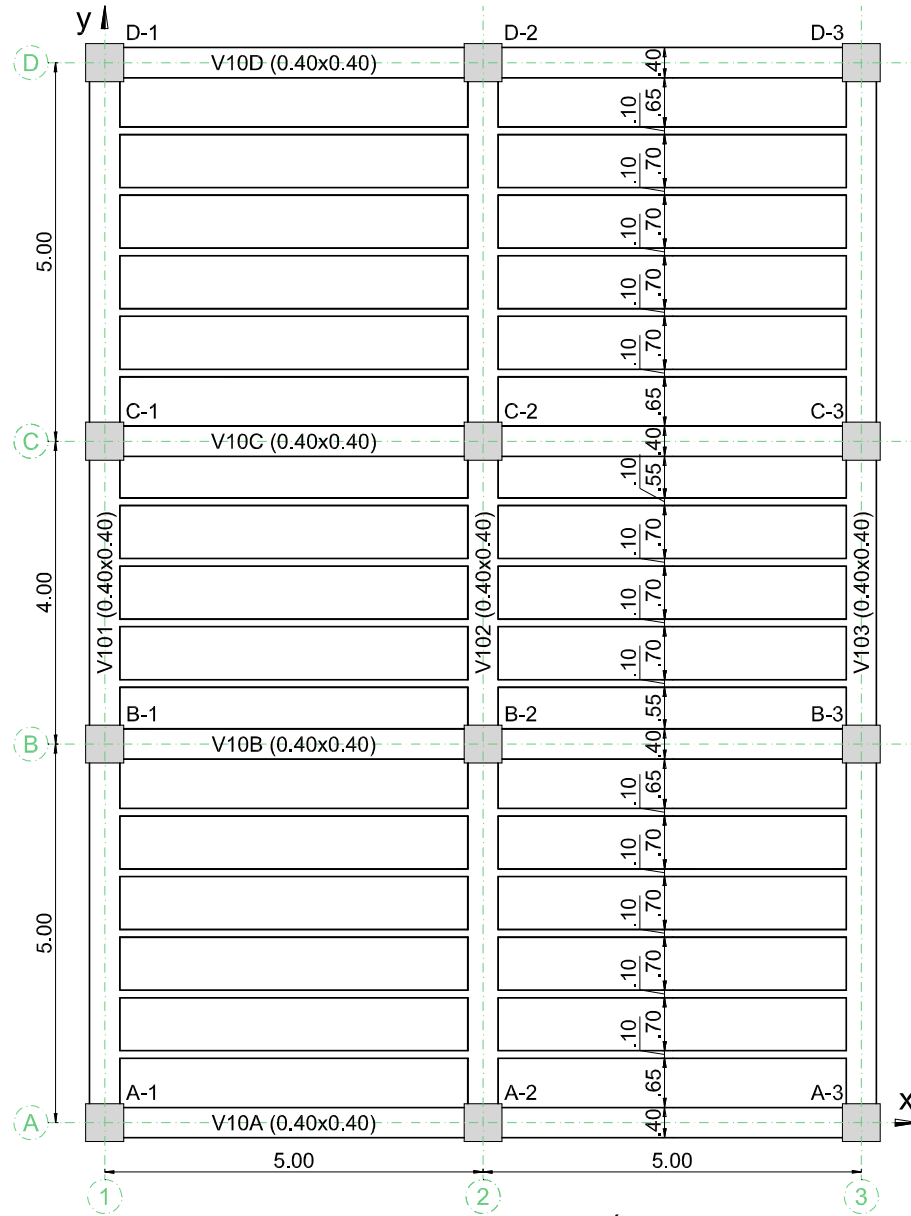
3.4 PRELIMINARES DE LA UNIDAD EXPERIMENTAL: EDIFICIO MODELO

La unidad experimental, básicamente, es un edificio de concreto reforzado cuyo sistema de resistencia sísmica es de Pórticos Resistentes a Momentos. Tiene seis niveles de entepiso, incluyendo la cubierta. En esta sección se muestran los elementos preliminares que dan forma a la unidad experimental que se presenta más adelante, en la sección 3.5.

3.4.1 Aspectos geométricos generales.

Como puede observarse en la planta estructural típica de la Figura 23, las vigas orientadas en la dirección x cuentan con dos luces y, las vigas orientadas en la dirección y , con tres.

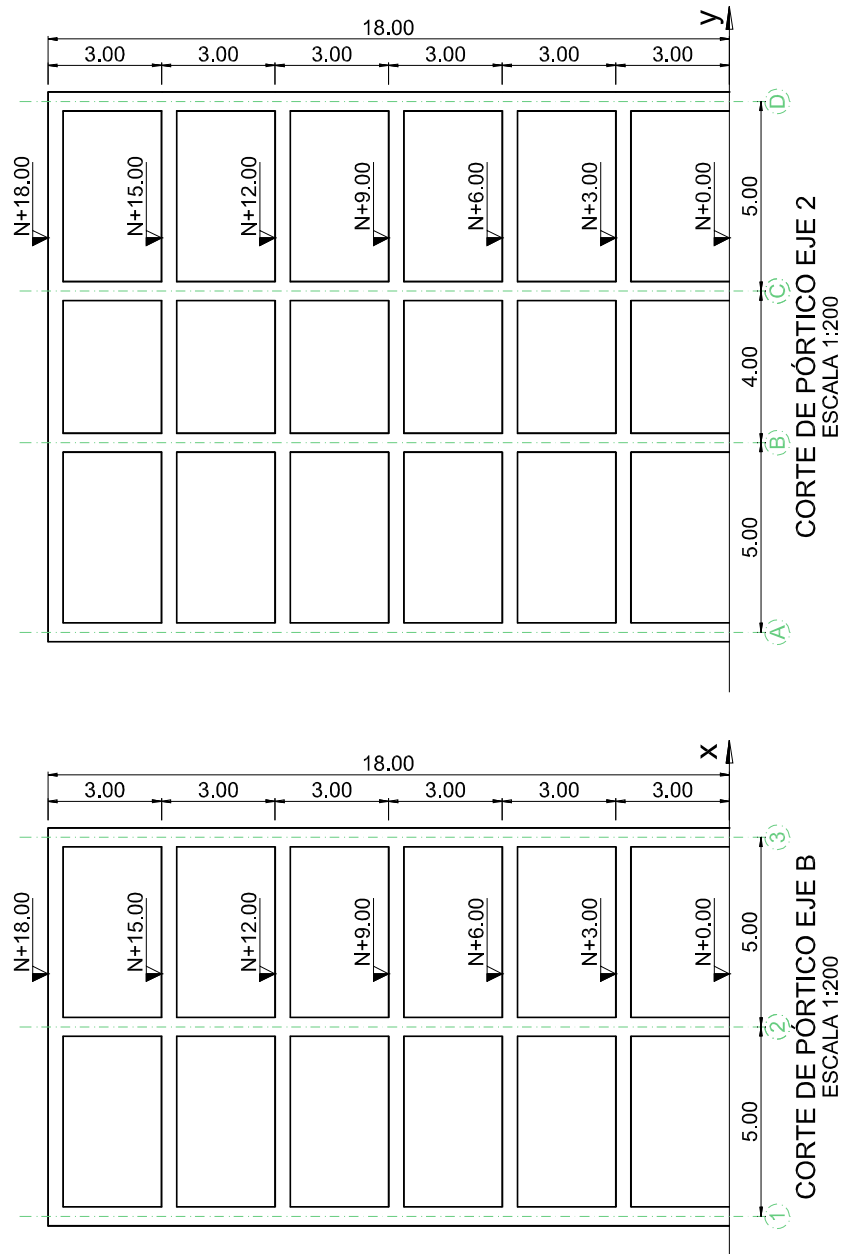
Figura 23. Planta de entrespiso típico



PLANTA DE ENTREPISO TÍPICO
 N+3.00, N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+15.00, N+18.00
 ESCALA 1:100

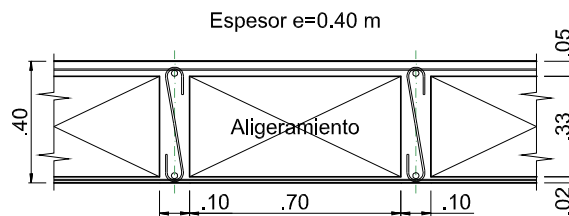
La sección de las vigas de entrepiso o vigas principales es de 0.40 x 0.40 m, y la sección de las columnas en toda la altura del edificio es de 0.50 x 0.50 m. El corte de los pórticos típicos en cada dirección se muestra en la Figura 24.

Figura 24. Corte de Pórticos en ambas direcciones



El espesor de la placa de entrepiso es 0.40 m y la altura del entrepiso es 3.00 m. La placa de entrepiso es aligerada convencional, funciona armada en una sola dirección con vigas secundarias de 0.10 x 0.40 orientadas en la misma dirección de x . El detalle de los demás elementos de la placa aligerada se puede observar en la Figura 25.

Figura 25. Detalle de placa típica de entrepiso



3.4.2 Fundación.

Para efectos prácticos, se asume que cada uno de los apoyos de las columnas del edificio modelo posee las características necesarias para suministrar restricción total en todos los grados de libertad traslacionales y rotacionales, es decir, se cuenta con apoyos empotrados en la base de cada columna. En este tipo de edificaciones, y si el suelo posee una capacidad relativamente buena, es común cimentar las columnas con zapatas amarradas con vigas, de modo que los elementos de cimentación estén conectados entre sí. La condición de empotramiento se puede aproximar, en la práctica, cada vez que la profundidad de cimentación sea la que se requiere para alcanzar un suelo resistente a las cargas impuestas por la estructura; también, siempre que cada columna se cimienta con una zapata de dimensiones adecuadas para transmitir al suelo esfuerzos menores que el admisible; así mismo, cuando las vigas de amarre posean la capacidad de equilibrar los momentos que las zapatas (generalmente las exteriores), por sí mismas, no alcanzan a estabilizar; además, cada vez que la configuración

estructural de la unión entre la columna y su zapata sea tal que provea la rigidez necesaria para transmitir fuerzas en cada una de las direcciones principales, entre otros casos.

3.4.3 Diafragma.

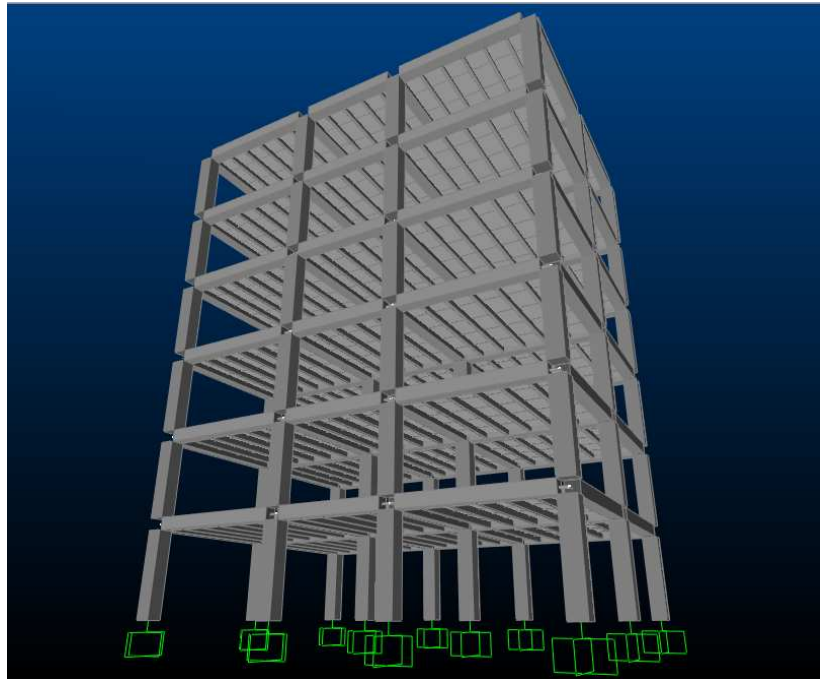
Con el ánimo de modelar adecuadamente la placa de entrepiso existente en cada nivel del edificio modelo, fue necesario incluir las vigas secundarias y la placa plana que se muestran en la Figura 25. De este modo, se busca que, durante el análisis, se tenga en cuenta la influencia que puede ocasionar, en una estructura, una placa armada en una sola dirección. No se utilizó el método tradicional de conexión de los nodos por medio de un diafragma rígido ya que inicialmente con éste se encontraron resultados poco representativos del comportamiento esperado en cuanto al análisis dinámico y a la dirección en la que actúa el primer modo de vibración, relacionado con el periodo fundamental.

Lo anterior se explica debido a que, si se considera que cada nivel de la estructura se comporta como un diafragma rígido con iguales características en las direcciones x y y , la rigidez de la estructura resulta mayor en la dirección y (debido a que en esa dirección los pórticos cuentan con tres luces), razón por la cual el primer modo de vibración estaría actuando en la dirección x . Sin embargo, debido a la presencia de las vigas secundarias, que conforman la placa de entrepiso y que están orientadas en la dirección x , la mayor rigidez de la estructura discreta se encuentra en esa dirección, por lo cual, el primer modo de vibración del edificio modelo actúa en realidad en la dirección y .

Los elementos que se utilizaron en Sap2000 para modelar las vigas secundarias y la placa plana que conforman la placa de entrepiso, fueron, respectivamente, un elemento tipo "frame" cuya sección transversal tiene dimensiones 0.10 x 0.40 m y un elemento tipo shell de espesor $e=0.05$ m. En la Figura 26 se puede apreciar

una vista tridimensional del modelo discreto en el cual se incluyeron los elementos propios de la placa de entepiso.

Figura 26. Modelo tridimensional



3.4.4 Longitud libre y longitud flexible de los elementos.

En Sap2000 los elementos que conforman los pórticos (vigas principales y columnas) se modelan como líneas conectadas en sus puntos extremos, razón por la cual, en la unión entre una viga y una columna, se presenta un traslapo de la sección transversal de ambos elementos. Si se desea obtener un modelo más representativo del modelo finito concebido en las Figuras 23 y 24, es conveniente especificar, para cada elemento (en uno o en ambos extremos), la parte de su longitud total que pertenece a una unión; de este modo, se logra simular el concepto de longitud libre para un elemento que hace parte de un pórtico. Esto se puede hacer automáticamente después de definir el modelo tridimensional y las secciones de los elementos. En la Figura 26 se puede apreciar que las vigas

principales y las columnas no se traslapan en las uniones, es decir, aparecen con su respectiva longitud libre.

En términos matemáticos, la longitud libre se puede expresar por medio de la ecuación (3.1)

$$\text{Ecuación (3.1)} \quad L_c = L - (i\text{off} + j\text{off})$$

L : longitud total del elemento.

L_c : longitud libre del elemento.

$i\text{off}$: distancia del traslapo de secciones en la unión del nodo i del elemento.

$j\text{off}$: distancia del traslapo de secciones en la unión del nodo j del elemento.

Además puede definirse la fracción de esa distancia ($i\text{off} + j\text{off}$) que se considera rígida, con el fin de calcular la longitud flexible del elemento que se usa en los análisis de flexión y cortante; de este modo, se evita la posibilidad de sobreestimar las deflexiones en la estructura. En la ecuación (3.2) se muestra cómo se calcula la longitud flexible de un elemento.

$$\text{Ecuación (3.2)} \quad L_f = L - \text{rigid} * (i\text{off} + j\text{off})$$

L_f : longitud flexible del elemento.

rigid : fracción de las distancias del traslapo que se considera rígida.

Según el manual de referencia de CSI (para Sap2000, Etabs y Safe), en general, el valor del factor de zona rígida, rigid , no supera 0.5, razón por la cual se escoge ese valor para el edificio modelo.

Las ecuaciones y los conceptos consignados en esta sección han sido tomados del manual de referencia de CSI⁷, el cual existe mayor información al respecto.

⁷ COMPUTERS AND STRUCTURES. CSI Analysis and refence manual : for Sap2000, Etabs and Safe. Berkeley : Computers and structures, 2005. p. 99.

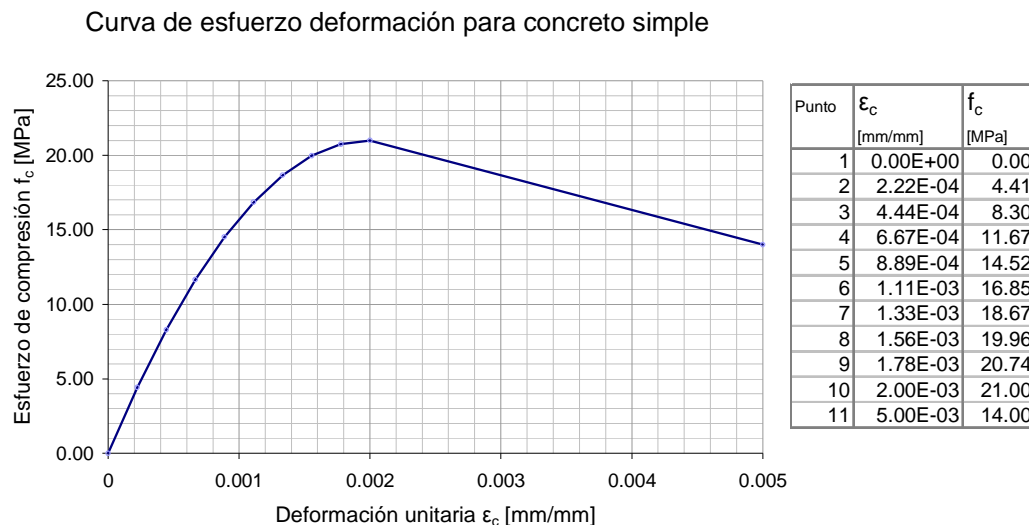
3.4.5 Materiales.

Las características de los materiales son similares a las que se encuentran en los edificios diseñados en el medio local. Los datos específicos que definen algunos puntos de las curvas esfuerzo deformación se tomaron de las gráficas que referencia Nilson tanto para concreto como para acero estructural y de los valores predefinidos que se encuentran en una aplicación de Sap2000 llamada Section Designer, la cual permite definir las curvas características de esfuerzo deformación para acero estructural, concreto simple, concreto no confinado y concreto confinado; siendo esta última, función de la configuración estructural de la sección del elemento en estudio, razón por la cual se puede utilizar para estimar los cambios que se generan en el comportamiento no lineal de una sección cuando se modifica el refuerzo longitudinal o el transversal.

- Concreto simple

Para concreto simple se define una curva generada con Section Designer, ver Figura 27. Los parámetros principales se muestran seguidamente.

Figura 27. Concreto simple



$f'_{c0} = 21MPa$; resistencia a la compresión del concreto no confinado.

$f'_{cu} = 14MPa$; esfuerzo último del concreto.

$\epsilon'_{c0} = 0.002$; deformación unitaria del concreto en f'_{c0} .

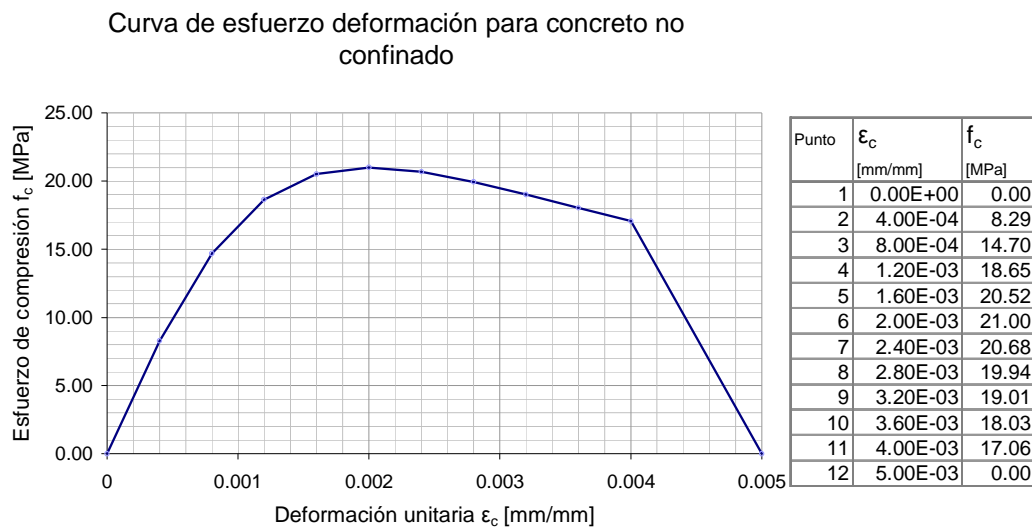
ϵ'_{sp} : deformación unitaria del concreto en el punto de rotura.

$\epsilon_{cu} = \epsilon'_{sp} = 0.005$; capacidad última del concreto.

- Concreto no confinado

También es posible definir una curva característica en Section Designer para el concreto no confinado. En la Figura 28 se encuentra la curva generada por la aplicación especializada. Los parámetros que sirven para definir el modelo se muestran mas adelante.

Figura 28. Concreto no confinado



$w = 23544$: peso unitario del concreto [N / m^3].

$f'_{cc} = f'_{c0} = 21MPa$; resistencia a la compresión del concreto no confinado.

$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_{c0} = 0.002$; deformación unitaria del concreto en f'_{c0} .

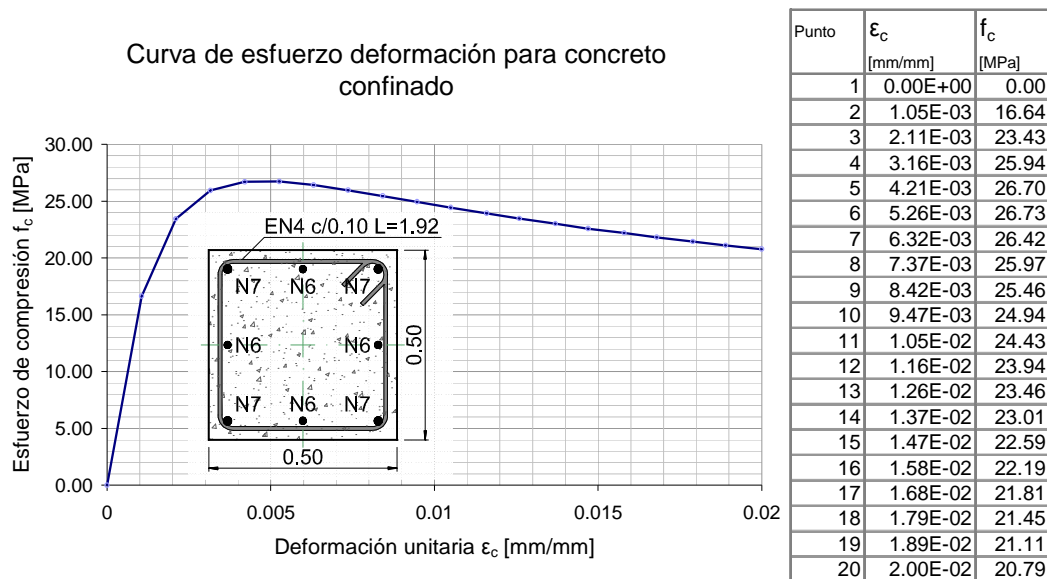
ε'_{sp} : deformación unitaria del concreto en el punto de rotura.

$\varepsilon_{cu} = \varepsilon'_{sp} = 0.005$; capacidad última del concreto.

- Concreto confinado

El modelo para concreto reforzado confinado que se muestra a continuación es el que se utilizará en el desarrollo del experimento, ya que permite tener en cuenta las variaciones en las características del material debidas al confinamiento que provee el refuerzo transversal del elemento estructural. Esto significa que, para cada sección, se puede crear una curva de esfuerzo deformación que posee los parámetros básicos del concreto, pero que es sensible a la configuración sismo resistente de la sección en estudio. La curva esfuerzo deformación para el concreto confinado se obtiene definiendo las propiedades de la sección y del material en Section Designer; en la Figura 29 se muestra una curva creada para una sección particular de columna, además se muestran los parámetros básicos del material usados en el desarrollo de la curva.

Figura 29. Concreto confinado



$f_0 = 21MPa$; resistencia a la compresión del concreto no confinado.

$f'_{cc} [MPa]$; resistencia a la compresión del concreto confinado.

$f'_{cu} [MPa]$; resistencia última a la compresión del concreto confinado.

$\epsilon_0 = 0.002$; deformación unitaria del concreto no confinado en f_0 .

$\epsilon_{cc} [mm/mm]$; deformación unitaria del concreto confinado en f'_{cc} .

$\epsilon_{cu} = 0.02$; deformación límite (última) para el concreto.

$f_y = 420MPa$; resistencia a la fluencia del acero.

$\epsilon_{su} = 0.09$; deformación límite (última) para el acero.

- Módulo de rotura para concreto

Con el fin de tener una referencia para las cargas de tensión a las que pueda estar sometido un elemento de concreto, se establece un valor para el módulo de rotura según el Código ACI 318-02 artículo 9.5.2.3; esto se muestra en la ecuación (3.3).

Ecuación (3.3)
$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} \text{ [unidades del sistema inglés]}$$

De modo que si $f'_c = 21MPa$ entonces $f_r = 2.9MPa$.

- Módulo de elasticidad del concreto reforzado

Para efectos de análisis, el módulo de elasticidad del concreto se puede obtener por medio de la ecuación (3.4) para concreto de densidad normal (ACI 318-02 artículo 8.5.1).

Ecuación (3.4)
$$E_c = 57000\sqrt{f'_c} \text{ [unidades del sistema inglés]}$$

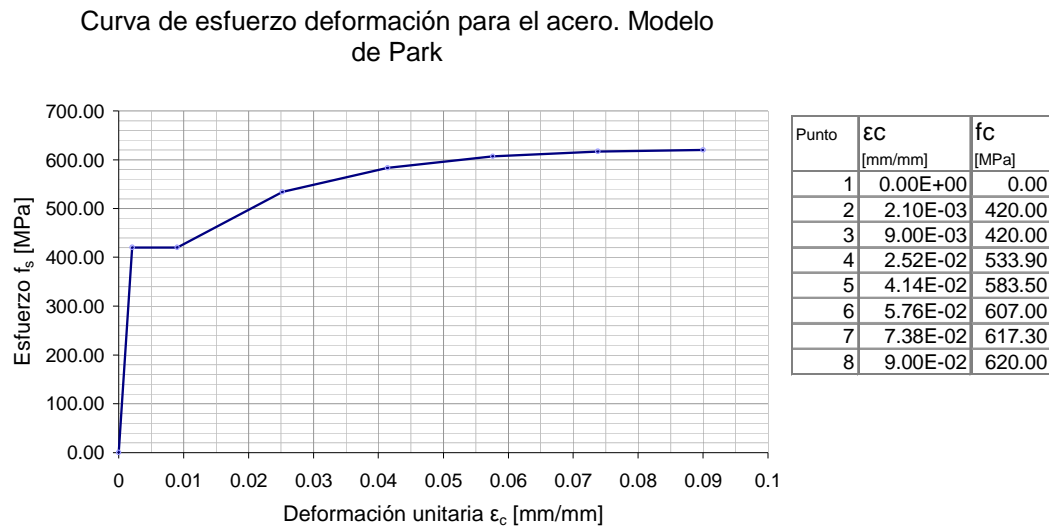
De modo que si $f'_c = 21MPa$ entonces $E_c = 21688.7MPa$.

- Acero estructural

Para modelar el comportamiento del acero estructural se utilizará una curva esfuerzo deformación propuesta por Park que se encuentra disponible en Section

Designer. En la Figura 30 se puede apreciar la respectiva gráfica; a continuación también se muestran los parámetros utilizados para definir la curva.

Figura 30. Acero estructural. Modelo de Park



$\epsilon_{sy} = 0.0021$: deformación unitaria del acero en la fluencia.

$f_{sy} = 420MPa$; esfuerzo de fluencia del acero.

$\epsilon_{sh} = 0.009$; deformación en el acero al inicio del endurecimiento por deformación.

$\epsilon_{su} = 0.09$; capacidad última de deformación unitaria del acero.

$f_{su} = 620MPa$; capacidad última de esfuerzo del acero.

3.4.6 Análisis modal.

El análisis modal se utiliza para determinar los modos de vibración de la estructura, información que es básica para comprender su comportamiento y para realizar otros tipos de análisis.

Durante el proceso preliminar a la ejecución del análisis modal debe calcularse la masa que está en capacidad de oscilar para cada nivel. Debido a que durante el análisis y el diseño del edificio modelo se tendrá en cuenta la acción de las cargas gravitacionales, tanto viva (L) como muerta (D), la masa de la edificación se toma directamente de dichas cargas.

En la Tabla 3 se muestran las masas de cada nivel (para todos los efectos, se consideró una distribución de masa uniforme por unidad de área de placa). Los valores de densidad de masa para la placa se pueden calcular con las dimensiones mostradas en la Figura 25 y los valores de la Tabla 6.

La masa en el modelo se obtiene directamente de las cargas gravitacionales aplicadas y de los elementos principales que conforman la estructura. Los valores de masa que se muestran en la Tabla 3 son para los grados de libertad traslacionales del diafragma discreto modelado para cada nivel. Se omiten los valores de momento de inercia de masa para el grado de libertad rotacional del diafragma alrededor del eje z ; sin embargo, como se verá más adelante, esto no significa que el análisis ignore los efectos rotacionales de la estructura.

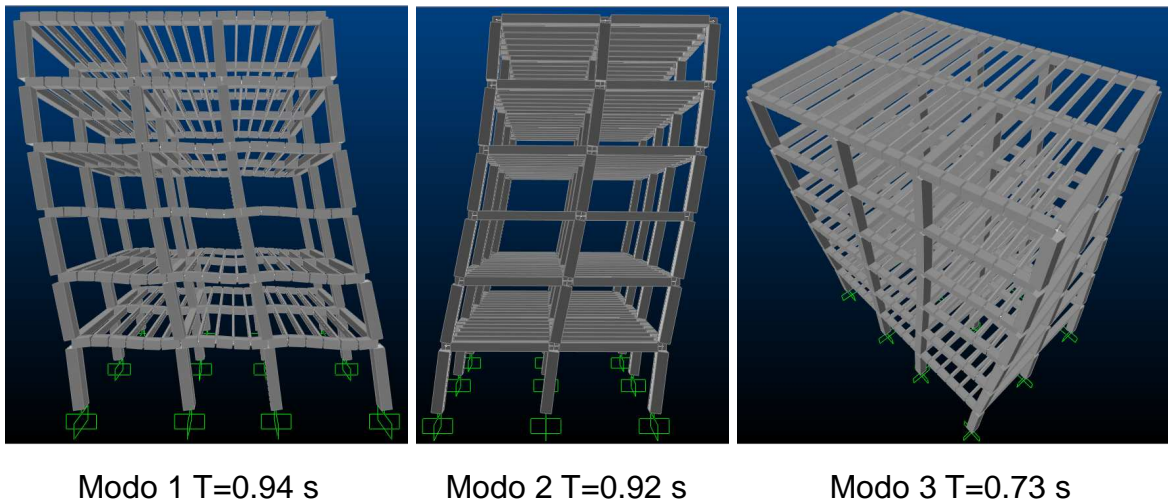
Tabla 3. Análisis de masa

Nivel	área [m ²] Diafragma	Masa [kg] Diafragma	Masa [kg] Columnas	Masa [kg] Nivel
18	150	164787	10032	174819
15	150	164803	20832	185635
12	150	164803	20832	185635
9	150	164803	20832	185635
6	150	164803	20832	185635
3	150	164803	20832	185635
TOTAL [kg]				1 102 992

Una vez definidas las propiedades de la masa para cada nivel, debe establecerse el tipo de análisis modal; por ejemplo, con un análisis por “eigen” vectores se determina la forma y frecuencia de los modos para un sistema no amortiguado en estado de vibración libre. Esos modos naturales permiten tener una excelente

visión del comportamiento de la estructura. En la Figura 31 se observa la deformación de la estructura para los tres primeros modos encontrados (cada imagen ofrece una perspectiva distinta del edificio modelo). La imagen de la izquierda muestra la forma del modo fundamental, orientado, principalmente, en la dirección y ; la imagen del medio corresponde al modo 2, se puede apreciar que está orientado en la dirección x ; por último, la imagen de la derecha representa el modo 3, el cual es rotacional alrededor del eje vertical z . Los resultados obtenidos en Sap2000 para estos y otros modos se muestran en la Tabla 4.

Figura 31. Imágenes para Modo 1, Modo 2 y Modo 3



El conjunto de modos mostrados en la Tabla 4 puede considerarse representativo del comportamiento de la estructura, ya que captura más del 90% de la masa en cada uno de los grados de libertad de interés que, para casos prácticos son los dos traslacionales en dirección x y y , y uno rotacional alrededor del eje vertical z . El modo fundamental actúa en la dirección y , y en él participa más del 75% de la masa en esa dirección. El segundo modo actúa en la dirección x , y también en este modo participa más del 75% de la masa en esa dirección. El tercer modo es rotacional, y se considera que en éste se incluyen los efectos torsionales que

puedan llegar a afectar la estructura, pero no resulta muy influyente, puesto que, para ese modo, el porcentaje de participación de la masa alrededor del eje z es sólo del 23%.

Tabla 4. Análisis Modal

Modo	T [s]	Porcentajes de participación de la masa											
		Ux	Σ Ux	Uy	Σ Uy	Uz	Σ Uz	Rx	Σ Rx	Ry	Σ Ry	Rz	Σ Rz
1	0.939	0.0%	0.0%	81.0%	81.0%	0.0%	0.0%	66.0%	66.0%	0.0%	0.0%	20.0%	20.0%
2	0.923	81.0%	81.0%	0.0%	81.0%	0.0%	0.0%	0.0%	66.0%	79.0%	79.0%	39.0%	59.0%
3	0.732	0.0%	81.0%	0.0%	81.0%	0.0%	0.0%	0.0%	66.0%	0.0%	79.0%	23.0%	81.0%
4	0.292	0.0%	81.0%	11.0%	92.0%	0.0%	0.0%	0.1%	67.0%	0.0%	79.0%	2.6%	84.0%
5	0.287	11.0%	92.0%	0.0%	92.0%	0.0%	0.0%	0.0%	67.0%	0.2%	79.0%	5.1%	89.0%
6	0.229	0.0%	92.0%	0.0%	92.0%	0.0%	0.0%	0.0%	67.0%	0.0%	79.0%	2.9%	92.0%
7	0.157	0.0%	92.0%	4.3%	96.0%	0.0%	0.0%	0.2%	67.0%	0.0%	79.0%	1.1%	93.0%
8	0.154	4.3%	96.0%	0.0%	96.0%	0.0%	0.0%	0.0%	67.0%	0.2%	79.0%	2.1%	95.0%
9	0.114	0.0%	96.0%	0.0%	96.0%	65.0%	65.0%	16.0%	83.0%	9.6%	89.0%	0.0%	95.0%
10	0.111	0.0%	96.0%	0.0%	96.0%	0.0%	65.0%	0.0%	83.0%	0.0%	89.0%	1.9%	97.0%
11	0.109	0.0%	96.0%	0.0%	96.0%	0.0%	65.0%	4.9%	87.0%	0.0%	89.0%	0.0%	97.0%
12	0.101	0.1%	96.0%	0.0%	96.0%	0.0%	65.0%	0.0%	87.0%	2.8%	92.0%	0.0%	97.0%
13	0.098	0.0%	96.0%	2.3%	98.0%	0.0%	65.0%	0.3%	88.0%	0.0%	92.0%	0.6%	97.0%
14	0.098	2.3%	99.0%	0.0%	98.0%	0.0%	65.0%	0.0%	88.0%	0.2%	92.0%	1.1%	99.0%
15	0.096	0.0%	99.0%	0.0%	98.0%	8.3%	74.0%	2.0%	90.0%	1.2%	93.0%	0.0%	99.0%
16	0.071	0.0%	99.0%	1.3%	100.0%	0.0%	74.0%	0.3%	90.0%	0.0%	93.0%	0.3%	99.0%
17	0.068	1.4%	100.0%	0.0%	100.0%	0.0%	74.0%	0.0%	90.0%	0.0%	93.0%	0.7%	100.0%
18	0.066	0.0%	100.0%	0.0%	100.0%	10.0%	84.0%	2.5%	92.0%	1.5%	95.0%	0.0%	100.0%
19	0.056	0.0%	100.0%	0.2%	100.0%	0.0%	84.0%	2.7%	95.0%	0.0%	95.0%	0.0%	100.0%
20	0.052	0.0%	100.0%	0.0%	100.0%	0.0%	84.0%	0.0%	95.0%	2.3%	97.0%	0.0%	100.0%
21	0.041	0.0%	100.0%	0.0%	100.0%	14.0%	97.0%	3.3%	99.0%	2.0%	99.0%	0.0%	100.0%

Según FEMA 356 3.3.3.2.3, si en un modo participa más del 75% de la masa, se puede utilizar la forma de este modo para definir una distribución vertical de la carga lateral que se aplica en un análisis estático no lineal, como se verá más adelante.

3.4.7 Control de derivas: análisis de espectro de respuesta.

Para conocer cómo se comporta la estructura ante una carga sísmica se puede realizar un análisis de espectro de respuesta (RSA), el cual, según Chopra⁸, es un procedimiento utilizado para lograr el análisis dinámico de una estructura sometida a excitación sísmica, aunque se reduce a una serie de análisis estáticos. El análisis de espectro de respuesta usa las propiedades de vibración de la estructura (provenientes del análisis modal) y las características dinámicas del sismo por medio del respectivo espectro de respuesta (o de diseño). Las propiedades de vibración se obtienen del análisis modal por vectores de Ritz, recomendado por el manual de referencia de CSI⁹, ya que para el análisis de espectro de respuesta, este tipo de análisis modal proporciona resultados más aproximados para el mismo número de modos.

Las características dinámicas del sismo provienen del espectro de diseño establecido en las NSR-98 para la ciudad de Bucaramanga, y está definido para un coeficiente de amortiguamiento igual al 5% del crítico. El espectro y los parámetros usados en su construcción se pueden observar en la Figura 32.

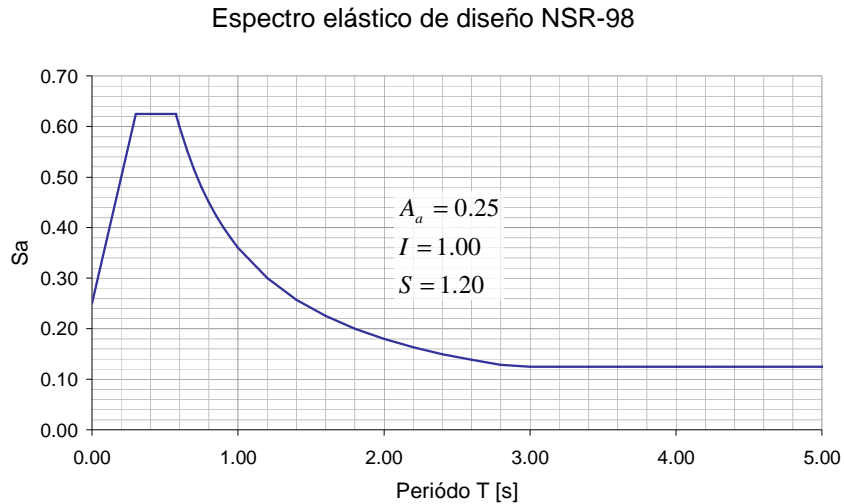
Para encontrar las derivas se crea un modelo de desplazamientos, en el cual se especifica un caso de análisis de espectro de respuesta para cada una de las dos direcciones principales en planta, x y y . En cada análisis de espectro de respuesta, los modos se combinan por medio del método CQC (combinación cuadrática completa). La combinación direccional se hace por el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados). La carga aplicada, de tipo

⁸ CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures : Theory and applications to earthquake engineering. 2 ed. New Jersey : Prentice Hall, 2001. p. 559.

⁹ COMPUTERS AND STRUCTURES. CSI Analysis and refence manual : for Sap2000, Etabs and Safe. Berkeley : Computers and structures, 2005. p. 286.

aceleración en una dirección específica (a partir del espectro de diseño de la Figura 32), se amplifica utilizando un factor de escala igual al valor de la gravedad, $g = 9.81m/s^2$. El valor de amortiguamiento es 0.05 para todos los modos.

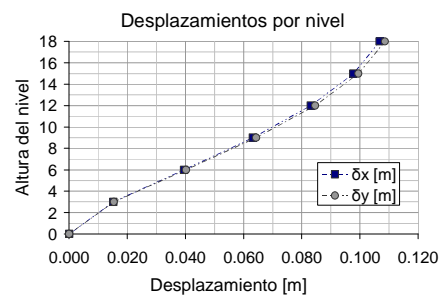
Figura 32. Espectro elástico de diseño



Los datos relevantes del modelo de desplazamientos se muestran en la Tabla 5. Se observa que la deriva para cada nivel es menor del 1%, por esto, se conservan las dimensiones propuestas para los elementos estructurales.

Tabla 5. Reacciones en la base, desplazamientos y deriva

Reacción en la base					
fx [N] (en x)	3 514 103.5				
fy [N] (en y)	3 453 603.1				
Nivel	h_i [m]	δx [m]	δy [m]	Deriva x [%]	Deriva y [%]
N+18	18.0	0.107	0.109	0.30%	0.30%
N+15	15.0	0.098	0.100	0.49%	0.50%
N+12	12.0	0.083	0.085	0.66%	0.68%
N+9	9.0	0.063	0.064	0.79%	0.80%
N+6	6.0	0.040	0.040	0.81%	0.83%
N+3	3.0	0.015	0.015	0.51%	0.51%



3.4.8 Diseño sismo resistente.

El diseño sismo resistente del edificio modelo se realiza cumpliendo los requisitos de configuración sismo resistente contemplados en las NSR-98 y en la sección 2.2 de este documento.

Las cargas utilizadas durante el proceso de análisis y obtención de fuerzas internas en los elementos estructurales se definen como cargas gravitacionales (carga viva y carga muerta) y cargas horizontales (fuerzas sísmicas de diseño). Las cargas gravitacionales que transmite la placa de entrepiso se calculan usando los valores pertinentes de densidad de los materiales y de carga viva para edificaciones, consignados en el capítulo B de las NSR-98 y las dimensiones del detalle mostrado en la Figura 25. Un resumen de las cargas gravitacionales que transmite la placa de entrepiso de la estructura modelo se puede apreciar en la Tabla 6.

Tabla 6. Cargas gravitacionales que transmite la placa de entrepiso

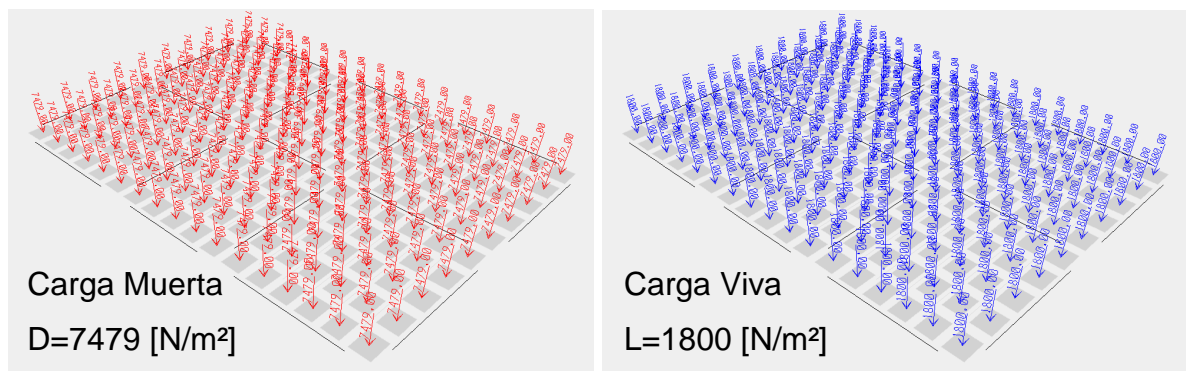
D (muerta)	7479 [N/m ²]	L (viva)	1800 [N/m ²]
Placa	2670 [N/m ²]	Carga última	
Aligeramiento	309 [N/m ²]	D	7479 [N/m ²]
Acabados	1500 [N/m ²]	L	1800 [N/m ²]
Muros	3000 [N/m ²]	U=1.2D+1.6L	11855 [N/m ²]

La carga última se obtiene usando la combinación de la ecuación (9-2) del ACI 318-05; los factores de mayoración utilizados en esta combinación son compatibles con la metodología de diseño LRFD.

La distribución de cargas sobre los pórticos se hace aprovechando la forma en que se ha modelado el diafragma de cada entrepiso, es decir, las cargas gravitacionales se pueden aplicar directamente sobre la placa plana y ésta a su vez la distribuye a las vigas secundarias que se apoyan sobre las vigas principales

de los pórticos resistentes de la estructura. Los valores usados son los que se muestran en la Tabla 6. El peso propio de la estructura se puede modelar como una carga muerta implícita en el análisis; para esto, es preciso definir y asignar adecuadamente los valores pertinentes de peso específico del concreto y un factor igual a la unidad para el peso propio en la carga muerta. En la Figura 33 se encuentra un diagrama de las cargas gravitacionales aplicadas a la placa de un nivel cualquiera del edificio modelo.

Figura 33. Cargas gravitacionales aplicadas por nivel



Las cargas sísmicas de diseño utilizadas durante el análisis de la estructura modelo se obtienen del análisis de espectro de respuesta; para esto, es posible afectar dicho análisis por un factor de reducción igual a $1/R$, en donde $R = 7.00$ para estructuras de concreto reforzado cuyo sistema de resistencia sísmica es de tipo pórticos resistentes a momentos. De este modo, se obtienen las fuerzas sísmicas en cada dirección, E_x y E_y .

Durante el proceso de diseño se utilizaron las combinaciones de carga definidas por las ecuaciones (3.5) y (3.6); tomadas del capítulo 9 del ACI 318-05, y se omitieron los términos no aplicados en este análisis.

Ecuación (3.5)
$$U = 1.2D + 1.6L$$

Ecuación (3.6)
$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L$$

Donde $E = \begin{cases} Ex + 0.30Ey \\ 0.30Ex + Ey \end{cases}$; que representa el efecto sísmico en ambas direcciones.

El detalle del diseño de los elementos estructurales se incluye en un plano anexo.

3.5 LA UNIDAD EXPERIMENTAL: EL MODELO DISCRETO

En esta sección se presenta la creación de la unidad experimental: un edificio modelo formado con base en elementos discretos, con el fin de que sea posible controlar la existencia, características y variación de las propiedades inelásticas de las secciones que componen el edificio modelo.

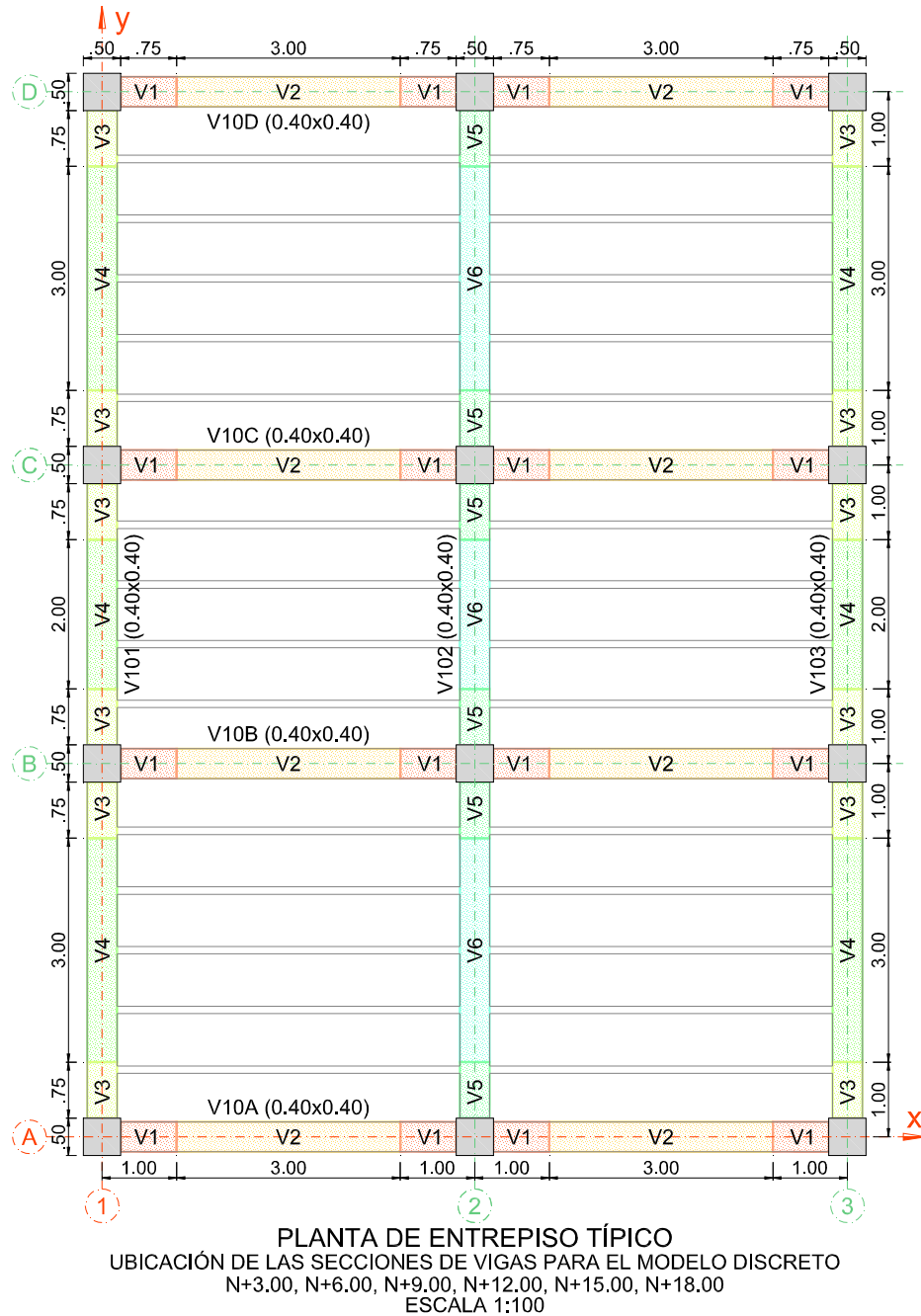
3.5.1 El modelo discreto para el análisis no lineal.

Para lograr un experimento sensible a los cambios en los factores estudiados, es preciso construir un edificio modelo con base en elementos discretos. Esto significa que para cada tipo de sección diseñada en 3.4.8 (diseño sismo resistente), debe existir en el modelo un respectivo elemento, o conjunto de ellos, que posea las características de dicha sección, como ubicación, geometría y comportamiento no lineal, entre otras.

Para evitar la creación de una gran cantidad de secciones diferentes, éstas se pueden agrupar según su ubicación y función en la estructura, de modo que el número de secciones a trabajar sea el mínimo posible. En la Figura 34 se puede apreciar la nomenclatura y ubicación de las secciones creadas para las vigas* en una planta típica del edificio modelo. La configuración del refuerzo longitudinal y transversal para las vigas se presenta en la Figura 35.

* Nota: La palabra “viga” debe entenderse como “viga principal” siempre que no se especifique otra cosa; se refiere al elemento estructural horizontal que pertenece al sistema de resistencia sísmica.

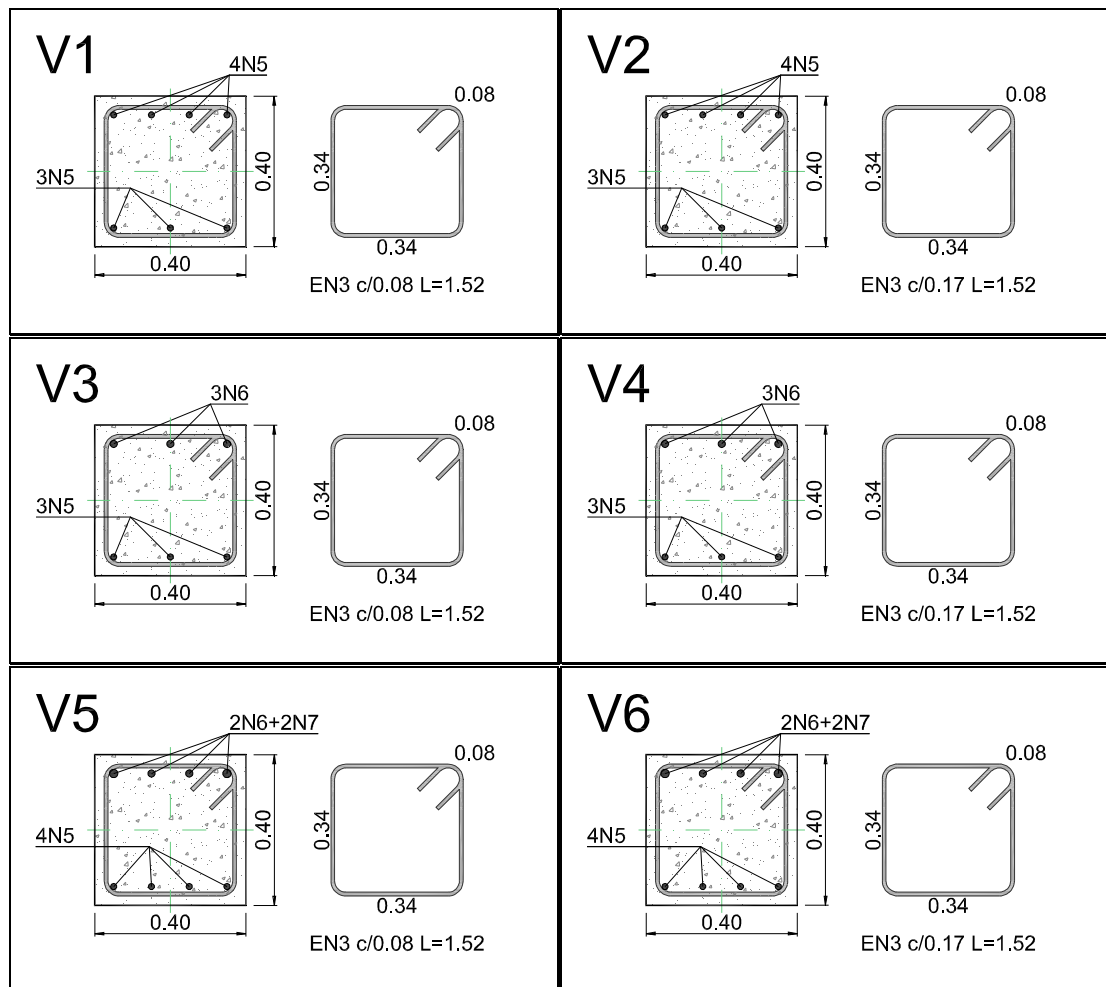
Figura 34. Secciones de vigas en el modelo



Se puede observar que en la Figura 35 aparece la cantidad y tipo de barras para el refuerzo longitudinal, así como dimensiones, tipo de barra y separación del

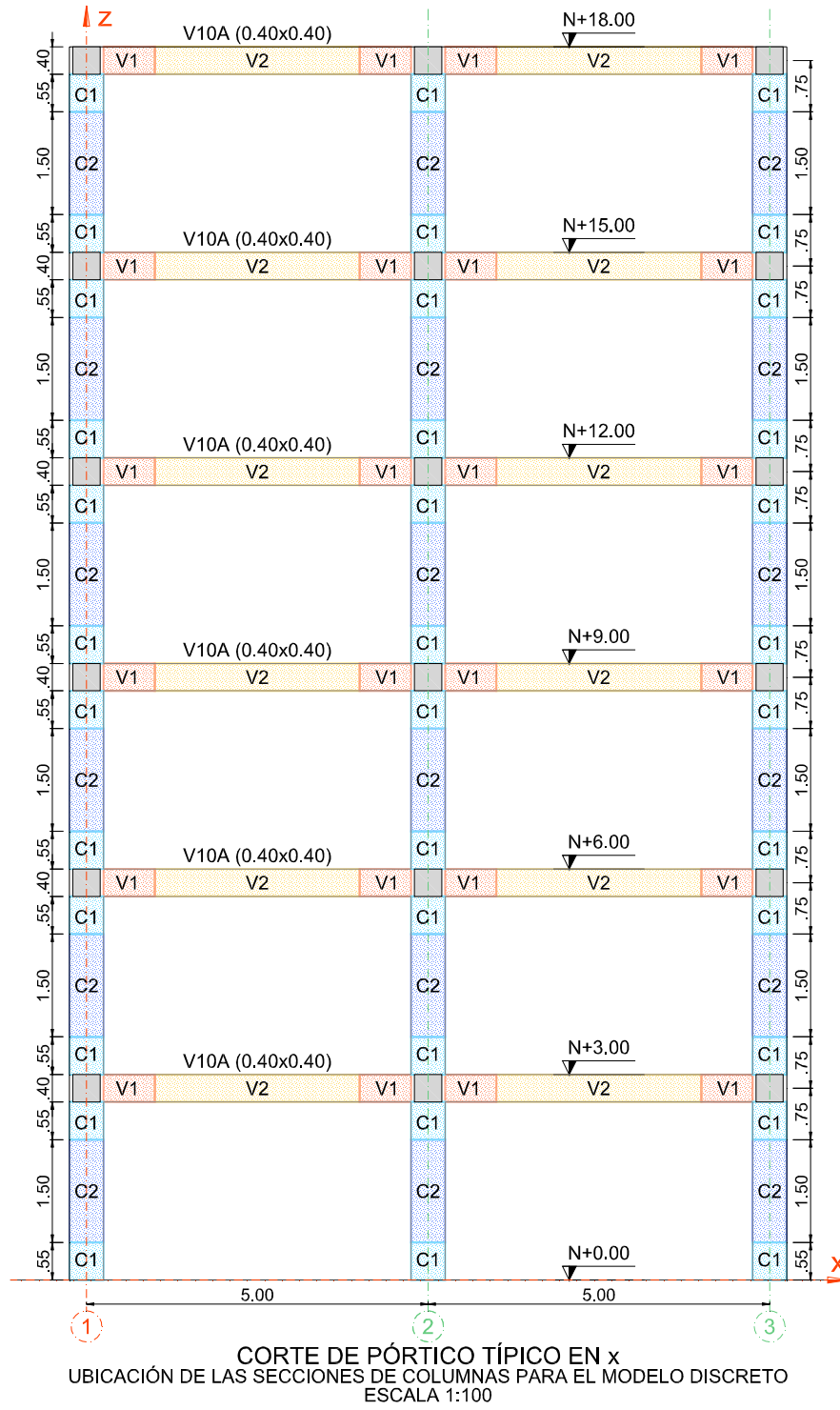
refuerzo transversal. Vale la pena anotar que la única diferencia entre la viga tipo V1 y la viga tipo V2 es la separación entre los estribos, lo cual obedece a la definición de las respectivas zonas de confinamiento. La misma apreciación puede hacerse para las vigas V3 y V4, y para las vigas V5 y V6.

Figura 35. Definición de las secciones de las vigas del modelo



La nomenclatura y ubicación de las secciones definidas para las columnas se muestran en la Figura 36.

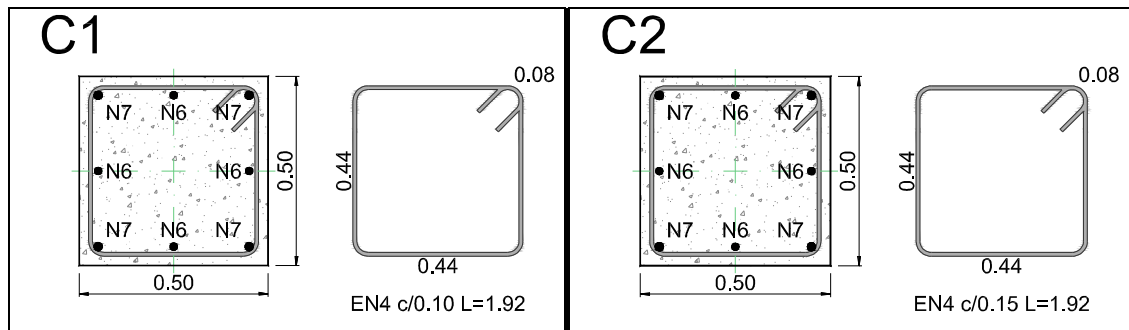
Figura 36. Secciones de columnas en el modelo



Debido a que la cantidad de refuerzo longitudinal requerido durante el proceso de diseño es el mismo para todas las columnas del edificio modelo, sólo es necesario definir dos secciones para este tipo de elementos; la primera, para aquellas zonas que requieren confinamiento suministrado por el refuerzo transversal, y la segunda, para las zonas que no requieren dicho confinamiento.

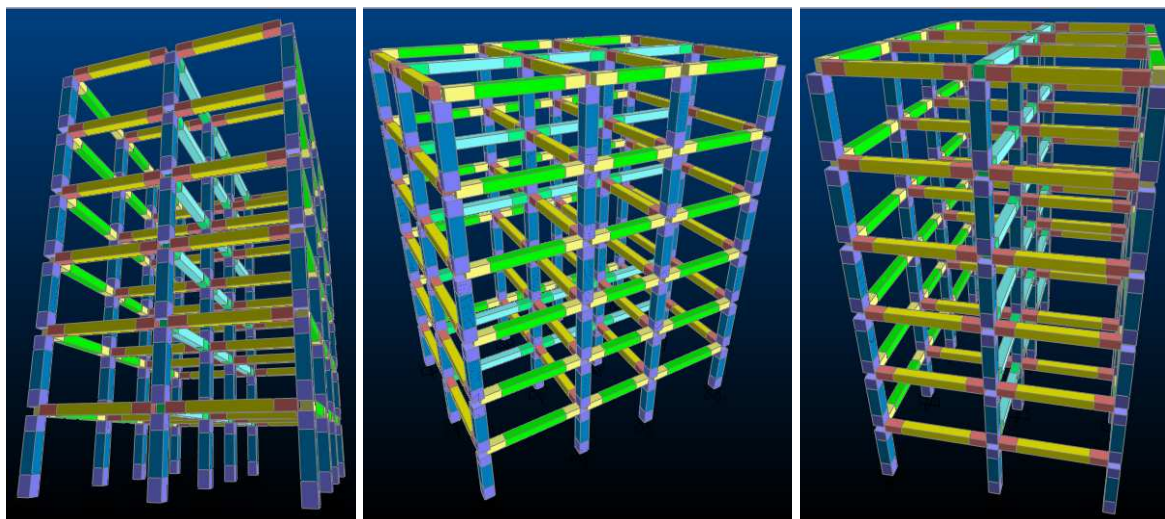
La respectiva configuración del refuerzo para las secciones de las columnas se encuentra en la Figura 37. Al igual que para las vigas, está disponible la cantidad, ubicación y tipo de barras del refuerzo longitudinal, así como dimensiones, tipo de barra y separación de los estribos que conforman el refuerzo transversal de la sección.

Figura 37. Definición de las secciones de las columnas del modelo



El modelo tridimensional compuesto por todos los elementos discretos definidos en ésta sección puede apreciarse en la Figura 38, éste es el modelo geométrico creado en Sap2000 para la unidad experimental. Además se muestran varias perspectivas del mismo edificio modelo, y distintos colores entre los elementos que sirven para identificar cada una de las secciones creadas para diferenciar las zonas de confinamiento en vigas y columnas, así como para definir diferentes configuraciones de refuerzo obtenidas durante el proceso de diseño sismo resistente del edificio modelo.

Figura 38. Perspectiva del modelo discreto. Unidad experimental



3.5.2 Características no lineales de las secciones del modelo discreto.

En Sap2000 las características no lineales de las secciones se representan por medio de rótulas plásticas (hinge) concentradas en posiciones específicas definidas por el usuario, a lo largo de los elementos que componen los pórticos (frame) de la estructura.

Las rótulas plásticas están asociadas a los grados de libertad disponibles para cada tipo de elemento. En un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado resistentes a momento, generalmente la respuesta inelástica se encuentra gobernada por flexión; sin embargo, en algunas estructuras particulares esto podría no cumplirse y, según FEMA 6.5.2.2.2, en ese caso particular el modelo debería establecerse para tener en cuenta otro tipo de efectos. Dado que el edificio modelo representa una estructura típica, se espera que la respuesta inelástica esté gobernada por flexión.

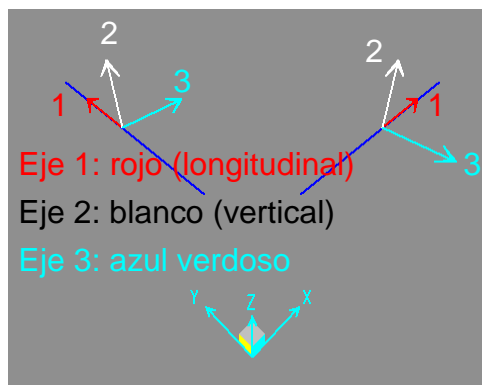
Con base en lo anterior, las rótulas plásticas se definen únicamente para los grados de libertad, en los cuales es alta la posibilidad de encontrar comportamiento post-fluencia durante la acción de la carga sísmica. A

continuación, se describen los dos tipos de rótulas plásticas que se aplican sobre los elementos del edificio modelo.

- Vigas

Por lo general, las vigas están gobernadas por flexión alrededor del eje local 3 -la orientación de los ejes locales para vigas se muestra en la Figura 39-. La carga axial en las vigas es despreciable; esto se corrobora con dos pruebas realizadas al edificio modelo en las que se encontraron los siguientes resultados: primero, cuando a las vigas se les asigna una rótula plástica automática tipo M3 (momento flector alrededor del eje 3), la carga axial sobre todas las vigas durante el análisis estático no lineal pertenece al intervalo $(-0.01A_g f'_c, 0.05A_g f_r)$, tensión positiva; segundo, cuando a las vigas se les asigna una rótula plástica automática tipo PMM (flexión biaxial y carga axial acopladas), la carga axial sobre todas las vigas durante el análisis estático no lineal pertenece al intervalo $(-0.015A_g f'_c, 0.06A_g f_r)$.

Figura 39. Orientación de los ejes locales en vigas



Lo anterior significa que, debido a las características de diafragma rígido que aportan los elementos de la placa de entrepiso, la carga axial sobre las vigas oscila entre valores (absolutos) de compresión inferiores al 1.5% de la resistencia a compresión de la sección bruta de concreto reforzado y valores de tensión

inferiores al 6.0% de la resistencia a la tensión de la sección; razón por la cual se puede asumir que las vigas trabajan sólo a flexión.

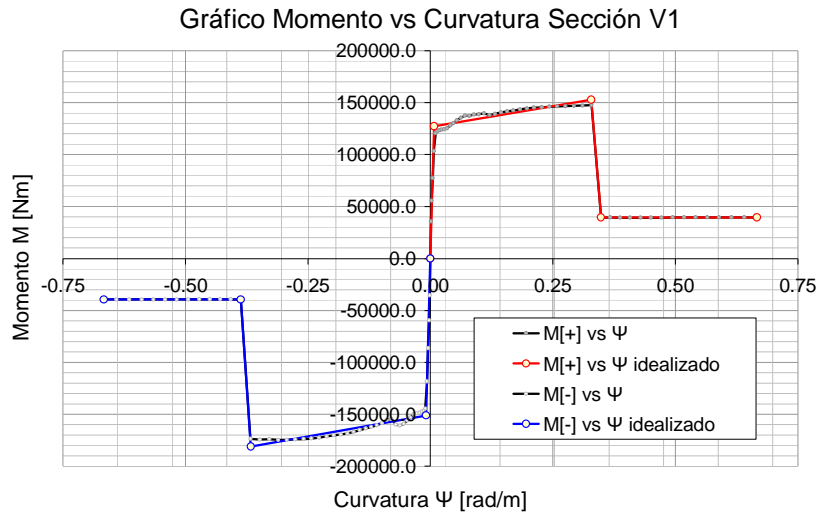
Las rótulas tipo M3 para vigas, se definen por medio de un diagrama momento vs curvatura de la sección. Debido a que algunas vigas tienen una mayor cantidad de refuerzo en la parte superior, el diagrama momento vs curvatura no siempre es simétrico para momento positivo y momento negativo.

El diagrama momento curvatura de una sección se puede obtener modelando la sección transversal en Section Designer (aplicación de Sap2000 utilizada para definir las propiedades de los materiales en el numeral 3.4.5). El procedimiento es el siguiente: se crea una sección con las dimensiones deseadas y las propiedades específicas del concreto y del acero de refuerzo; luego, se asigna el refuerzo longitudinal que requiere el elemento; a través del modelo para concreto reforzado, el programa representa el aumento en la capacidad del concreto en función del confinamiento suministrado por medio del refuerzo transversal (estribos en este caso); para esto deben definirse las características básicas de los materiales, el tipo de estribos, el diámetro de las barras, la cantidad de ramas y la separación (ver concreto confinado en el numeral 3.4.5). El diagrama momento curvatura está disponible para distintos valores de carga axial sobre el elemento que se esté estudiando. Para vigas se utiliza el diagrama momento vs curvatura cuando la carga axial es $P_U = 0.10A_g f'_c$.

El diagrama momento curvatura debe idealizarse para definir la rótula plástica en Sap2000. El diagrama idealizado consta sólo de cinco puntos, está formado por segmentos de línea recta y se obtiene garantizando que el área que encierra el diagrama momento curvatura sea igual a el área que encierra el diagrama idealizado; además, la pendiente promedio de cada uno de los tramos que define al diagrama momento curvatura es cercana a la pendiente del respectivo tramo en el diagrama idealizado.

Todo lo anterior se hace para cada una de las secciones de vigas del modelo discreto. El registro de los gráficos momento curvatura de estas secciones se muestra a continuación.

Figura 40. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V1



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

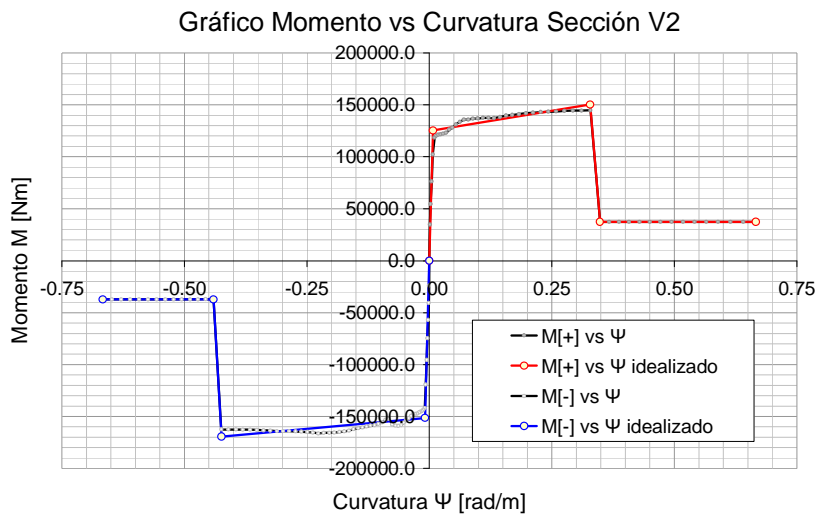
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.20278	0.3196
D	0.31347	0.3295
E	0.31347	0.6588

FS	127183	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.2001	-0.3670
D	-0.263	-0.3776
E	-0.263	-0.6581

FS	151226	1.0000
----	--------	--------

Figura 41. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V2



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

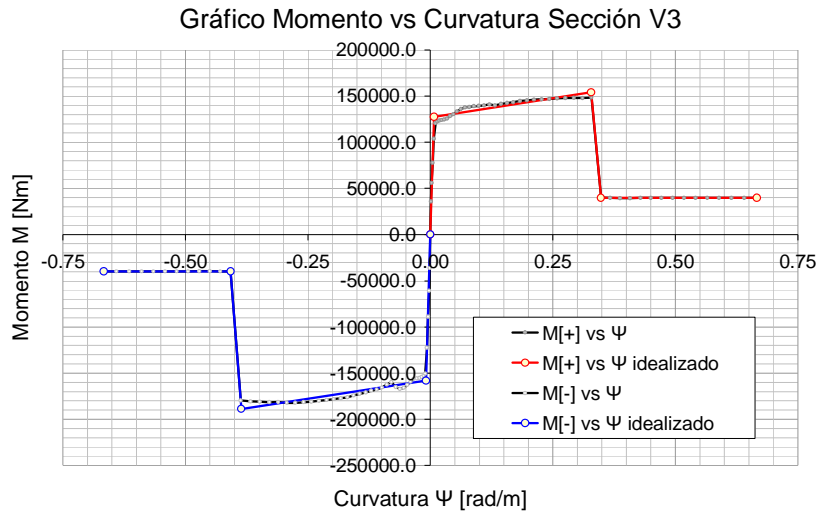
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.19837	0.3289
D	0.3004	0.3390
E	0.3004	0.6588

FS	125533	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.1164	-0.4183
D	-0.2479	-0.4296
E	-0.2479	-0.6579

FS	151726	1.0000
----	--------	--------

Figura 42. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V3



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

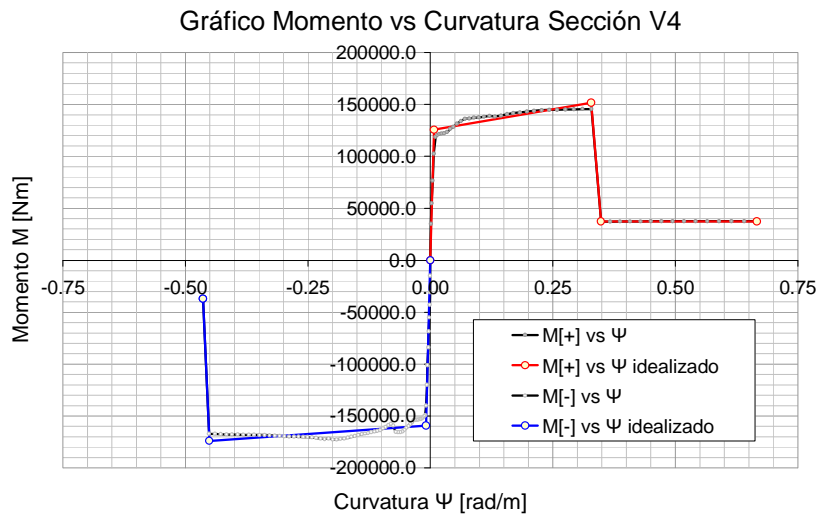
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.2079	0.3196
D	0.3112	0.3295
E	0.3112	0.6588

FS	127553	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.1966	-0.3767
D	-0.2535	-0.3876
E	-0.2535	-0.6579

FS	157849	1.0000
----	--------	--------

Figura 43. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V4



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

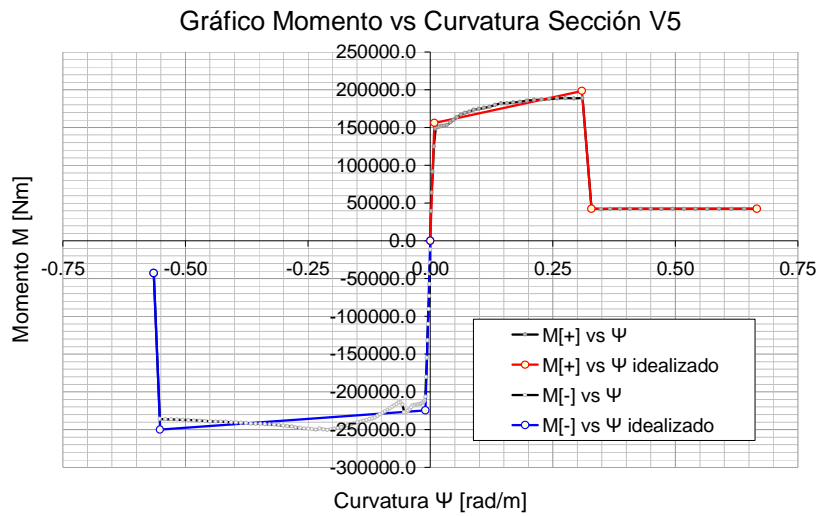
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.20711	0.3195
D	0.29897	0.3294
E	0.29897	0.6588

FS	125675	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.0955	-0.4507
D	-0.1182	-0.4637
E	-0.1182	-0.4736

FS	158866	1.0000
----	--------	--------

Figura 44. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V5



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

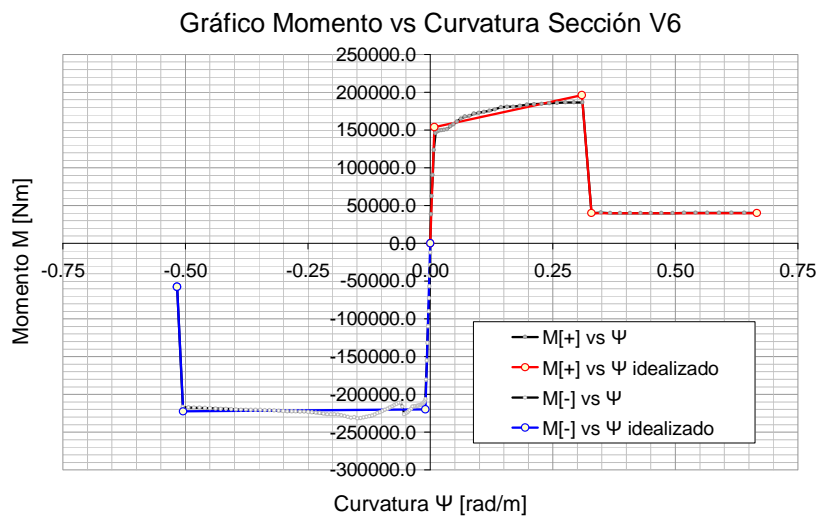
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.27675	0.3080
D	0.27297	0.3179
E	0.27297	0.6548

FS	156383	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.1114	-0.5387
D	-0.0938	-0.5528
E	-0.0938	-0.5639

FS	225632	1.0000
----	--------	--------

Figura 45. Gráfico de Momento vs Curvatura sección V6



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.27431	0.3080
D	0.26152	0.3179
E	0.26152	0.6548

FS	154792	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.0871	-0.5032
D	-0.133	-0.5181
E	-0.133	-0.5281

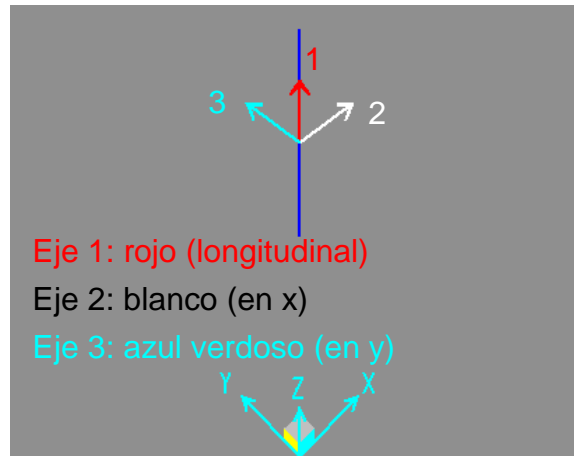
FS	217936	1.0000
----	--------	--------

- Columnas

Las columnas están gobernadas por la combinación de carga axial y flexión biaxial que se denomina flexo compresión, razón por la cual se utiliza una rótula plástica tipo PMM en la que se encuentran acoplados los grados de libertad pertinentes, es

decir, carga axial, momento flector alrededor del eje local 2 y momento flector alrededor del eje local 3. La orientación de los ejes locales para columnas se puede observar en la Figura 46.

Figura 46. Orientación de los ejes locales en columnas



Para obtener el diagrama momento curvatura de una columna se sigue el mismo procedimiento usado para las vigas, sólo que puede ser necesario obtener varios diagramas para distintos valores de la carga axial. La rótula plástica se define con el diagrama momento curvatura, pero adicionalmente debe incluirse el diagrama de interacción entre la carga axial y el momento flector alrededor del eje 2 y el eje 3; en el numeral 2.2.7 se puede encontrar más información acerca del diagrama de interacción para columnas, el cual puede apreciarse en la Figura 47.

Seguidamente, se presentan los diagramas momento curvatura para dos valores distintos de carga axial que corresponden a los resultados en la Figura 47, los cuales son $P_U = 0.01A_g f'_c$ y $P_U = P_b$. Aparecen sólo los diagramas para momento positivo, puesto que, por la forma en que está distribuido el refuerzo y por las propiedades geométricas de las columnas, el diagrama momento curvatura tiene

los mismos valores tanto para momento positivo como negativo alrededor de los ejes 2 y 3.

Figura 47. Diagrama de interacción P-M para las secciones C1 y C2

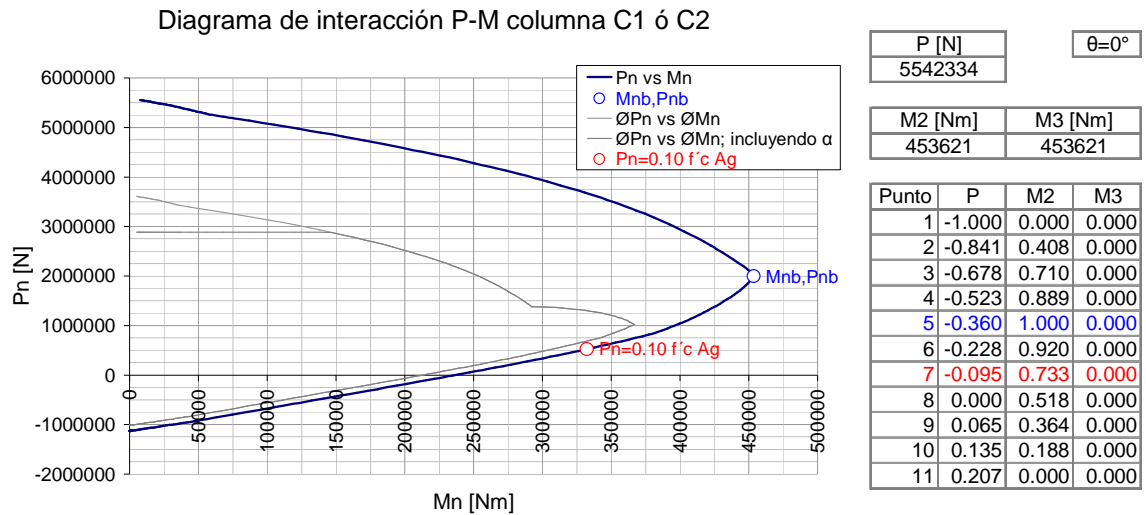


Figura 48. Gráfico de Momento vs Curvatura sección C1

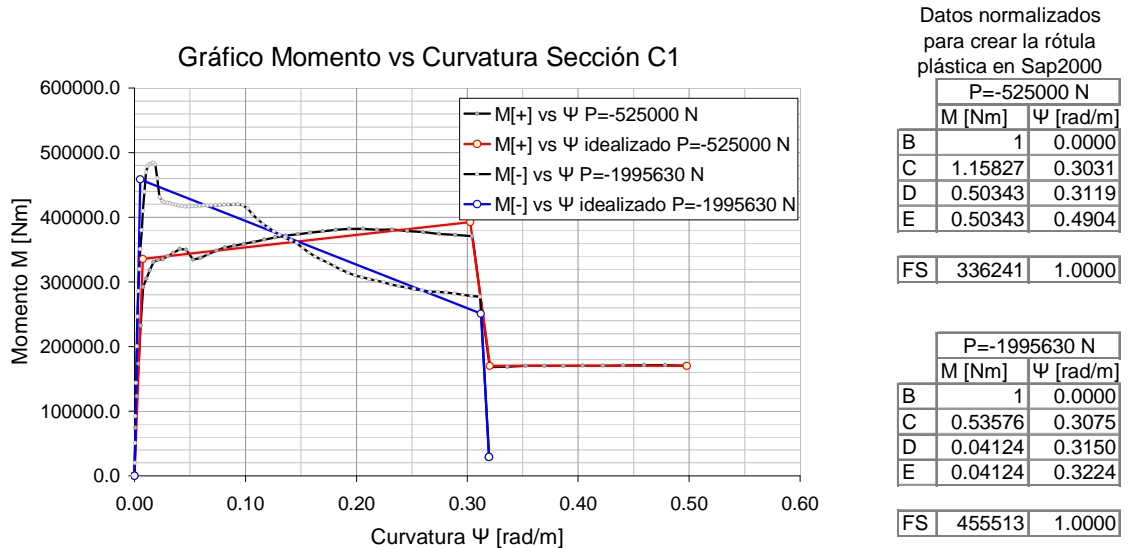
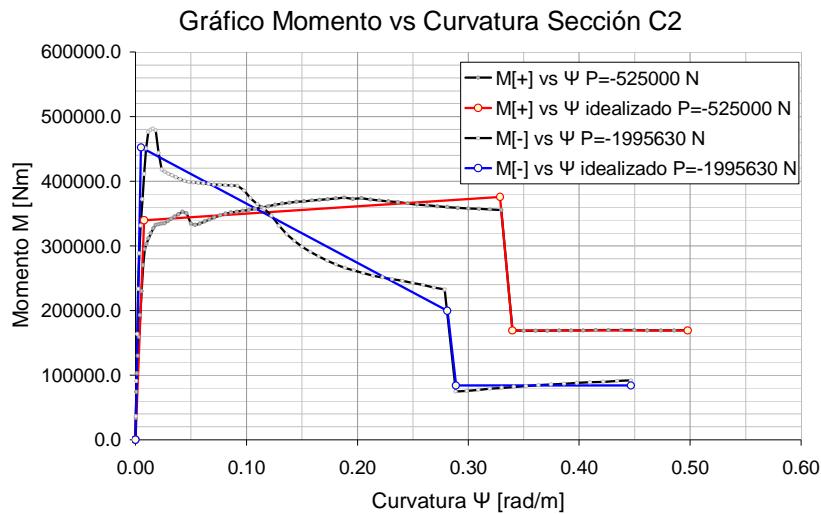


Figura 49. Gráfico de Momento vs Curvatura sección C2



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

P=-525000 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.11119	0.3270
D	0.49965	0.3361
E	0.49965	0.4903

FS	338305	1.0000
----	--------	--------

P=-1995630 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	0.43827	0.2778
D	0.18368	0.2839
E	0.18368	0.4447

FS	452304	1.0000
----	--------	--------

- Disposición de las rótulas plásticas en el edificio modelo

Las características no lineales de las secciones transversales de los elementos estructurales que conforman el edificio modelo, se ubican, como ya se mencionó anteriormente, en puntos específicos a lo largo de los respectivos elementos estructurales. Para lograr un buen modelo discreto es necesario escoger adecuadamente la ubicación y longitud de las rótulas plásticas, buscando siempre que se considere una cantidad relevante de posibles puntos de rotulación sin que se requiera definir un número demasiado elevado de los mismos.

En la Figura 50 se muestra la disposición de las rótulas plásticas para vigas. Se puede apreciar que las zonas de mayor interés son las cercanas a los apoyos y el punto medio de cada tramo de viga. La longitud de todas las rótulas, en este caso, es igual a 0.375 m, valor muy cercano a la altura efectiva del elemento.

Seguidamente, en la Figura 51, se puede apreciar la distribución de rótulas plásticas para columnas. Las zonas en que se considera que existe una mayor

probabilidad de rotulación plástica son las cercanas a los nudos. La longitud de una rótula de las secciones de columnas es igual a 0.25 m.

Figura 50. Ubicación de rótulas plásticas para vigas

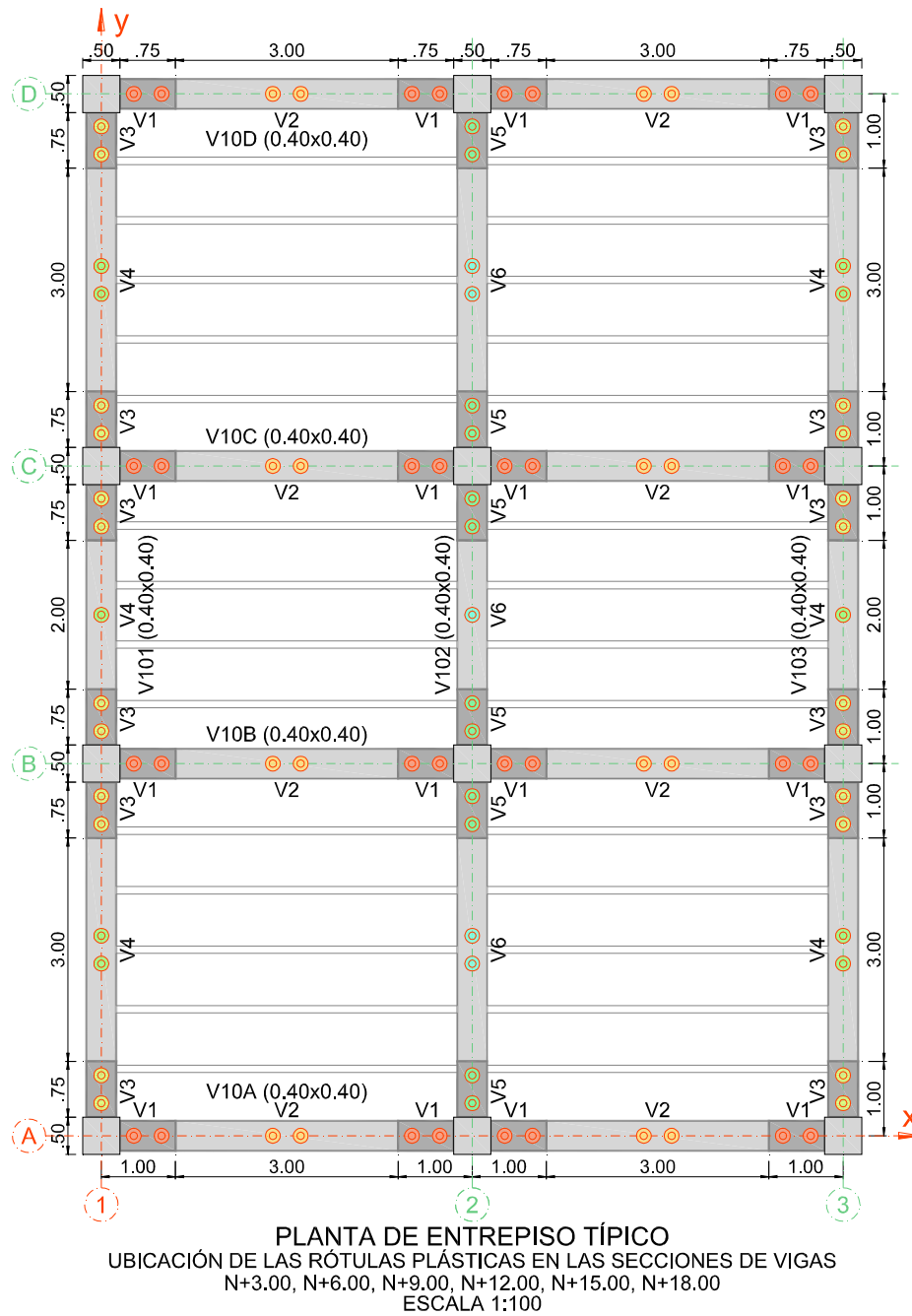
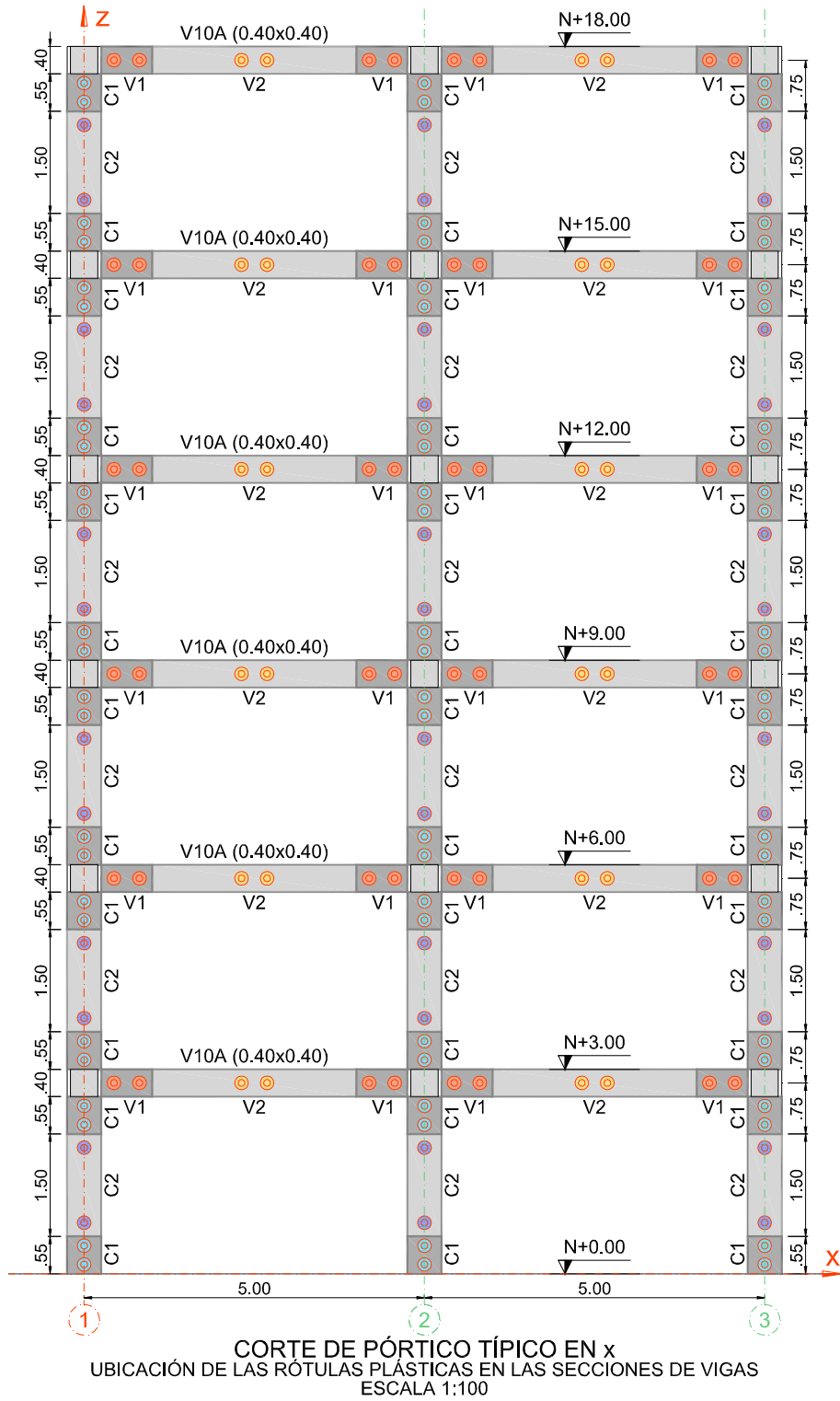


Figura 51. Ubicación de rótulas plásticas para columnas



3.6 PROCEDIMIENTO SÍSMICO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL. VARIABLES DE RESPUESTA

La influencia de los factores de evaluación se puede medir al aplicar el cumplimiento o incumplimiento de éstos a un edificio modelo y evaluar el desempeño del edificio frente a una determinada demanda sísmica. Según la variación de la incidencia en el incumplimiento de los requisitos de resistencia sísmica se espera que el desempeño sea distinto para cada configuración en particular.

Si se tiene una edificación que cumple satisfactoriamente con los requisitos a evaluar, es posible modificarla y determinar el desempeño para cada modificación de modo que se pueda aplicar el análisis de varianza para comparar los valores obtenidos al intervenir o variar la configuración de dicha edificación patrón.

El desempeño debe ser evaluado por medio de un modelo inelástico. Una de las metodologías que permite obtener resultados significativos, empleando un modelo simplificado y baja capacidad de procesamiento de datos, es el análisis estático no lineal, el cual consiste en aplicar a la estructura un sistema de cargas o desplazamientos que son incrementados gradualmente hasta obtener un valor máximo determinado o el colapso de la estructura. El análisis tiene en cuenta las relaciones esfuerzo vs deformación (idealizadas) de las secciones de los elementos que hacen parte de la estructura.

3.6.1 Procedimiento de análisis sísmico estático no lineal.

Existen varias metodologías para hallar el punto de comportamiento de una estructura ante determinada demanda sísmica; entre otras, se encuentra el

Método del Espectro de Capacidad, consignado en el reporte del ATC 40¹⁰, y el Método de Coeficientes del FEMA 356¹¹, con los respectivos ajustes realizados en FEMA 440¹². Debido a la fácil implementación del método del ATC-40 en un sistema computacional, se escogió éste para realizar el análisis del punto de comportamiento, o punto de comportamiento del edificio modelo de la investigación; cabe aclarar que con cada una de las metodologías mencionadas anteriormente se obtienen resultados diferentes para un mismo análisis, sin embargo, tanto el uno como el otro son permitidos por el FEMA 440, documento en el cual se validan y ajustan dichas metodologías.

Según FEMA 440, la suposición básica en las técnicas de linealización equivalente, como el Método del Espectro de Capacidad, es que la máxima deformación inelástica de un sistema no lineal de un grado de libertad puede ser aproximada a partir de la máxima deformación de un sistema elástico lineal de un grado de libertad que tiene un periodo y un coeficiente de amortiguamiento mayores a los valores iniciales correspondientes al sistema no lineal.

3.6.2 Dirección del estudio de análisis sísmico estático no lineal.

Durante el desarrollo del experimento, el análisis sísmico estático no lineal se orienta en la misma dirección de las vigas principales que reciben la carga

¹⁰ APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report. Redwood : Applied Technology Council, 1996. (ATC-40)

¹¹ AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington : Federal Emergency Management Agency, 2000. (FEMA 356)

¹² APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Redwood : Federal Emergency Management Agency, 2004. (FEMA 440)

gravitacional proveniente de las vigas secundarias, las cuales hacen parte de la placa aligerada de concreto reforzado definida para el modelo discreto de la unidad experimental. Lo anterior, se hace con el ánimo de enfocar el estudio del comportamiento estructural en la dirección en que se espera que cualquier falencia de configuración sismo resistente en los elementos de resistencia sísmica influya significativamente en el desempeño de la misma frente a la eventual acción de un movimiento telúrico; la dirección en cuestión es paralela al eje y definido en las secciones anteriores. Vale la pena mencionar que en esta dirección actúa el periodo fundamental (dirección del primer modo de vibración) y se considera más relevante que la dirección x para el estudio del comportamiento del edificio modelo porque que, según el proceso de diseño estructural, las vigas principales que deben tener mayor refuerzo son precisamente las vigas V3, V4, V5 y V6, las cuales están orientadas en la dirección y .

3.6.3 Relación fuerza-deformación: curva pushover, variables de respuesta.

En el Método del Espectro de Capacidad el proceso se inicia con la generación de la relación fuerza-deformación de la estructura, la cual se logra aplicando una carga incrementada poco a poco sobre la estructura y registrando los valores de desplazamiento que experimenta un nodo fijo de la cubierta, debido a la carga gradual aplicada. En muchos análisis se desprecia o ignora la presencia de carga gravitacional en la estructura antes de la aplicación de la carga horizontal. En ésta investigación, las condiciones iniciales de fuerzas y deformaciones del análisis estático no lineal que aplica la carga horizontal son distintas de cero e iguales a las condiciones finales de fuerzas y deformaciones que resultan de someter la estructura a un primer análisis estático no lineal que aplica la carga muerta debida únicamente al peso propio de los elementos estructurales (columnas, vigas principales, vigas secundarias y torta de losa). Este tratamiento permite simular la existencia de ciertas cargas gravitacionales en el edificio modelo.

A continuación, se describen, en un pequeño resumen, los parámetros utilizados en la obtención de la curva fuerza-deformación.

El primer análisis estático no lineal se usa sólo para simular la existencia de ciertas cargas gravitacionales en el edificio modelo. Este análisis tiene condiciones iniciales iguales a cero. Las cargas aplicadas son: la carga debida al peso propio de las vigas principales y las columnas, y la carga gravitacional que representa el peso propio de los elementos que componen la placa estructural, ésta carga está aplicada sobre la placa plana y es igual a 2250 kN/m^2 en la dirección de la gravedad. La carga se aplica totalmente sobre la estructura y el único estado que se guarda es el estado final del análisis. Dentro de los parámetros no lineales del análisis se tiene que no se considera tipo alguno de no linealidad geométrica y, que el método utilizado para descargar una rótula es aquel que descarga la estructura completa hasta redistribuir la carga liberada por la rótula.

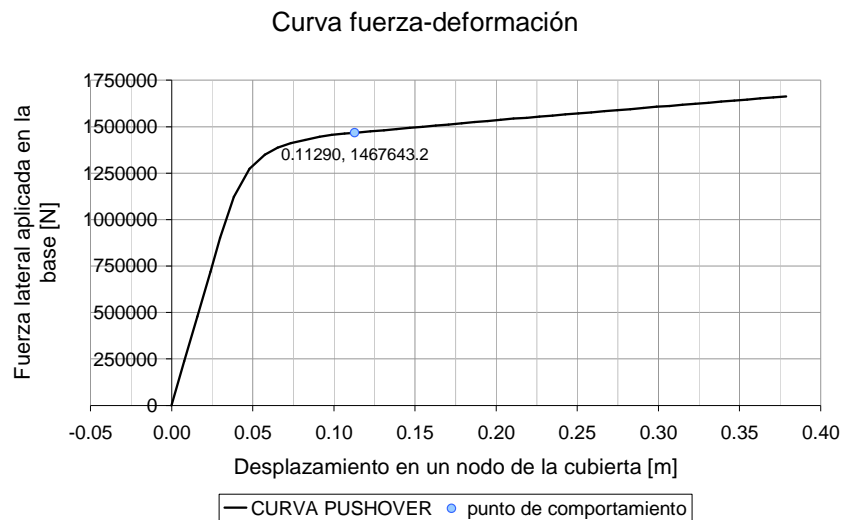
El segundo análisis estático no lineal es el que aplica la carga lateral sobre el edificio modelo. Las condiciones iniciales son iguales al estado final de la aplicación del primer análisis descrito anteriormente. La carga aplicada es en realidad la forma del modo fundamental, en él participa más del 75% de la masa, es traslacional y actúa en la dirección y , así se define la distribución vertical de las cargas laterales; todo lo anterior, conforme lo establece FEMA 356 3.3.3.2.3. El control de la carga aplicada se hace por desplazamiento conjugado, con un valor máximo de 0.40 m en el nodo de la cubierta escogido para medir el desplazamiento lateral en la dirección y . Los resultados se guardan para múltiples estados del análisis, con un mínimo de 50 y un máximo de 100 estados guardados. Los parámetros no lineales relacionados con el control de la solución son los siguientes: máximo 200 pasos en total por estado, máximo 15 pasos nulos por estado, máximo 10 iteraciones por paso, los otros valores se tomaron iguales a los que tiene el programa por defecto. No se consideró tipo alguno de no

linealidad geométrica. El método utilizado para descargar una rótula es aquel que aplica una distribución local de la carga liberada por la rótula.

- Variables de respuesta

En la Figura 52, se muestra la curva fuerza-deformación que se obtiene después de aplicar los análisis definidos en los párrafos anteriores; en la siguiente sección se presenta el procedimiento que se realiza para obtener el máximo desplazamiento o punto de comportamiento del edificio modelo, definido por dos valores: desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el edificio modelo para una demanda sísmica en particular. Los valores que componen el punto de comportamiento representan las variables de respuesta del experimento.

Figura 52. Curva fuerza–deformación



Una de las principales razones por las cuales se escogieron como variables de respuesta los valores de desplazamiento en la cubierta y cortante en la base que componen el punto de comportamiento, consiste en que resulta de particular interés conocer cómo influyen las falencias de configuración sísmo resistente

sobre el desempeño sísmico del edificio modelo, influencia evaluada directamente al estudiar el cambio que sufren los valores de cortante en la base y desplazamiento en la cubierta obtenidos con el Método del Espectro de Capacidad para una demanda sísmica establecida; la demanda sísmica es igual para todos los modelos que se analizan durante el experimento.

3.6.4 Desarrollo del Método del Espectro de Capacidad.

La presentación mostrada aquí está basada en FEMA 440¹³. En primer lugar, la relación fuerza-deformación se expresa en formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS). Este formato es una conversión de la relación cortante basal vs desplazamiento de la cubierta (curva fuerza-deformación), usando las propiedades dinámicas del sistema; el resultado se conoce como una curva o espectro de capacidad de la estructura. En la ecuación (3.7) están las expresiones que se utilizan para convertir la relación fuerza-deformación en espectro de capacidad (formato ADRS); en la ecuación (3.8) pueden encontrarse los parámetros necesarios para lograr dicha conversión.

$$\text{Ecuación (3.7)} \quad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1}; \quad S_a = \frac{V}{W \alpha_1}$$

S_d [m]: desplazamiento espectral.

Δ_{roof} [m]: desplazamiento de la cubierta.

PF_1 : factor de participación modal del primer modo de vibración.

S_a : coeficiente de aceleración espectral.

V [N]: fuerza cortante basal.

W [N]: peso total de la edificación.

¹³ APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Redwood : Federal Emergency Management Agency, 2004. (FEMA 440)

α_1 : coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración.

$$\text{Ecuación (3.8)} \quad PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i1}) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i1}^2) \right]} = 1.29; \quad \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N m_i \right] \left[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2 \right]} = 0.81$$

PF_1 : factor de participación modal del primer modo de vibración.

m_i [kg]: masa concentrada en el nivel i .

ϕ_{i1} [m/m]: desplazamiento unitario del nivel i , normalizado en base a la cubierta.

α_1 : coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración.

Los datos propios del modelo discreto, utilizados para obtener el factor de participación y el coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración, se encuentran registrados en la Tabla 7.

Tabla 7. Propiedades dinámicas lineales del modelo estructural

PF₁	1.29
α₁	0.81

DATOS INICIALES					
NIVEL i [m]	m_i [kg]	ϕ_{i1} [m/m]	$m_i \phi_{i1}$	$m_i \phi_{i1}^2$	
18.0	174819	1.0000	174819	174818.50	
15.0	185635	0.9169	170213	156073.21	
12.0	185635	0.7786	144539	112540.77	
9.0	185635	0.5890	109335	64395.93	
6.0	185635	0.3639	67553	24583.09	
3.0	185635	0.1369	25418	3480.22	
	Σ m_i	∅_{roof,1} [m/m]	Σ $m_i \phi_{i1}$	Σ $m_i \phi_{i1}^2$	
	1102992	1.0000	691877	535891.71	

Δ_{i1} [m]
0.0014
0.0013
0.0011
0.0008
0.0005
0.0002

$m_i = w_i/g$: masa asignada al nivel i , [kg]

ϕ_{i1} : desplazamiento normalizado, en base a la cubierta, del primer modo de vibración (1) en el nivel i , [m/m]

El movimiento sísmico, o demanda, también se convierte a formato ADRS. Lo anterior permite visualizar el espectro de capacidad en las mismas dimensiones de la demanda sísmica. En este formato el periodo se representa como líneas radiales que parten del origen. La demanda sísmica inicial es el espectro de

diseño propuesto en las NSR-98 para la ciudad de Bucaramanga, y corresponde al espectro de diseño de la Figura 32, en el numeral 3.4.7. Este espectro de demanda representa el movimiento sísmico libre del suelo (FFM, Free Field Motion).

La expresión de la ecuación (3.9), análoga a la ecuación (2-1) del FEMA 440, sirve para convertir la curva de demanda sísmica a formato ADRS, ya que relaciona el desplazamiento espectral y el coeficiente de aceleración espectral.

Ecuación (3.9)
$$S_d = \frac{T^2}{(2\pi)^2} (S_a g)$$

T [s]: periodo de vibración de la estructura.

El espectro de demanda inicial (FFM) puede modificarse para incluir algunos efectos de interacción entre los elementos de cimentación y el suelo para estructuras con un periodo fundamental relativamente corto, por ejemplo, menores a 50 segundos; sin embargo, debido a que las estructuras que poseen elementos verticales relativamente flexibles (como pórticos resistentes a momentos) no son afectados significativamente por este tipo de efectos, éstos se han despreciado y el espectro de demanda inicial no se modifica. Los efectos de amortiguamiento sobre la cimentación también han sido despreciados en esta investigación.

Las ecuaciones que se utilizan en el Método del Espectro de Capacidad requieren el conocimiento previo de la ductilidad y la rigidez post-fluencia, que son función de los datos de desplazamiento inelástico para calcular el periodo equivalente y el amortiguamiento equivalente, los cuales a su vez se utilizan para calcular la máxima demanda de desplazamiento inelástico de un sistema de un grado de libertad sometido a un movimiento sísmico, por que se asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por la curva de capacidad. Dado que, en principio, la ductilidad y la rigidez post-fluencia no son conocidas y que tanto el periodo equivalente como el amortiguamiento

equivalente son funciones del desplazamiento, la solución para determinar el máximo desplazamiento inelástico (o punto de comportamiento) es iterativa.

Inicialmente, debe seleccionarse un punto de comportamiento arbitrario (aceleración máxima, a_{pi} , y desplazamiento máximo, d_{pi}). El desplazamiento máximo inicial d_{pi} se puede tomar de la intersección entre el espectro de demanda inicial (FFM) y una recta que parte del origen con pendiente igual a la pendiente inicial del espectro de capacidad; el valor de a_{pi} es el que corresponde, en la curva de capacidad, al desplazamiento d_{pi} .

Debe desarrollarse una representación bilineal del espectro de capacidad. Los segmentos de línea del espectro de capacidad idealizado se ubican usando un proceso gráfico que garantice la igualdad de áreas por debajo del espectro de capacidad y del espectro idealizado a lo largo del dominio $[0, d_{pi}]$. La pendiente del segmento de línea que parte del origen se toma, según una adaptación hecha de FEMA 356 3.3.3.2.4, como la secante al espectro de capacidad calculada para una aceleración máxima igual al 60% de la aceleración máxima correspondiente al punto de fluencia. La aceleración máxima del punto de fluencia inicialmente se supone $a_y = 0.85a_{pi}$. El segmento de línea que une el punto (a_y, d_y) y el punto (a_{pi}, d_{pi}) se ajusta desplazando el punto de fluencia sobre el segmento de línea que parte del origen, hasta lograr la igualdad de áreas mencionada anteriormente. El periodo inicial T_0 está representado por la línea que sale del origen y tiene pendiente igual a la secante al 60% de la aceleración máxima de fluencia a_y .

Para la representación bilineal inicial desarrollada anteriormente se calcula la rigidez post-fluencia α , y la ductilidad μ , como se muestra en la ecuación (3.10).

$$\text{Ecuación (3.10)} \quad \alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)}; \quad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

A partir de los valores calculados con la ecuación (3.10) se obtiene el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , según FEMA 440 6.2.1. De igual modo, se obtiene el correspondiente periodo efectivo, T_{eff} , según FEMA 440 6.2.2. Las ecuaciones utilizadas para obtener los valores mencionados se encuentran a continuación en las ecuaciones (3.11) y las ecuaciones (3.12).

$$\begin{aligned} \text{Ecuación (3.11)} \quad \beta_{eff} &= 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0; & \text{si } \mu < 4.0 \\ \beta_{eff} &= 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0; & \text{si } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \\ \beta_{eff} &= 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0; & \text{si } \mu > 6.5 \end{aligned}$$

β_0 [%]: en este caso $\beta_0 = 5\%$, igual al amortiguamiento del espectro de demanda, ya que los efectos de amortiguamiento sobre la cimentación se han despreciado.

Las expresiones mostradas en las ecuaciones (3.11) y en las ecuaciones (3.12) son una alternativa de FEMA 440, y se presentan como fórmulas optimizadas para ser aplicadas a cualquier espectro de capacidad independientemente del tipo de modelo de histéresis o del valor de rigidez post-fluencia α .

$$\begin{aligned} \text{Ecuación (3.12)} \quad T_{eff} &= \left\{ 0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1 \right\} T_0; & \text{si } \mu < 4.0 \\ T_{eff} &= [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_0; & \text{si } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \\ T_{eff} &= \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0; & \text{si } \mu > 6.5 \end{aligned}$$

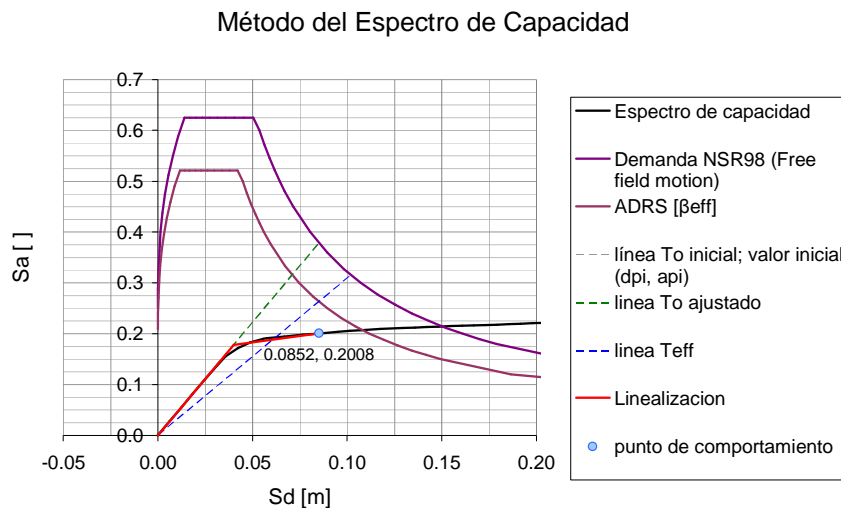
T_0 [s]: periodo inicial.

Siguiendo el procedimiento A del FEMA 440 sección 6.4, el espectro de demanda debe ajustarse debido al amortiguamiento efectivo calculado anteriormente, β_{eff} . Para lograr esto, se aplican las expresiones mostradas en la ecuación (3.13).

Ecuación (3.13)
$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})}; \quad \text{donde } B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)}$$

El desplazamiento máximo d_i se determina por medio de la intersección entre la línea del periodo efectivo T_{eff} , con el espectro de capacidad ajustado para β_{eff} , que se calcula con la ecuación (3.13). La aceleración máxima a_i es la que le corresponde a d_i en el espectro de capacidad.

Figura 53. Método del Espectro de Capacidad



Si al comparar el desplazamiento máximo d_i , con el valor previo que se tenía para esa variable, se obtiene una tolerancia aceptable en la diferencia de resultados, el punto de comportamiento es (d_i, a_i) ; de lo contrario, debe repetirse el proceso desde la idealización del espectro de capacidad por medio de segmentos de recta, en este caso, se parte de la última aproximación calculada para el punto de

comportamiento. El método es iterativo hasta obtener una tolerancia considerada aceptable para la diferencia entre los valores de desplazamiento máximo. En la Figura 53 se muestran los gráficos que hacen parte de la solución del Método del Espectro de Capacidad.

3.7 FACTORES DE ESTUDIO

Con base en los resultados del capítulo 2, resumidos en la Tabla 2, se selecciona un conjunto de factores a estudiar durante la ejecución del experimento. A partir de dicha selección, la investigación se enfoca en encontrar cómo dichos factores estudiados influyen o afectan las variables de respuesta del experimento que, en este caso, son los valores de desplazamiento en la cubierta y cortante basal que definen el punto de comportamiento del edificio modelo, cuando el análisis sísmico estático no lineal se orienta en la dirección y .

Los factores de estudio se definieron con base en los siguientes criterios:

- Si existen varios requisitos que puedan modelarse de la misma forma, éstos se agrupan y se considera que el efecto con el cual se modelan consiste en un factor de estudio que los representa. Es preciso anotar que algunos requisitos aparentemente no están directamente relacionados y, sin embargo, al simular sus variaciones en la sección transversal de un elemento estructural se encuentra que pueden ser modelados de la misma forma.
- Si se detecta, con base en los resultados del análisis inelástico o en otro tipo de análisis, que algún requisito no presentará influencia alguna en las variables de respuesta, entonces dicho requisito no define un factor de estudio.
- Si para modelar un requisito es necesario que se produzcan distintos efectos sobre más de una sección transversal, se considera que dichos efectos no definen un factor de estudio, debido a que, en realidad, representan la combinación de

múltiples efectos o cambios sobre varios elementos estructurales, lo cual se convierte en la interacción entre distintos factores de estudio que se definieron por separado para una sola sección transversal.

A continuación, se muestran los factores seleccionados según la lista de requisitos de la Tabla 2:

- Disminución del refuerzo longitudinal inferior de vigas en la cara de los apoyos.

Requisito C.21.3.2 (b). El estudio de la influencia del no cumplimiento de este requisito se puede modelar disminuyendo, en el refuerzo inferior de las secciones transversales de las vigas tipo V3 y V5, una cantidad suficiente para generar una falencia de diseño. Las vigas V3 y V5 son las que se encuentran cerca de los apoyos. No se considera representativo reducir el refuerzo inferior de las vigas V1 orientadas a lo largo de la dirección x , ya que el análisis estático no lineal actúa en la dirección y .

- Aumento de la separación entre estribos de vigas en zonas de confinamiento.

Requisito C.21.3.3 (b). Para simular una falencia de diseño relacionada con este requisito, se asigna a la sección transversal de las vigas V3 y V5 una separación de estribos mayor a la requerida en zonas de confinamiento.

- Disminución del refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo.

Requisito C.21.4.2 (b). Con el fin de modelar una insuficiencia de diseño relacionada con este requisito, y de modo que se generen cambios sólo en las propiedades de la sección de una columna, se puede: disminuir la sección transversal de la columna o disminuir el refuerzo longitudinal de la columna en la cara del nudo. En este caso, se escoge la segunda opción: disminución del refuerzo longitudinal de columnas C1.

- Aumento de la separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento.

Requisito C.21.4.4 (a) y Requisito C.21.4.4 (c). Dado que el segundo es consecuencia directa del primero, la falencia relacionada con su incumplimiento se asocia en un mismo factor de estudio que puede simularse utilizando estribos de diámetro N4 y aumentando la separación de los mismos a lo largo de la sección C1 de columnas, es decir, en zonas de confinamiento.

Requisito C.21.4.4 (b). Este requisito está directamente relacionado con la separación de los estribos en zonas de confinamiento; queda claro que la forma de modelar una posible falencia es aumentando la separación de los estribos a lo largo de la sección C1 de columnas.

Requisito C.21.4.4 (e). Si la distancia en que se utilizan los estribos de confinamiento disminuye o se toma nula, entonces una forma de modelar este efecto es utilizando estribos N4 pero con una separación mayor a la requerida, tal vez similar a la que se especifica para zonas de no confinamiento.

Requisito C.21.4.5 (a). Este requisito está orientado a garantizar que las zonas cercanas a los nudos tengan la suficiente resistencia a esfuerzos cortantes durante la acción de un sismo. Para simular una insuficiencia de diseño relacionada con este requisito puede aumentarse la separación de los estribos en zonas de confinamiento (columnas C1), de este modo, se disminuye la resistencia suministrada a fuerzas cortantes en las caras de los nudos.

- Requisitos que no fueron considerados en los factores de estudio.

Requisito C.21.3.3 (d). La influencia de algún tipo de falencia relacionada con este requisito no se considera relevante debido a que la rotulación plástica de las vigas ocurre principalmente en la cercanía de los apoyos, en zonas de confinamiento; por esto, el cambio que se induce en las propiedades no lineales de una sección

de viga en zonas de no confinamiento, al aumentar la separación de los estribos, genera una influencia mínima o nula en los valores que componen el punto de comportamiento o variables de respuesta del edificio modelo.

Requisito C.21.4.2 (c). Este requisito es consecuencia directa del cumplimiento de C.21.4.2 (b), y los efectos que causa sobre el modelo discreto son similares a los que causa la separación de estribos de columna en zonas de confinamiento (en zonas de no confinamiento no es influyente por que la rotulación plástica de las columnas del edificio modelo ocurre cerca de los nudos, en zonas de confinamiento); por esto, se considera que el cumplimiento de este requisito se encuentra indirectamente incluido en otros factores de estudio.

Requisito C.21.4.4 (f). En columnas, la rotulación plástica ocurre en las cercanías de los nudos, debido a esto la variación de la separación de los estribos en zonas de no confinamiento no influye en los valores del punto de comportamiento del edificio modelo. Este requisito no representa un factor de estudio, pues se sabe que su influencia es nula.

Requisito C.21.5.3 (a). Para modelar una falencia de diseño relacionada con el incumplimiento de este requisito se requiere intervenir características varias de secciones de diferentes elementos estructurales del edificio modelo que hacen parte de otros factores de estudio ya definidos, como la disminución del refuerzo longitudinal de vigas V3 y V5 y de columnas C1; debido a que se requiere generar cambios en las características de más de una sección, el incumplimiento de este requisito no se considera un factor de estudio, sino la interacción entre otros factores de estudio ya definidos.

3.8 NIVELES DE LOS FACTORES DE ESTUDIO Y COMBINACIONES

El tipo de experimento que hace parte de esta investigación es factorial 2^4 de una sola réplica, lo cual significa que existen cuatro factores de estudio y cada uno de

ellos se evalúa una vez en dos distintos valores o niveles de trabajo, uno bajo y otro alto. Como se muestra más adelante en la Tabla 8, a cada factor de estudio se le asigna una letra con el fin de simplificar la nomenclatura; para cada uno de los factores de estudio se cuenta con un nivel definido previamente durante la etapa de diseño, el segundo nivel por definir se escoge de modo que la diferencia entre los dos niveles simule el incumplimiento del respectivo requisito de diseño sismo resistente. En la Tabla 8, los niveles que aparecen sombreados son los niveles que se tomaron de la etapa de diseño, y los datos que aparecen en la columna de observaciones se refieren sólo a los niveles que simulan la falencia de configuración sismo resistente.

Tabla 8. Definición de los niveles para cada factor de estudio

A				
Disminución del refuerzo longitudinal inferior de vigas en la cara de los apoyos. Vigas V3 y V5				
Niveles	Bajo	Alto		Observaciones
V3	0.00283	0.00424	cuantía	Refuerzo inferior (bajo): 2N5
V5	0.00283	0.00566	cuantía	Refuerzo inferior (bajo): 2N5

B				
Aumento de la separación entre estribos de vigas en zonas de confinamiento. Vigas V3 y V5				
Niveles	Bajo	Alto		Observaciones
V3	80	170	s [mm]	Separación de estribos en zonas de confinamiento (alto): 170 mm
V5	80	170	s [mm]	Separación de estribos en zonas de confinamiento (alto): 170 mm

C				
Disminución del refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo. Columnas C1				
Niveles	Bajo	Alto		Observaciones
C1	0.00621	0.01077	cuantía	Refuerzo longitudinal (bajo): 4N7

D				
Aumento de la separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento. Columnas C1				
Niveles	Bajo	Alto		Observaciones
C1	100	150	s [mm]	Separación de estribos en zonas de confinamiento (alto): 150 mm

Para concretar el diseño del experimento deben definirse las combinaciones de distintos niveles de los factores de estudio que se debe correr. A continuación, en la Tabla 9, se muestra el resumen de los niveles definidos para los factores de estudio, en la Tabla 10 se definen los tratamientos posibles entre todos los niveles de los factores de estudio y las constantes de contraste del diseño; estos datos servirán más adelante para analizar la influencia de cada factor y de las

combinaciones en el comportamiento sísmico del edificio modelo. Por convención, cuando un factor se fija en su nivel bajo se utiliza el número -1, así mismo, cuando un factor se fija en su nivel alto se utiliza el número 1. La etiqueta de las filas posee la información que define el tratamiento, por ejemplo: (1) se utiliza para el tratamiento en que ningún factor de estudio se encuentra en su nivel alto; el tratamiento en que el nivel b y el c se encuentran en su nivel alto, y el a y el d en su nivel bajo, se designa por bc.

Tabla 9. Niveles de los factores de estudio

	A	B	C	D
Nivel	Refuerzo longitudinal inferior de vigas V3 y V5 (cara de los apoyos.) [cuantía]	Separación entre estribos de vigas V3 y V5 (zonas de confinamiento). [mm]	Refuerzo longitudinal de columnas C1 (cara del nudo). [cuantía]	Separación entre estribos de columnas C1 (zonas de confinamiento). [mm]
Bajo (-1)	0.00283	80	0.00621	100
Alto (+1)	V3: 0.00424 V5:0.00566	170	0.010768	150

Tabla de niveles de los factores usados en el diseño

Tabla 10. Constantes de contraste del diseño 2^4

Combinación de tratamientos	Constantes de contraste del diseño 2^4														
	A	B	AB	C	AC	BC	ABC	D	AD	BD	ABD	CD	ACD	BCD	ABCD
(1)	-1	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	1	-1	-1	1
a	1	-1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1
b	-1	1	-1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	1	-1	1	-1
ab	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1
c	-1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1
ac	1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1
bc	-1	1	-1	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1
abc	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
d	-1	-1	1	-1	1	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1	1	-1
ad	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1
bd	-1	1	-1	-1	1	-1	1	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1
abd	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
cd	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1
acd	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1
bcd	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1
abcd	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla de constantes de contraste del diseño 2^4

Para cada una de las combinaciones de tratamientos de la Tabla 10 debe crearse un modelo discreto a partir del que se define en la sección 3.5, mediante la modificación de las propiedades inelásticas de las vigas V3 y V5 y de las columnas C1, que son los elementos afectados por los factores de estudio; el análisis de la diferencia de resultados entre un modelo y otro permite establecer la influencia de cada uno de los factores de estudio y de sus posibles combinaciones. La información que se requiere para crear cada modelo es similar a la que se utilizó para la creación del modelo discreto y consiste en las gráficas momento curvatura de las secciones V3, V5 y C1, definidas para cada uno de los niveles, con el fin de lograr la creación de los edificios modelos relacionados con cada combinación de tratamientos de la tabla 10.

3.8.1 Vigas.

A continuación, se definen las propiedades de las vigas V3 y V5 que deben ser modificadas en el edificio modelo para simular los efectos propios del experimento. Los factores de estudio referentes a las vigas V3 y V5 son a y b.

Figura 54. Combinación –a –b para la viga V3

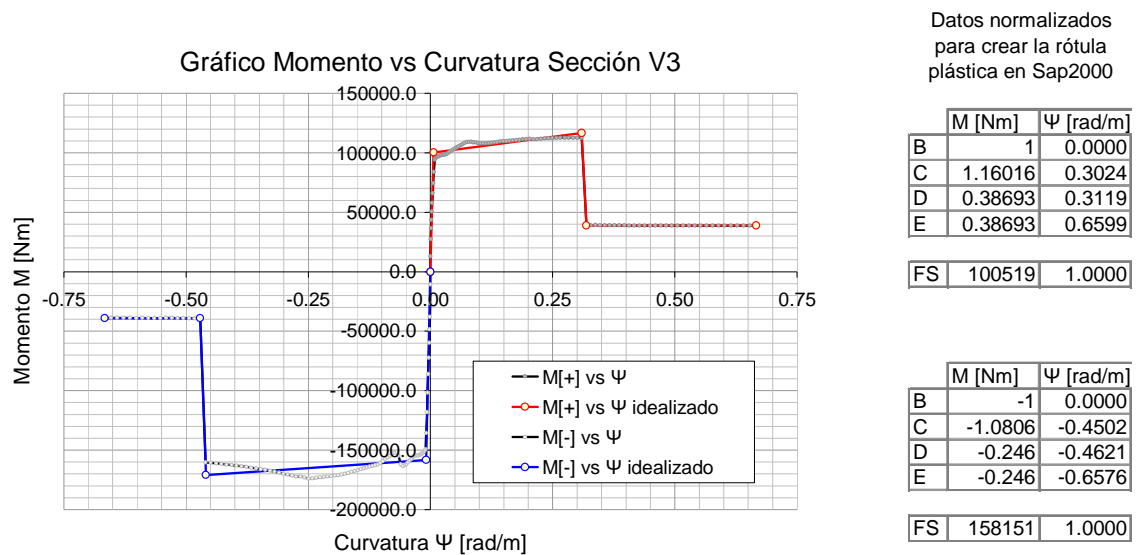
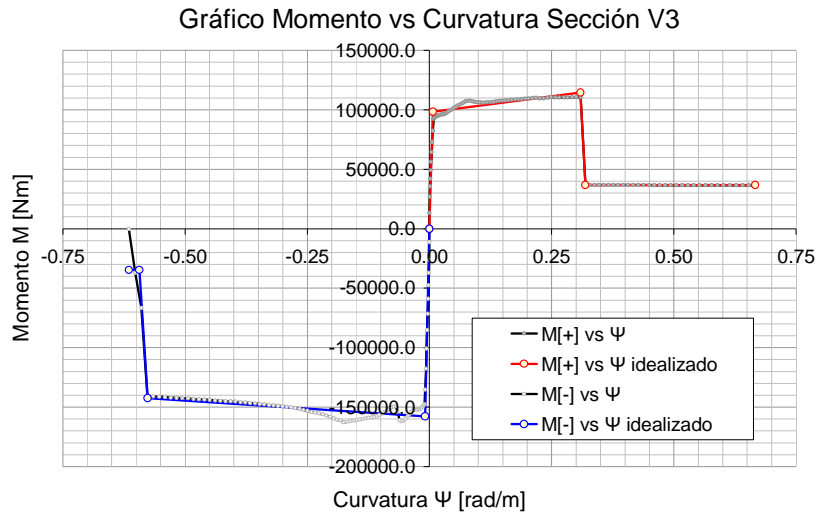


Figura 55. Combinación -a +b para la viga V3



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

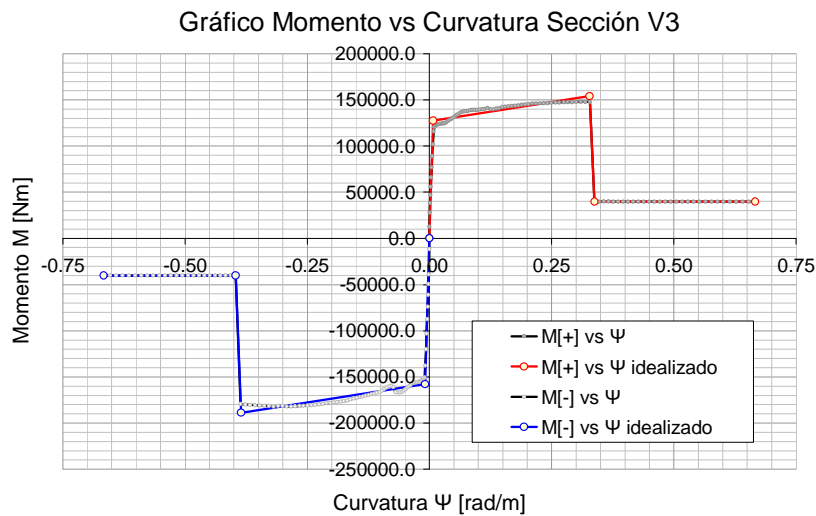
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.16427	0.3023
D	0.37294	0.3118
E	0.37294	0.6599

FS	98446	1.0000
----	-------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-0.9024	-0.5678
D	-0.2194	-0.5845
E	-0.2194	-0.6057

FS	157750	1.0000
----	--------	--------

Figura 56. Combinación +a -b para la viga V3



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

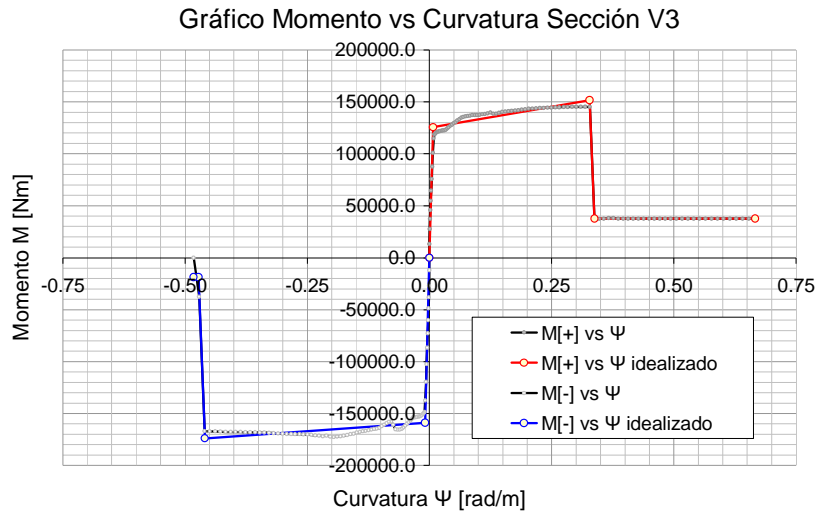
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.2079	0.3196
D	0.3112	0.3295
E	0.3112	0.6588

FS	127553	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.1966	-0.3767
D	-0.2535	-0.3876
E	-0.2535	-0.6579

FS	157849	1.0000
----	--------	--------

Figura 57. Combinación +a +b para la viga V3



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

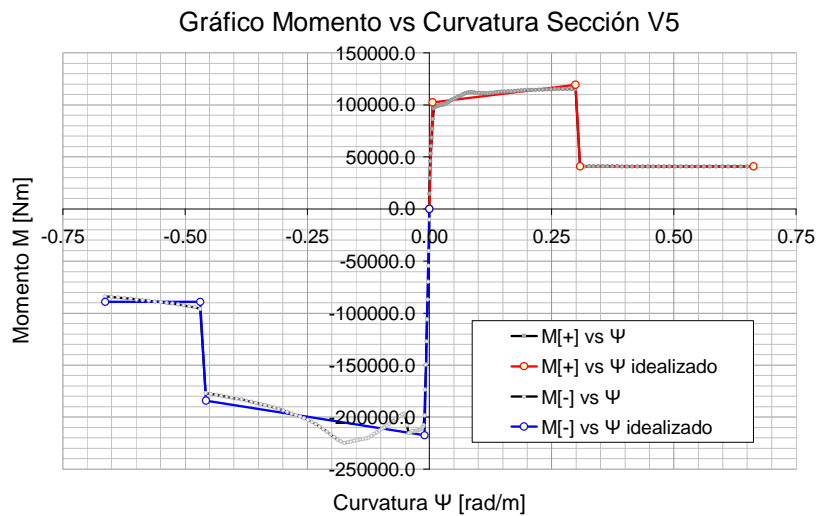
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.20706	0.3195
D	0.29899	0.3294
E	0.29899	0.6588

FS	125663	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.0954	-0.4507
D	-0.1182	-0.4637
E	-0.1182	-0.4736

FS	158856	1.0000
----	--------	--------

Figura 58. Combinación -a -b para la viga V5



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

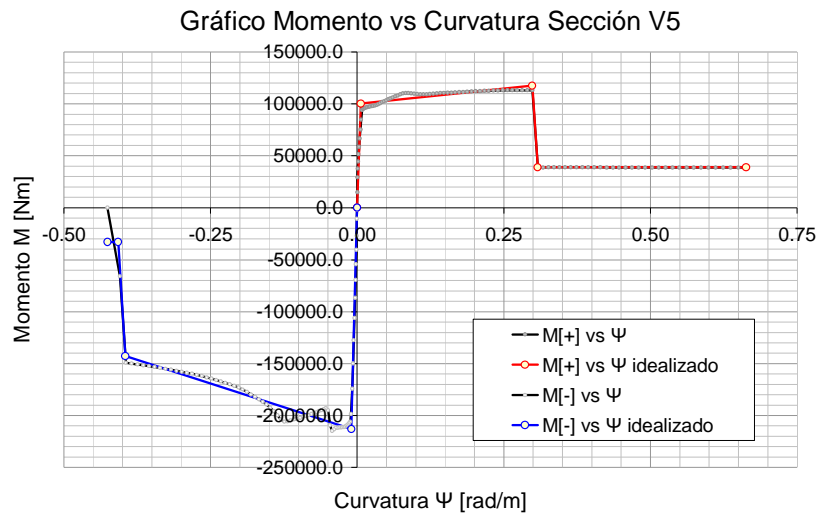
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.16562	0.2921
D	0.40007	0.3015
E	0.40007	0.6567

FS	102566	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-0.8463	-0.4467
D	-0.4101	-0.4587
E	-0.4101	-0.6531

FS	217583	1.0000
----	--------	--------

Figura 59. Combinación -a +b para la viga V5



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

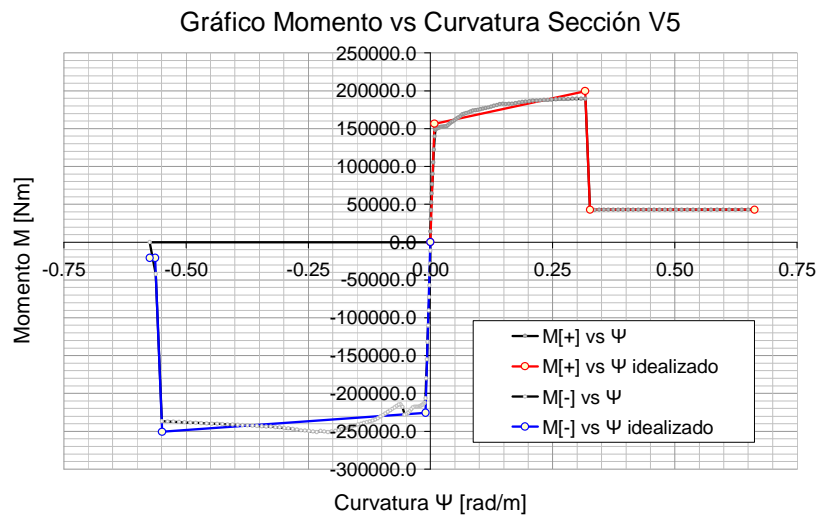
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.16955	0.2920
D	0.38682	0.3014
E	0.38682	0.6566

FS	100421	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-0.6711	-0.3854
D	-0.1547	-0.3978
E	-0.1547	-0.4158

FS	213066	1.0000
----	--------	--------

Figura 60. Combinación +a -b para la viga V5



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

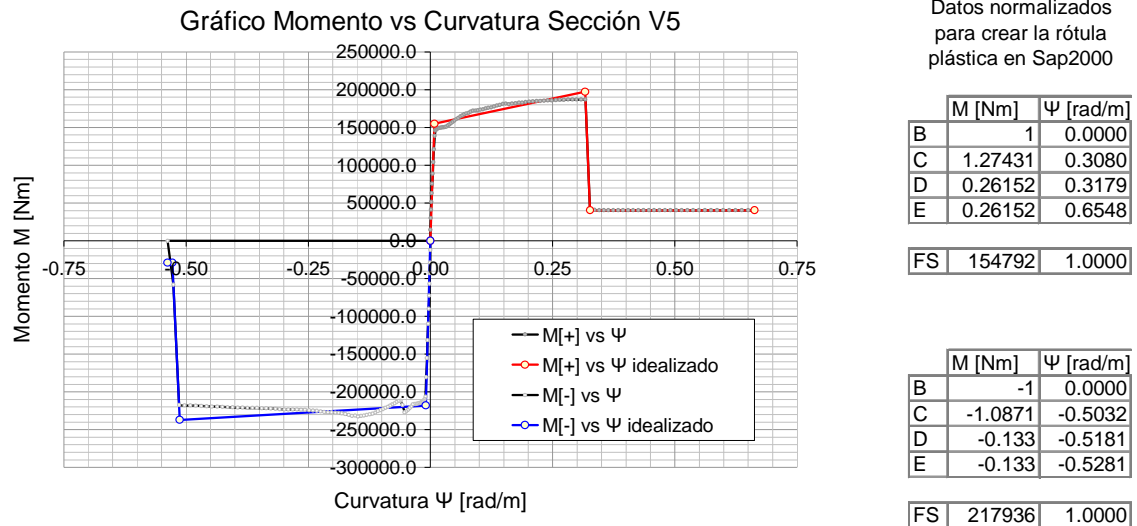
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.27675	0.3080
D	0.27297	0.3179
E	0.27297	0.6548

FS	156383	1.0000
----	--------	--------

	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	-1	0.0000
C	-1.1114	-0.5387
D	-0.0938	-0.5528
E	-0.0938	-0.5639

FS	225632	1.0000
----	--------	--------

Figura 61. Combinación +a +b para la viga V5



3.8.2 Columnas.

Para modelar el comportamiento de la estructura, cuando se modifica el refuerzo longitudinal de la columna C1, es preciso crear el respectivo diagrama de interacción entre la carga axial y momento flector de ese tipo de sección, ya que la rótula plástica definida para las columnas del modelo discreto requiere dicha información. El diagrama de interacción, para las combinaciones en que el factor c se encuentre en su valor bajo, se muestra en la Figura 62.

Seguidamente, se muestran las propiedades inelásticas que deben aplicarse a las columnas C1 del edificio modelo para simular las condiciones estructurales que hacen parte del experimento. El conjunto de rótulas que se muestran consiste en la información requerida para crear los distintos tratamientos; los factores de estudio relacionados con las columnas C1 son c y d.

Figura 62. Diagrama de interacción P-M para la sección C1, combinación -c

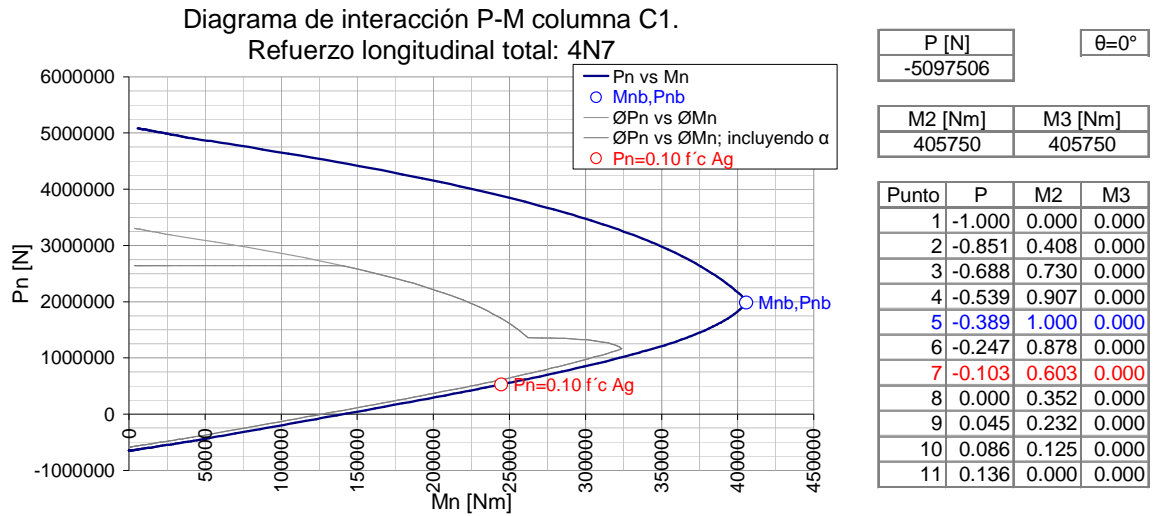


Figura 63. Combinación -c -d para la columna C1

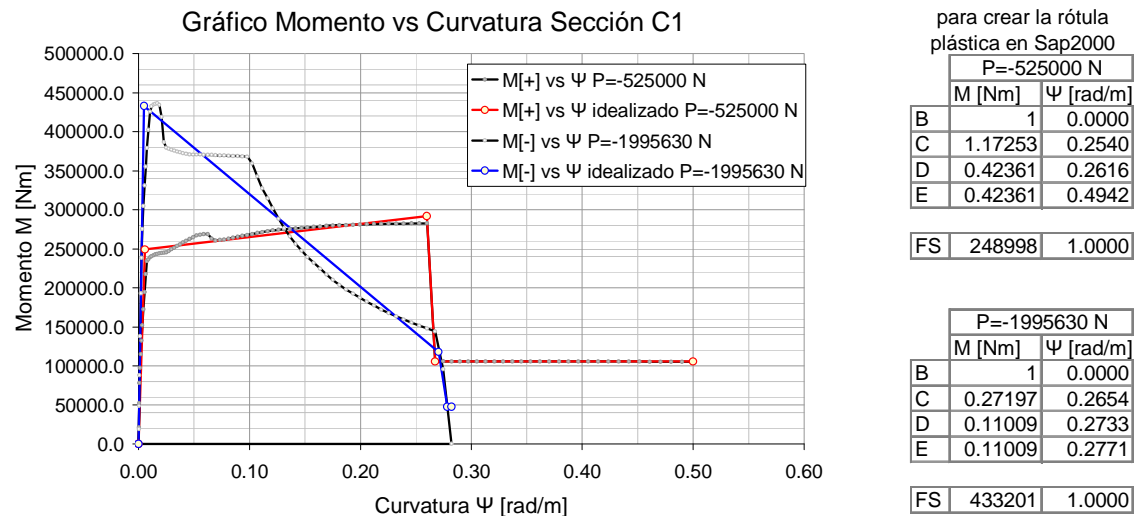
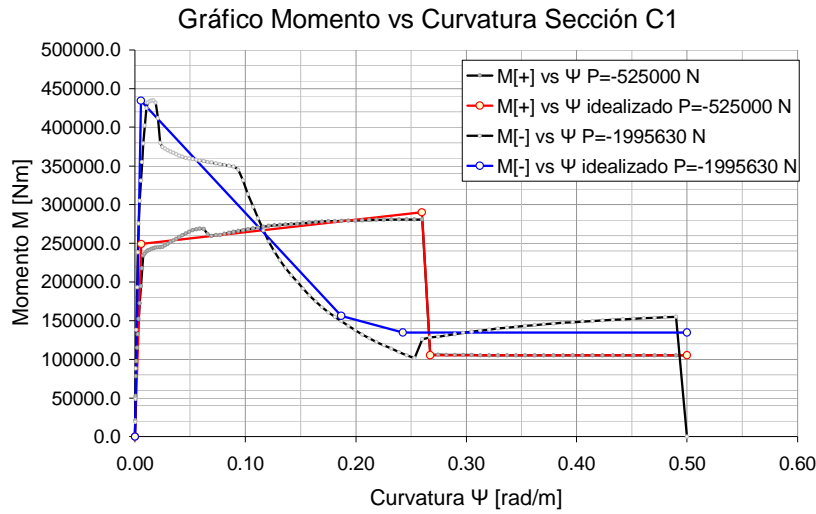


Figura 64. Combinación -c +d para la columna C1



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

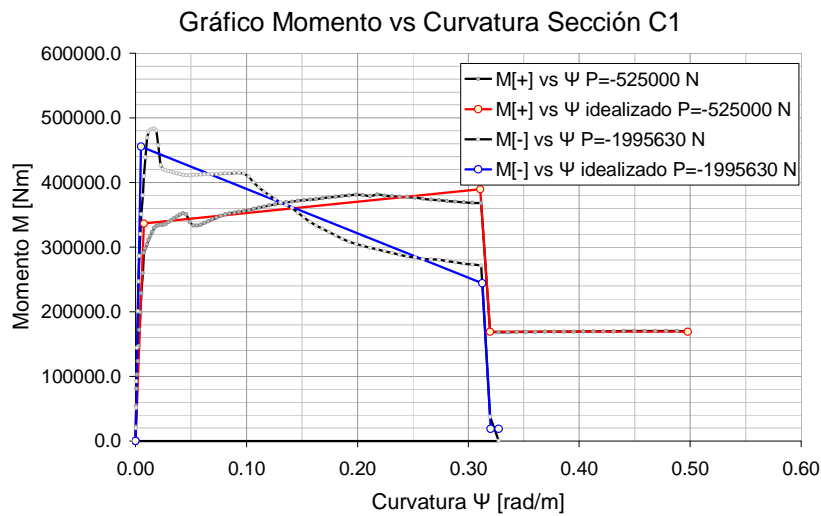
P=-525000 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.16397	0.2540
D	0.42309	0.2616
E	0.42309	0.4942

FS	249014	1.0000
----	--------	--------

P=-1995630 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	0.3601	0.1814
D	0.31025	0.2374
E	0.31025	0.4947

FS	434096	1.0000
----	--------	--------

Figura 65. Combinación +c -d para la columna C1



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

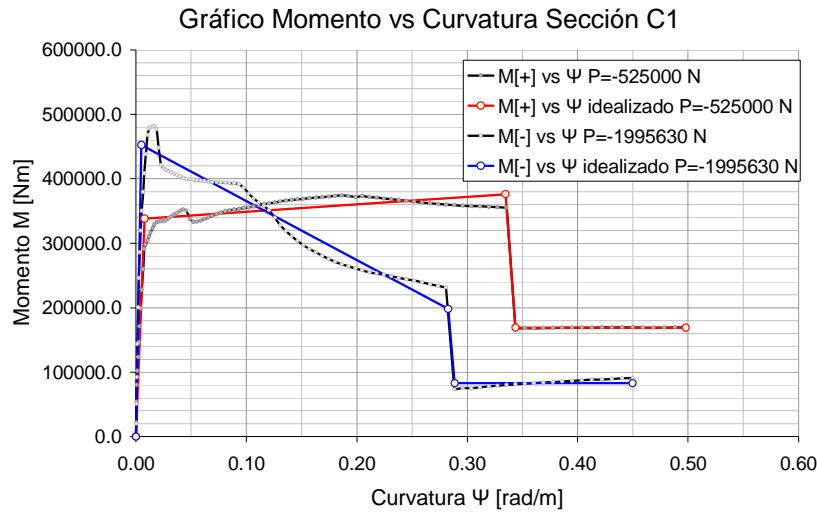
P=-525000 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.15827	0.3031
D	0.50343	0.3119
E	0.50343	0.4904

FS	336241	1.0000
----	--------	--------

P=-1995630 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	0.53576	0.3075
D	0.04124	0.3150
E	0.04124	0.3224

FS	455513	1.0000
----	--------	--------

Figura 66. Combinación +c +d para la columna C1



Datos normalizados para crear la rótula plástica en Sap2000

P=-525000 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	1.11119	0.3270
D	0.49965	0.3361
E	0.49965	0.4903

FS	338305	1.0000
----	--------	--------

P=-1995630 N		
	M [Nm]	Ψ [rad/m]
B	1	0.0000
C	0.43827	0.2778
D	0.18368	0.2839
E	0.18368	0.4447

FS	452304	1.0000
----	--------	--------

4. EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LAS FALENCIAS DE DISEÑO EN EL EDIFICIO MODELO

4.1 INTRODUCCIÓN

El proceso de diseño de experimentos es una gran herramienta para obtener, de forma clara, la influencia de un conjunto de factores de estudio sobre una, o en este caso, dos variables de respuesta.

En el capítulo anterior se han seleccionado cuatro falencias de diseño relacionadas con uno o varios requisitos específicos del capítulo 21 de las NSR-98; esas insuficiencias conforman el denominado conjunto de factores de estudio del experimento, y se expresan así: (A) refuerzo inferior de vigas en la cara de los apoyos, (B) separación entre estribos de vigas en zonas de confinamiento, (C) refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo y, (D) separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento. El objetivo ahora es evaluar la influencia de estos factores de estudio sobre el edificio modelo.

En este capítulo se encuentra un resumen de los resultados del experimento y los datos obtenidos; también, se hace una breve presentación del análisis de varianza para lograr la interpretación de los efectos causados sobre las variables de respuesta -cortante en la base y desplazamiento en la cubierta para el punto de comportamiento del edificio modelo-. Además, se realizan algunos comentarios pertinentes al proceso de análisis en el programa de cómputo o software utilizado.

4.2 RESULTADOS DEL EXPERIMENTO

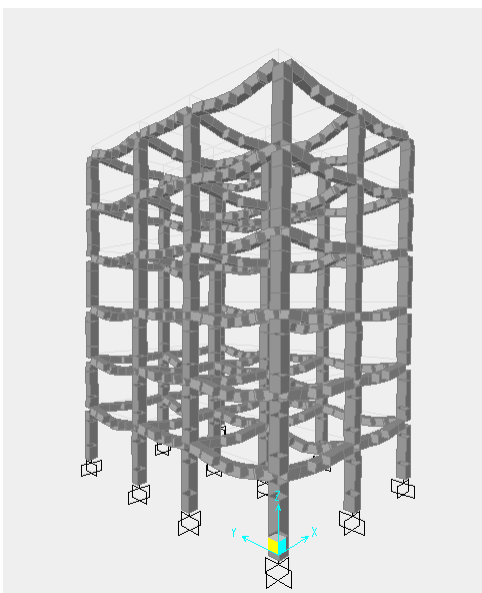
El análisis estático no lineal de cada uno de los modelos creados para las combinaciones de tratamientos de la Tabla 10 permite obtener un conjunto de

curvas fuerza-deformación. Aplicando el procedimiento descrito en el numeral 3.6.4, se estima el punto de comportamiento de cada edificio modelado; la demanda sísmica se representa por medio del espectro de diseño de la Figura 32.

4.2.1 Análisis del conjunto de estructuras en Sap2000.

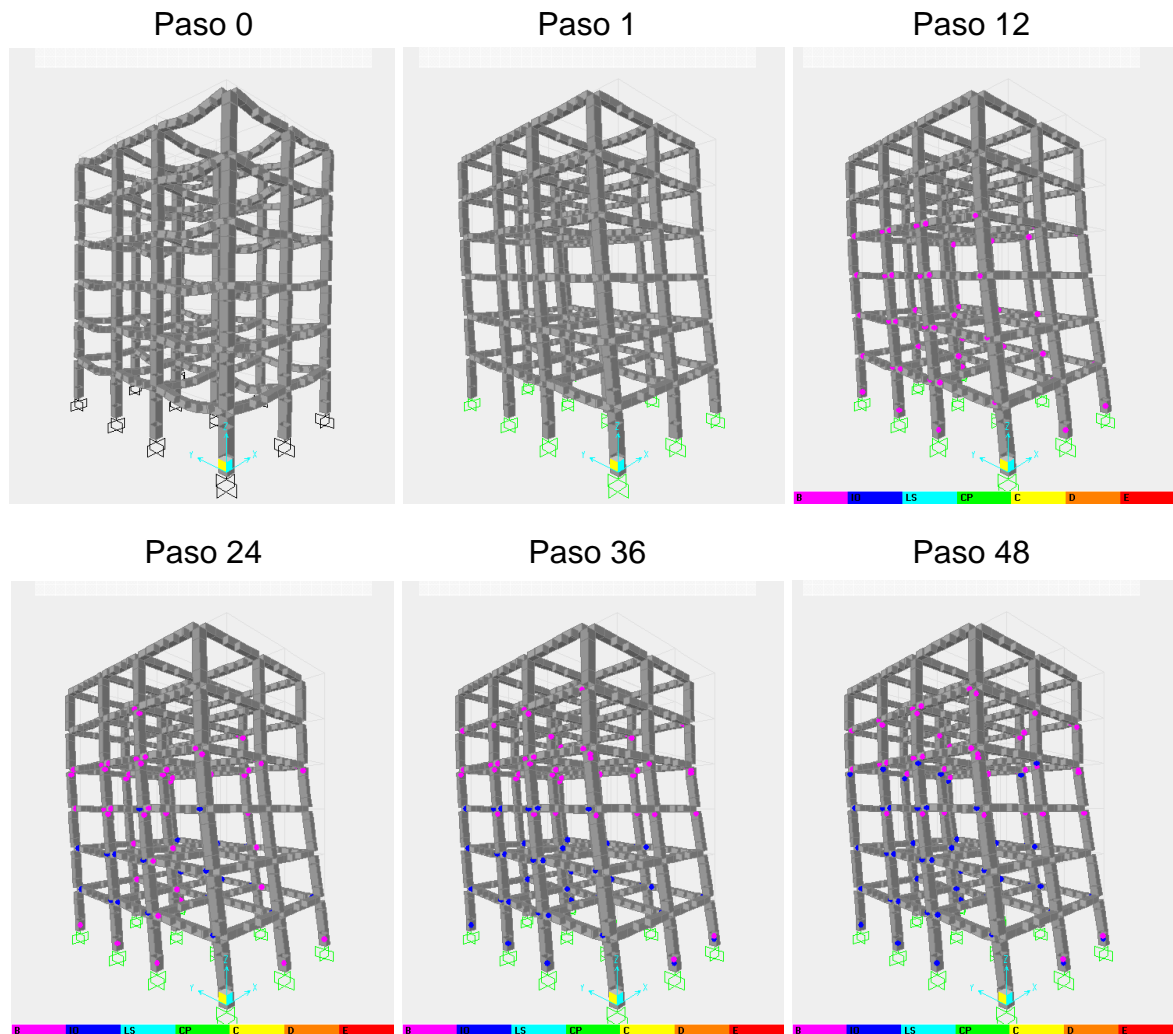
Para cada combinación de tratamientos, se sometió el respectivo edificio modelo discreto a una carga incremental, carga pushover, orientada en la dirección y , con una forma proporcional a la forma del primer modo de vibración de la misma estructura. Las condiciones iniciales de la carga pushover son iguales al estado final de deformación y fuerzas internas suministrado por la aplicación de una carga estática no lineal que actúa en dirección gravitacional y tiene una magnitud distribuida igual al peso propio de la estructura (vigas principales y secundarias, placa plana de 5 cm de espesor y columnas), este estado de deformaciones se puede observar en la Figura 67.

Figura 67. Condiciones iniciales para análisis sísmico estático no lineal



El punto de comportamiento se obtuvo mediante la aplicación del Método del Espectro de Capacidad, para una demanda sísmica definida por el espectro de diseño de la Figura 32, numeral 3.4.7. La información completa acerca del procedimiento de análisis sísmico estático no lineal se encuentra en la sección 3.6.

Figura 68. Ejemplo de aplicación de la carga pushover

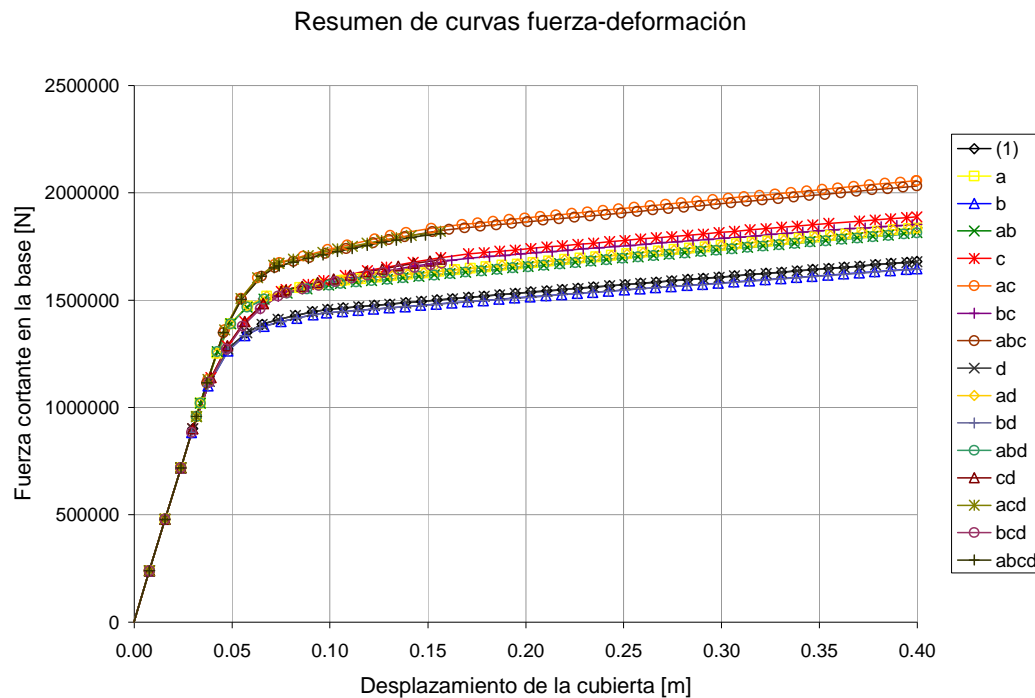


La carga pushover que simula el movimiento sísmico se aplica por pasos al edificio modelo. A medida que las fuerzas internas en los elementos estructurales alcanzan su resistencia a la fluencia, se forman rótulas plásticas en conformidad

con los datos de momento curvatura suministrados manualmente al modelo discreto; después, el registro gráfico del desplazamiento experimentado en un nodo fijo de la cubierta y del cortante total aplicado en la base para cada edificio modelo, conforma el conjunto de curvas pushover que se expone en la siguiente sección. En la Figura 68, se muestran seis estados de deformación y comportamiento no lineal para la combinación de tratamientos “ac”.

El análisis de todos los modelos creados para el conjunto de combinaciones de tratamientos de la Tabla 10 y el registro gráfico de todas las curvas fuerza-deformación, permiten tener un conjunto de curvas pushover como el que se muestra en la Figura 69.

Figura 69. Resumen de curvas fuerza-deformación



4.2.2 Resultados para las variables de respuesta: curvas fuerza-deformación y puntos de comportamiento.

A continuación, se muestra el conjunto de curvas fuerza-deformación obtenidas con Sap2000 para cada tratamiento que hace parte del experimento; también, se encuentra graficado el punto de comportamiento, según la metodología descrita en la sección 3.6.

Figura 70. Combinación de tratamientos (1)

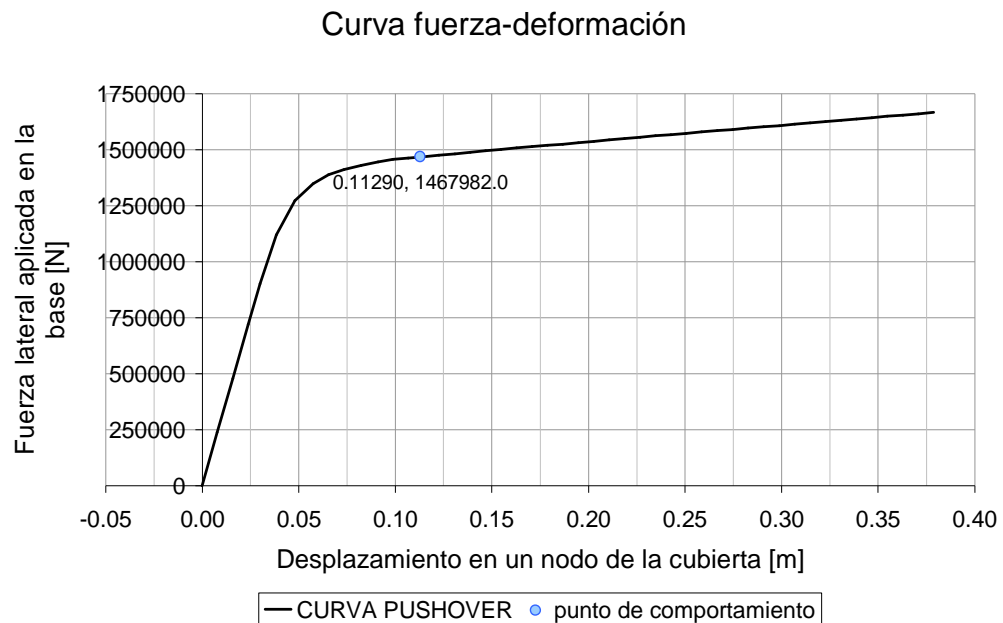


Figura 71. Combinación de tratamientos a

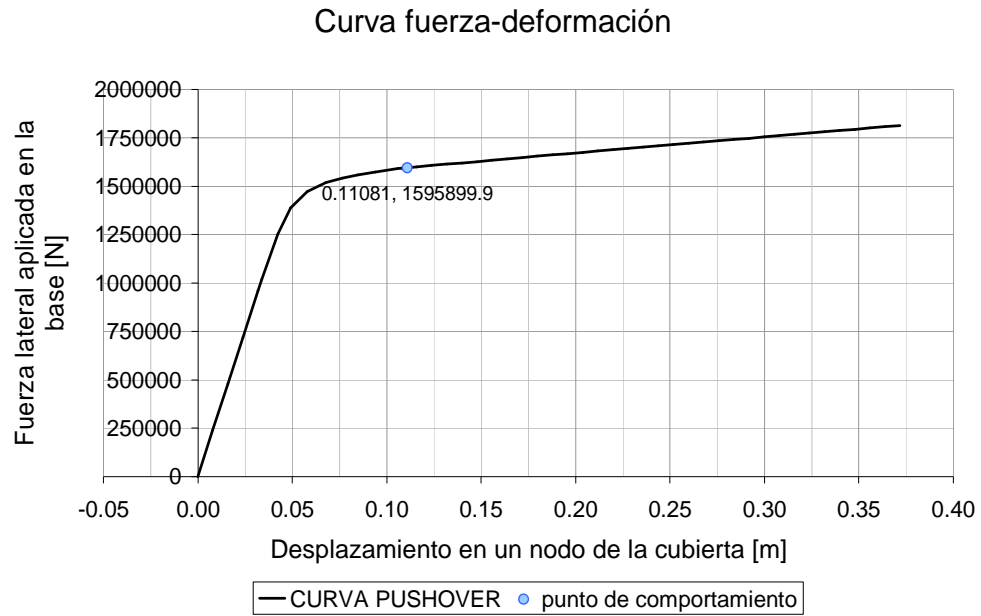


Figura 72. Combinación de tratamientos b

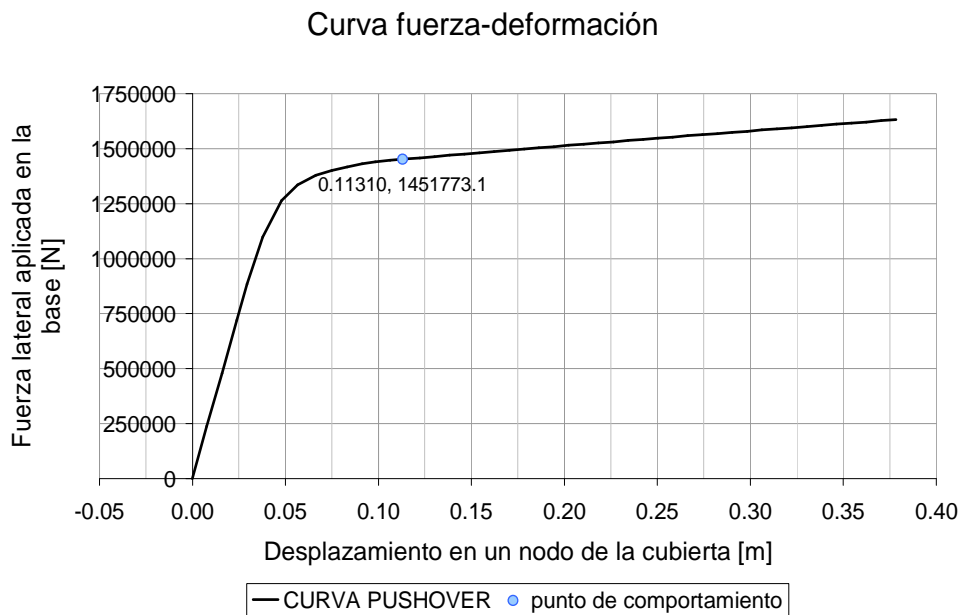


Figura 73. Combinación de tratamientos ab

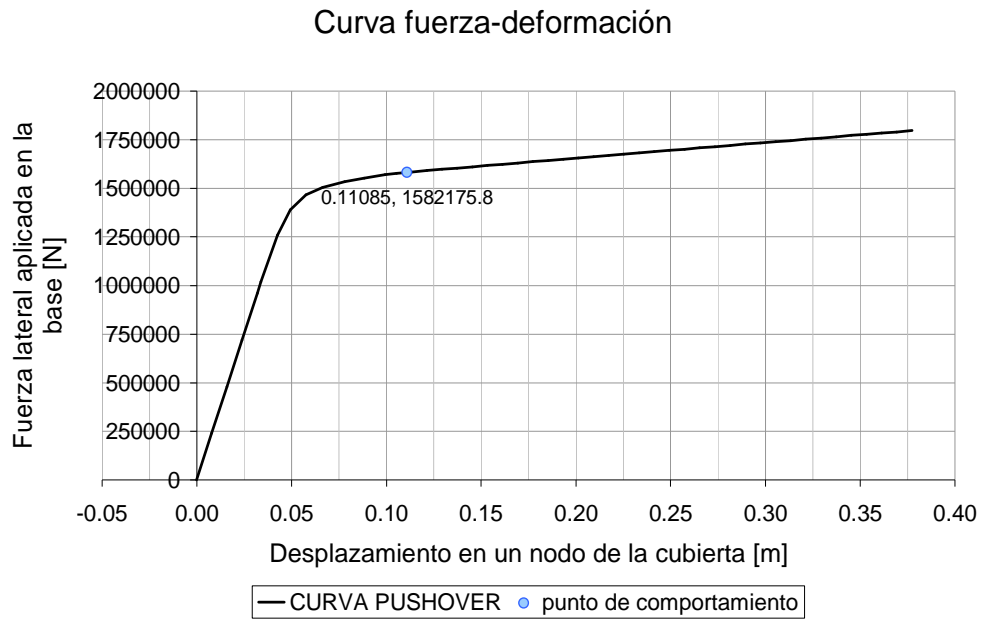


Figura 74. Combinación de tratamientos c

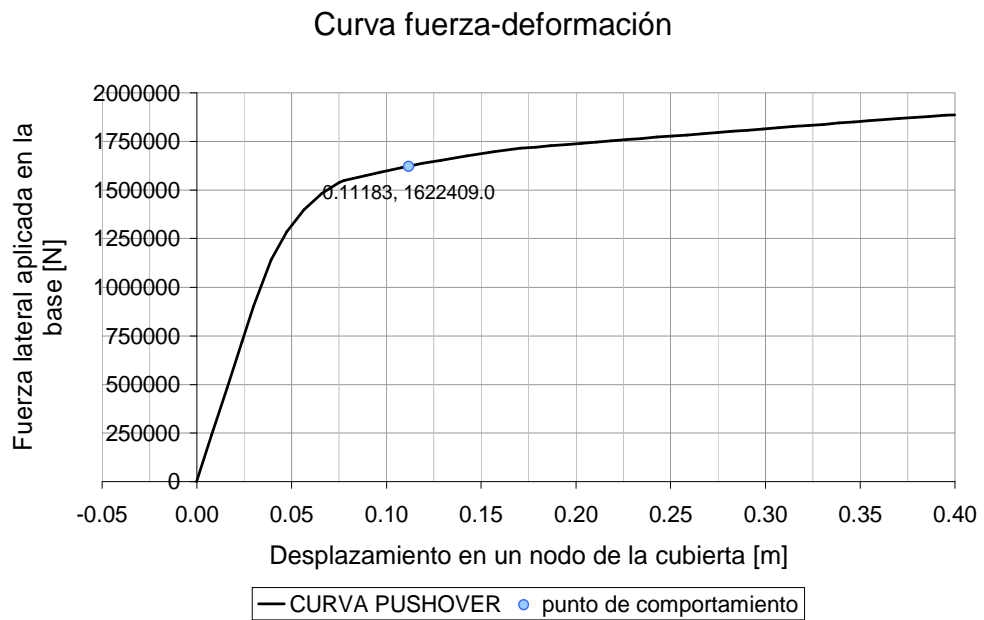


Figura 75. Combinación de tratamientos ac

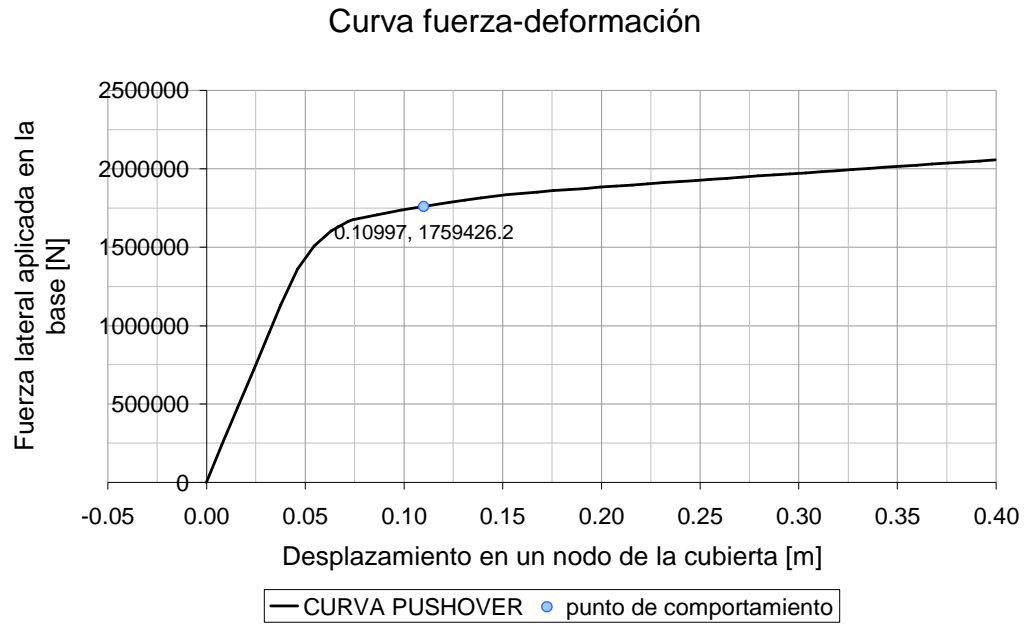


Figura 76. Combinación de tratamientos bc

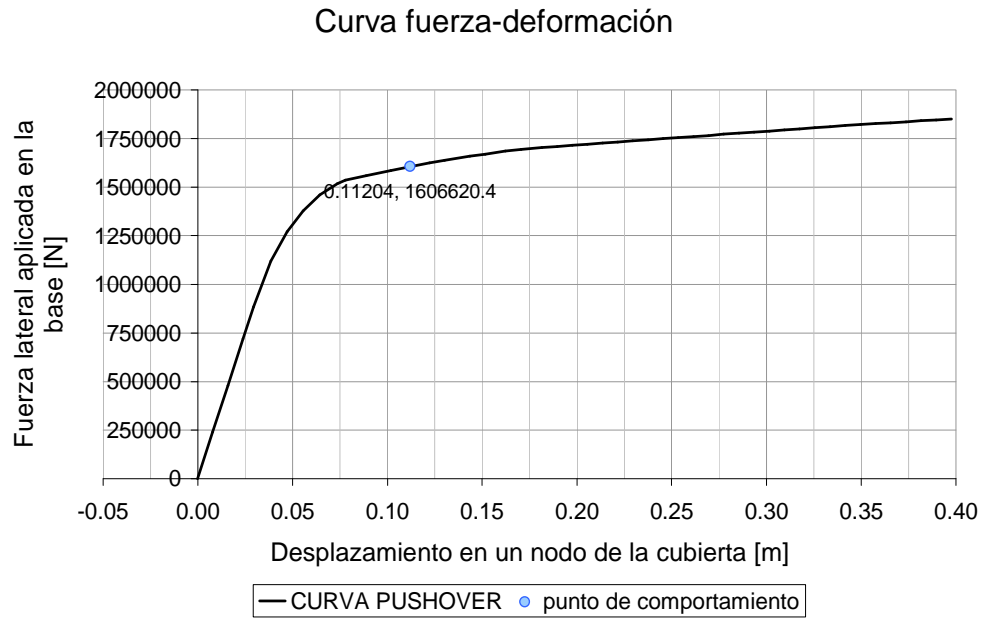


Figura 77. Combinación de tratamientos abc

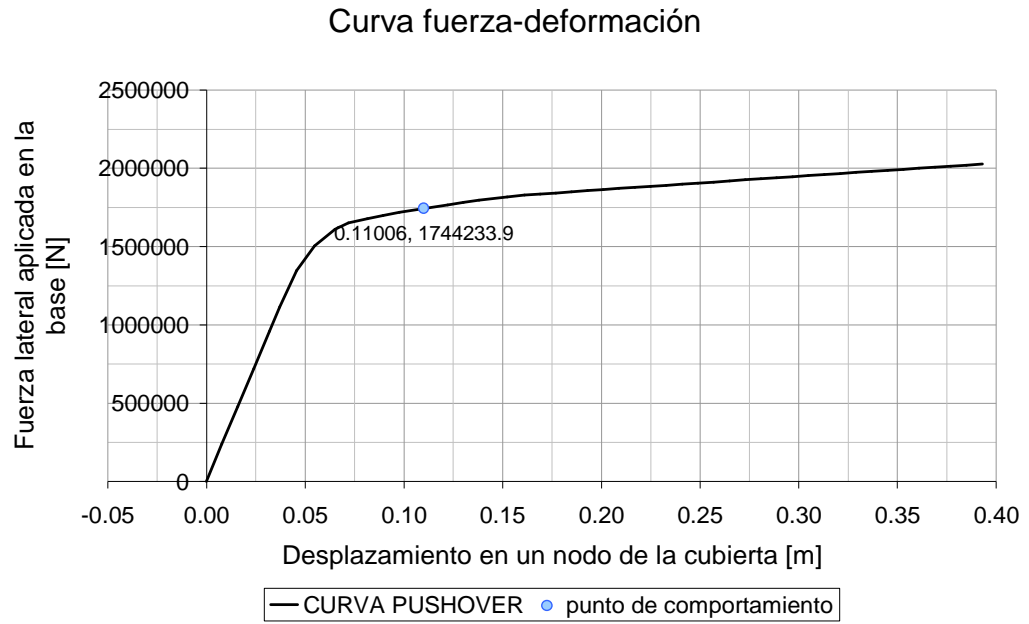


Figura 78. Combinación de tratamientos d

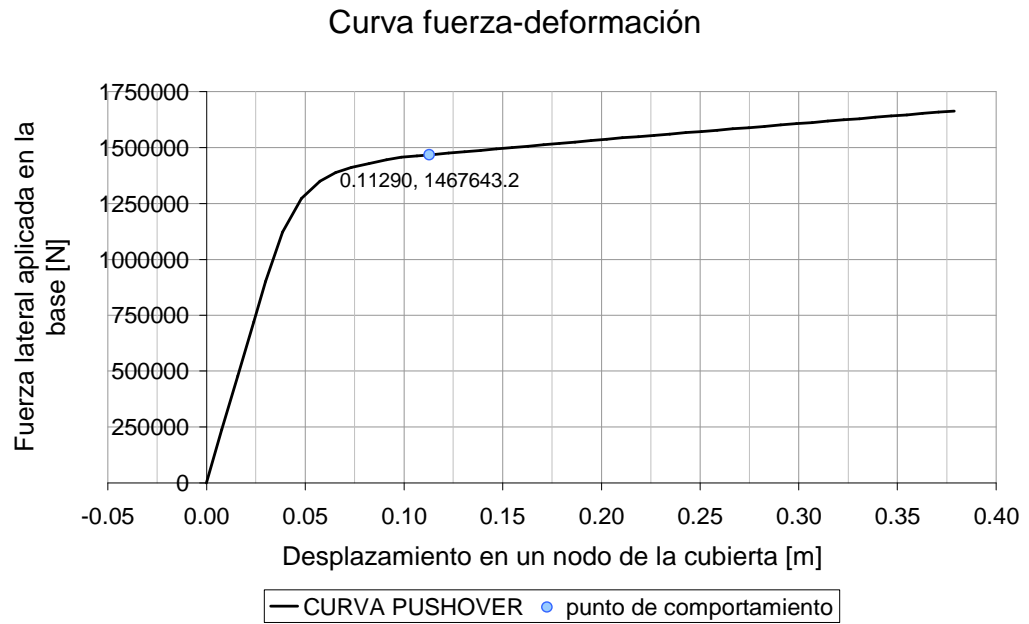


Figura 79. Combinación de tratamientos ad

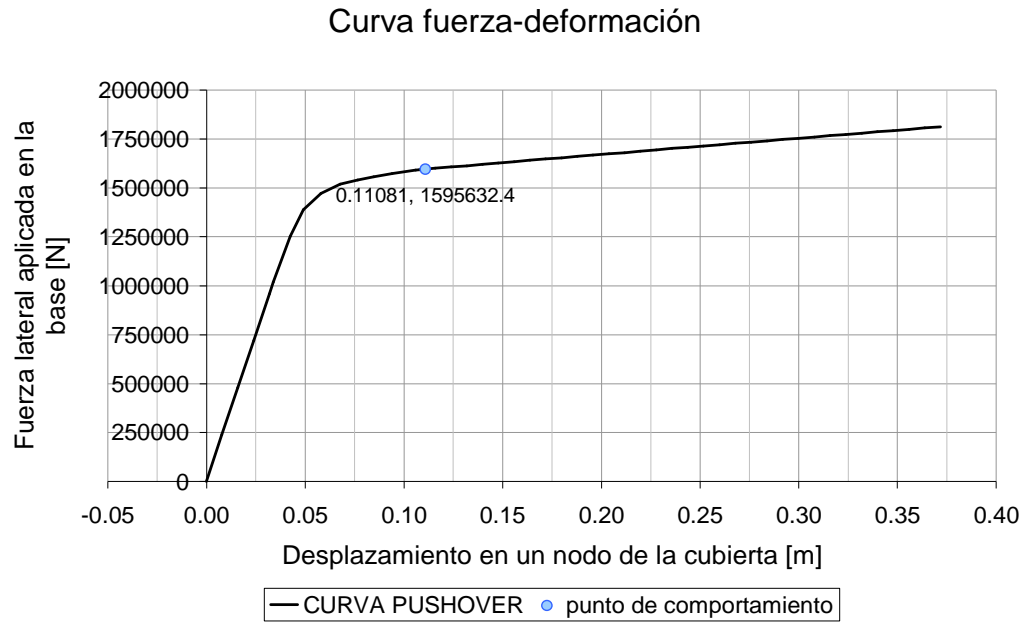


Figura 80. Combinación de tratamientos bd

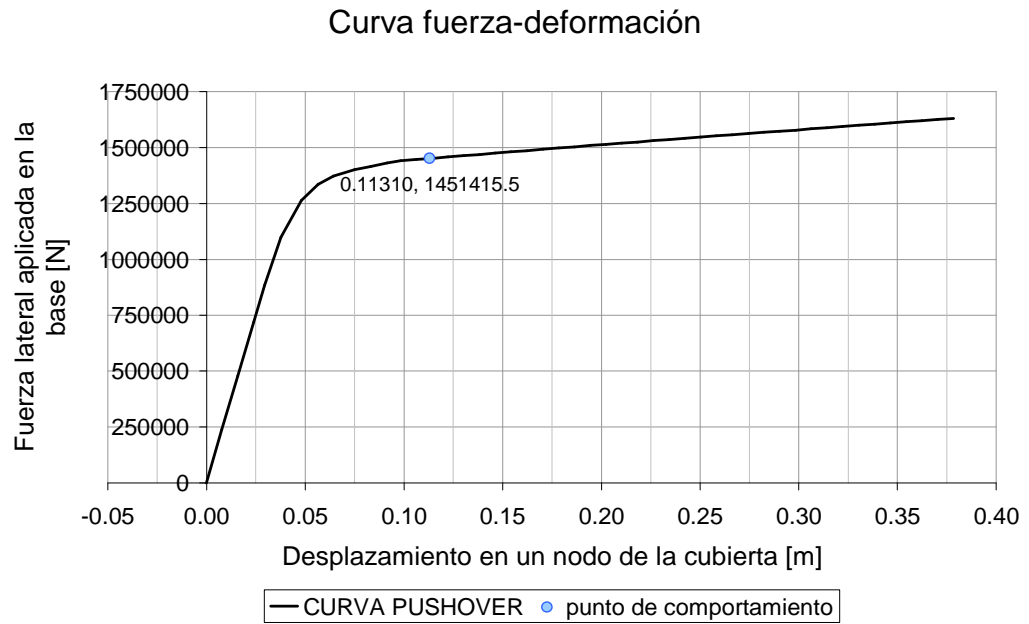


Figura 81. Combinación de tratamientos abd

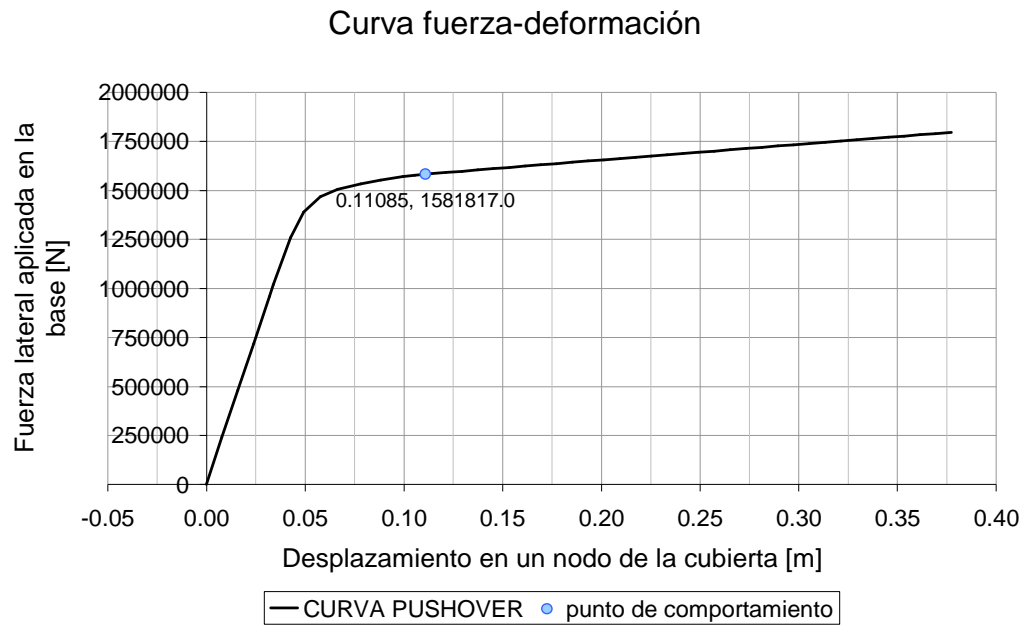


Figura 82. Combinación de tratamientos cd

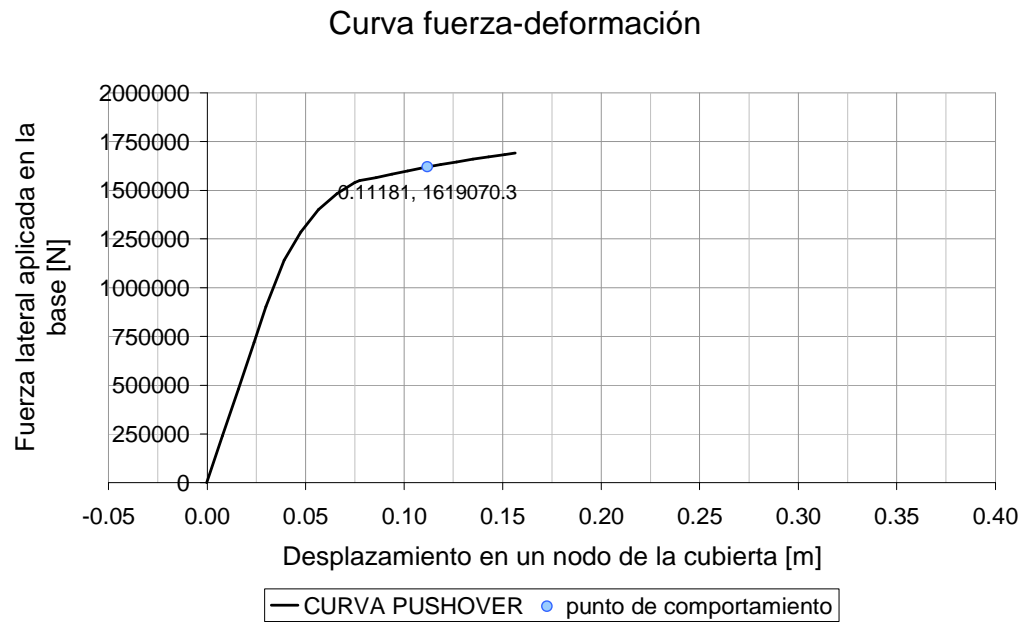


Figura 83. Combinación de tratamientos acd

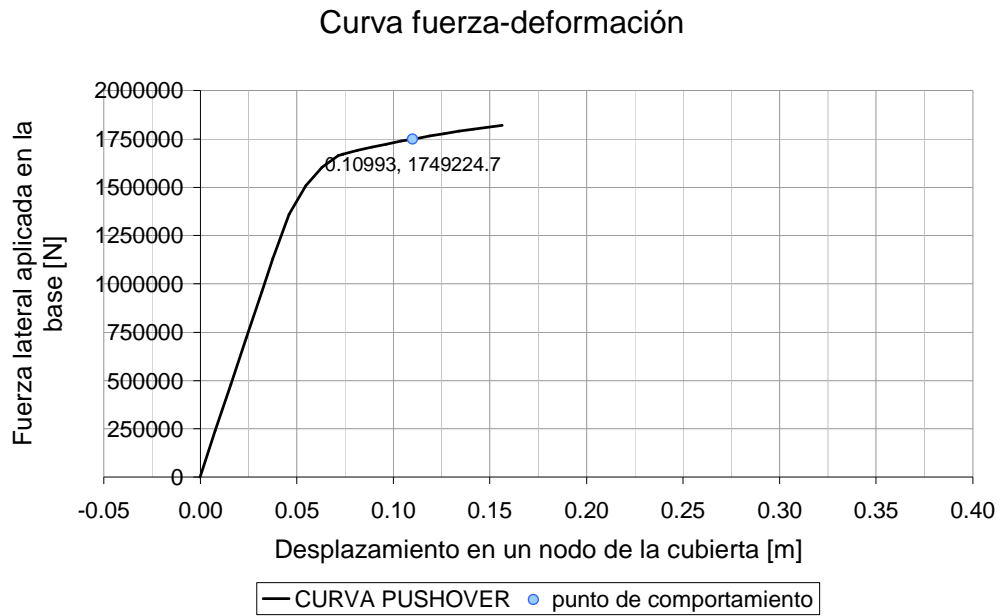


Figura 84. Combinación de tratamientos bcd

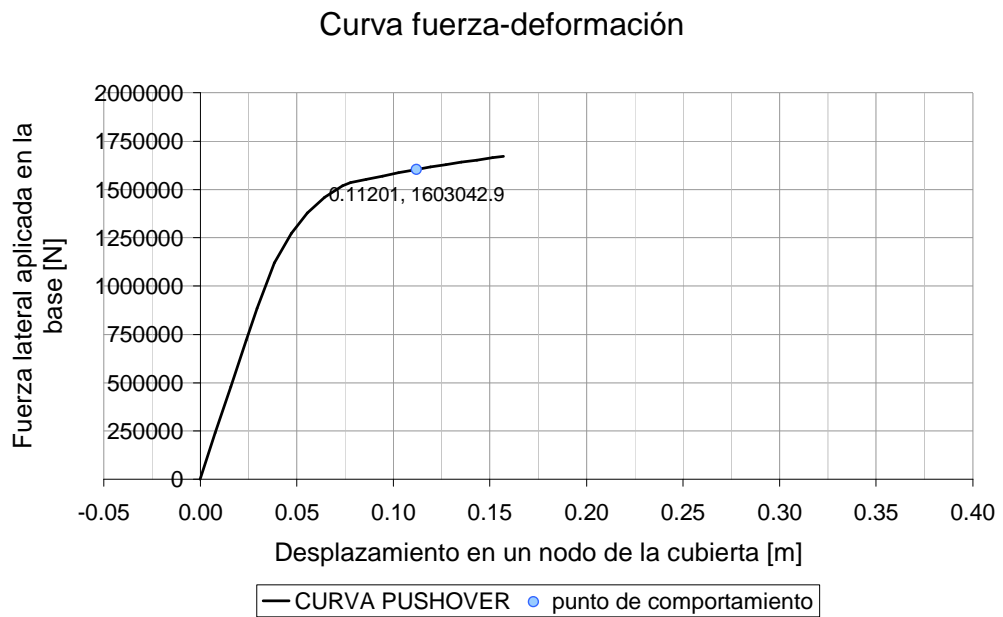
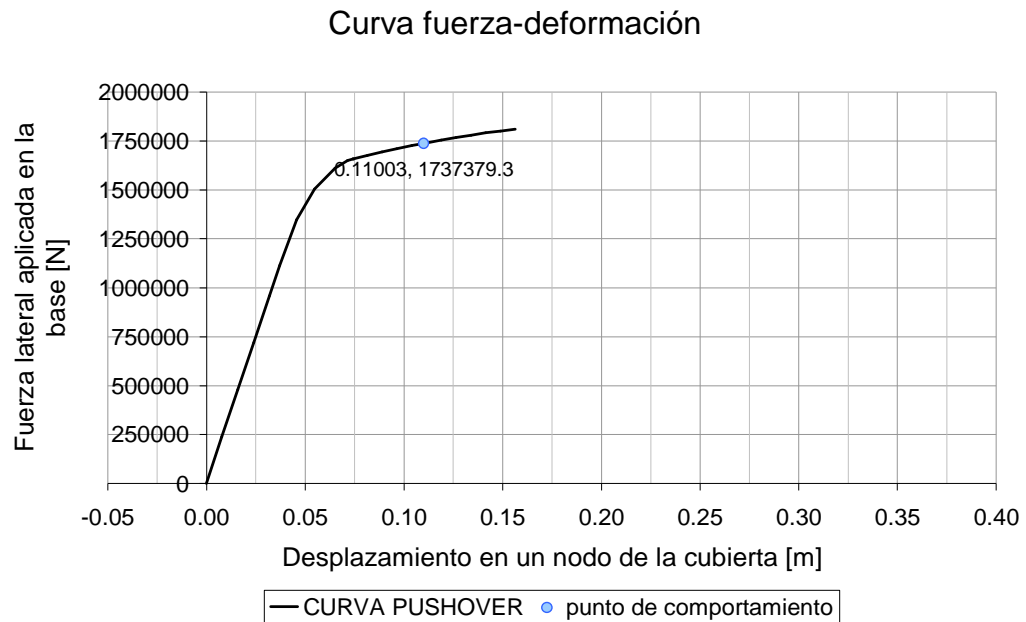


Figura 85. Combinación de tratamientos abcd



4.2.3 Observaciones acerca del análisis sísmico en Sap2000.

Acerca del análisis sísmico, debe decirse que, durante el desarrollo del experimento, en ocasiones, se produce desbordamiento prematuro del análisis (el análisis termina por factores internos de control y el máximo desplazamiento en la cubierta no alcanza los 0.17 m). Esto sucede, aparentemente, cuando se presentan cargas axiales de compresión relativamente altas sobre las columnas durante la aplicación de la carga pushover horizontal; precisamente, por esta razón, el análisis estático no lineal de cargas gravitacionales (que define las condiciones iniciales del análisis sísmico) aplica, únicamente, el peso propio de la estructura y no la carga muerta total más un porcentaje de la carga viva.

El fenómeno de desbordamiento del análisis se presentó en los modelos creados para las combinaciones de tratamientos cd, acd, bcd y abcd, como puede observarse respectivamente en la Figura 82, Figura 83, Figura 84 y Figura 85; además, son precisamente las combinaciones de tratamientos en que los factores

c y d están en su valor alto, aquellas en las cuales la curva pushover termina prematuramente.

En este orden de ideas, el conflicto, si puede llamarse así, que en ocasiones sucede durante el proceso iterativo que realiza el programa de análisis Sap2000, es producido eventualmente por la influencia de las cargas gravitacionales sobre el análisis sísmico, y aparentemente se hace mas crítico, por la acción simultánea de los factores C y D del experimento, cuando éstos se fijan en sus valores altos.

4.3 ANÁLISIS DE DATOS DEL EXPERIMENTO

El análisis de los datos obtenidos durante el desarrollo del experimento se realiza teniendo en cuenta que es un experimento 4^2 de 1 réplica (cuatro factores, cada uno con dos niveles; se realiza una corrida por modelo). El resumen de los datos del experimento se presenta a continuación en la Tabla 11.

Tabla 11. Resumen de resultados del experimento. Variables de respuesta

Combinación de tratamientos	A (Refuerzo longitudinal inferior de vigas en la cara de los apoyos)	B (Separación entre estribos de vigas en zonas de confinamiento)	C (Refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo)	D (Separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento)	Desplazamiento	Cortante en la base
(1)	-1	-1	-1	-1	0.112901	1467981.984
a	1	-1	-1	-1	0.110806	1595899.879
b	-1	1	-1	-1	0.113100	1451773.143
ab	1	1	-1	-1	0.110846	1582175.839
c	-1	-1	1	-1	0.111829	1622408.991
ac	1	-1	1	-1	0.109965	1759426.154
bc	-1	1	1	-1	0.112037	1606620.434
abc	1	1	1	-1	0.110061	1744233.862
d	-1	-1	-1	1	0.112901	1467643.202
ad	1	-1	-1	1	0.110807	1595632.389
bd	-1	1	-1	1	0.113097	1451415.536
abd	1	1	-1	1	0.110846	1581817.047
cd	-1	-1	1	1	0.111806	1619070.336
acd	1	-1	1	1	0.109930	1749224.725
bcd	-1	1	1	1	0.112010	1603042.887
abcd	1	1	1	1	0.110025	1737379.285

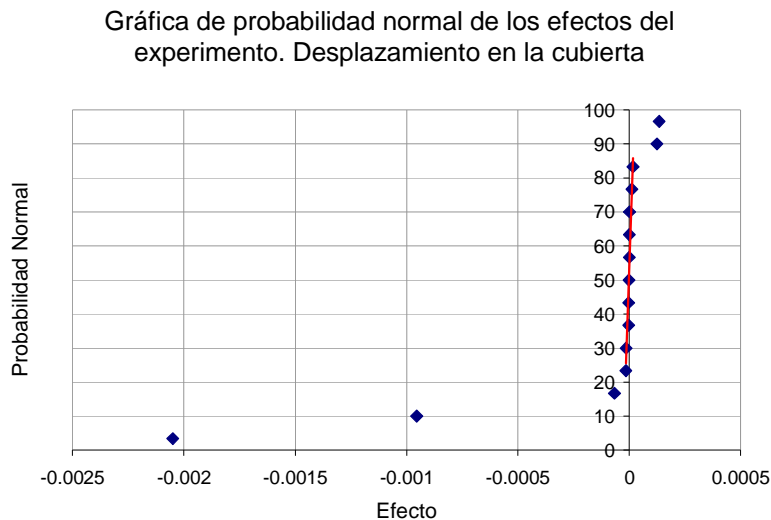
Tabla de diseño 2^4 del experimento de la influencia de insuficiencias de diseño en el edificio modelo

Como puede observarse, se utilizaron las variables de respuesta inicialmente determinadas en el numeral 3.6.3, que son los valores que definen el punto de comportamiento hallado al aplicar el procedimiento sísmico de análisis estático no lineal. De este modo, en las dos columnas de la derecha de la Tabla 11 se resume el valor registrado durante el experimento para cada una de las variables de respuesta: desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el edificio modelo; por tanto, el análisis de los resultados se hace por separado para cada variable de respuesta.

4.3.1 Desplazamiento en la cubierta.

El análisis se inicia realizando una gráfica de probabilidad normal con los datos de desplazamiento en la cubierta, como la de la Figura 86, en la cual puede observarse que existen algunos datos en los puntos extremos que no siguen una línea recta de tendencia claramente definida (línea roja).

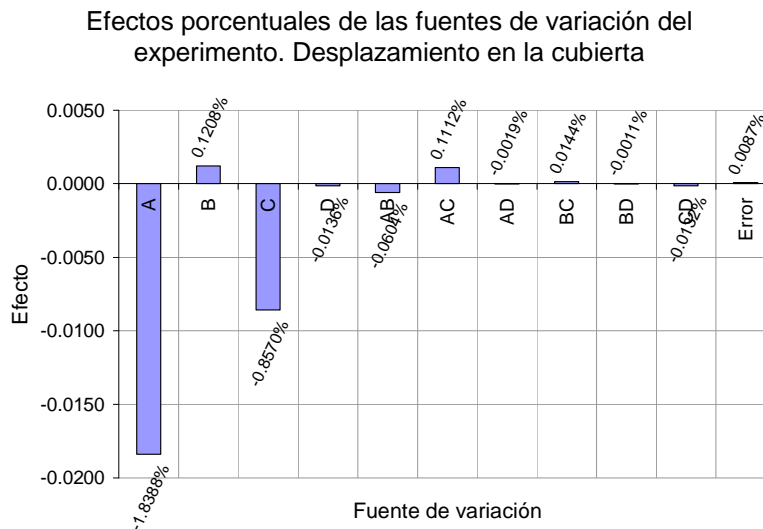
Figura 86. Gráfico de probabilidad normal, datos de desplazamientos en la cubierta



Se considera que las fuentes de variación que no siguen la línea de tendencia influyen significativamente sobre el desplazamiento en la cubierta.

Para identificar cuáles son esas fuentes de variación que influyen sobre el desplazamiento en la cubierta, se hace un gráfico del efecto porcentual de cada fuente respecto a la deformación media en la cubierta para el experimento del modelo discreto. Este gráfico es como el de la Figura 87.

Figura 87. Efectos porcentuales sobre el desplazamiento medio en la cubierta



La Figura 87 se complementa con la Tabla 12, la cual contiene la información estadística que permite hacer un análisis completo de los datos del experimento.

A primera vista, puede afirmarse que la fuente de variación que mayor influencia tiene sobre el desplazamiento en la cubierta del edificio modelo es A: refuerzo inferior de las vigas V3 y V5. Según los datos registrados en la Tabla 12, se puede afirmar que cuando se aumenta el refuerzo longitudinal inferior en las vigas V3 y V5 de 2N5 a 3N5 se obtiene una disminución en el desplazamiento en la cubierta para el punto de comportamiento de 2.049 mm, que corresponde a una

disminución de 1.84% con respecto al valor del desplazamiento promedio en la cubierta para todos los análisis.

Tabla 12. Análisis de varianza del experimento. Estudio del desplazamiento en la cubierta

Fuente de variación	Valor del efecto	Efecto / media %	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	f_0	Valor P
A	-2.049E-03	-1.84%	1.680E-05	1	1.680E-05	142163.88	0.000000000002
B	1.346E-04	0.12%	7.245E-08	1	7.245E-08	613.29	0.000002002539
C	-9.550E-04	-0.86%	3.648E-06	1	3.648E-06	30878.58	0.000000000113
D	-1.519E-05	-0.01%	9.227E-10	1	9.227E-10	7.81	0.038231461502
AB	-6.728E-05	-0.06%	1.811E-08	1	1.811E-08	153.28	0.000060910033
AC	1.239E-04	0.11%	6.143E-08	1	6.143E-08	519.96	0.000003016245
AD	-2.137E-06	0.00%	1.826E-11	1	1.826E-11	<1	---
BC	1.610E-05	0.01%	1.037E-09	1	1.037E-09	8.78	0.031426698852
BD	-1.173E-06	0.00%	5.508E-12	1	5.508E-12	<1	---
CD	-1.475E-05	-0.01%	8.702E-10	1	8.702E-10	7.37	0.042073627123
Error	9.658E-06	0.01%	5.907E-10	5	1.181E-10		
Total			2.060E-05				

También se encontró que la fuente de variación C: refuerzo longitudinal de columnas C1, influye significativamente sobre el desplazamiento en la cubierta del edificio modelo. Se tiene que, al aumentar el refuerzo longitudinal de 4N7 a 4N6+4N7 en las columnas C1, se logra una disminución del desplazamiento en la cubierta para el punto de comportamiento de 0.955 mm, que equivale a una disminución de 0.86% con respecto al valor del desplazamiento promedio en la cubierta.

Los otros efectos resaltados en la Tabla 12 pueden analizarse desde el punto de vista estadístico; para entender la importancia de los valores de las columnas de f_0 y del valor P, se hace la siguiente presentación resumida.

El análisis estadístico del experimento inicia con dos hipótesis que se definen a continuación.

$H_0 = \tau_A + \tau_B + \tau_C + \tau_D = 0$; los efectos son cero y no afectan la variable de respuesta.

$H_1 = \tau_i \neq 0$; al menos para una i el efecto es distinto de cero y afecta la variable de respuesta.

Se define además $\alpha = 0.01$, la cual representa un 1% de probabilidad de rechazar la hipótesis H_0 cuando ésta sea verdadera. El presente análisis tiene 1 grado de libertad en el numerador (efectos A, B, C, D, AB, AC, AD, BC, BD o CD, según corresponda) y 5 grados de libertad en el denominador (en este caso, agrupación de cinco interacciones de factores de orden superior como una estimación del error, ABC, ABD, ACD, BCD y ABCD) para la distribución de probabilidad F; con base en esto, se define que si $f_{0.01,1,5} = 16.26 < f_0 \Rightarrow H_0$ se rechaza.

Acerca del valor P, se define que es el nivel de significación más bajo que llevaría al rechazo de la hipótesis nula H_0 con los datos dados¹⁴, es decir, si $P < \alpha = 0.01 \Rightarrow H_0$ se rechaza.

Por medio del análisis estadístico puede afirmarse que, aunque en menor proporción, existen otras tres fuentes de variación que también influyen sobre el desplazamiento en la cubierta para el punto de comportamiento del edificio modelo. En primer lugar, se encuentra la fuente de variación B (separación entre estribos de vigas V3 y V5), de modo que, al aumentar dicha separación de 80 mm a 170 mm, se obtiene un aumento en el desplazamiento de la cubierta igual a 0.1346 mm, correspondiente a un aumento de 0.12% con respecto al valor medio del desplazamiento en la cubierta. En segundo lugar, está el efecto que produce la interacción AC: al aumentar el refuerzo longitudinal inferior en las vigas V3 y V5 de 2N5 a 3N5, y al aumentar simultáneamente el refuerzo longitudinal en las columnas C1 de 4N7 a 4N6+4N7, se presenta un aumento de 0.1239 mm

¹⁴ MONTGOMERY, Douglas y RUNGER, George. Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería. 2 ed. México : Limusa, 2002. p. 312.

(aumento de 0.11% respecto de la media) en el desplazamiento de la cubierta para el punto de comportamiento del edificio modelo. Por último, se tiene el efecto que produce la interacción AB: al aumentar el refuerzo longitudinal inferior en las vigas V3 y V5 de 2N5 a 3N5, y al aumentar simultáneamente la separación entre estribos de vigas V3 y V5 de 80 mm a 170 mm, se registra una disminución de 0.06728 mm (disminución de 0.06% respecto de la media) en el desplazamiento de la cubierta para el punto de comportamiento.

Los efectos de las otras fuentes de variación no se consideran influyentes sobre el valor del desplazamiento en la cubierta para el punto de comportamiento por que f_0 no es mayor a 16.26 y por que el valor P supera el límite inferior de 0.01 definido para α . Los efectos de interacciones de factores de orden superior se agrupan como una estimación del error y tampoco se consideran influyentes sobre el valor del desplazamiento en la cubierta.

4.3.2 Cortante en la base.

La gráfica de probabilidad normal para los datos de cortante en la base de la Figura 88 muestran que existen varias fuentes de variación que no pertenecen a la tendencia definida; dichas fuentes de variación influyen considerablemente en el cortante en la base del punto de comportamiento del edificio modelo del experimento.

Con ayuda de la gráfica de efectos porcentuales de la Figura 89 puede deducirse cuáles son las fuentes de variación que presentan mayor influencia sobre el valor del cortante medio en la base del edificio modelo para los datos obtenidos durante el desarrollo del experimento. En el caso del cortante en la base del punto de comportamiento, puede notarse a simple vista que los efectos porcentuales de esta variable de respuesta son mucho mayores que los registrados para el desplazamiento de la cubierta.

Figura 88. Gráfico de probabilidad normal, datos de cortante en la base

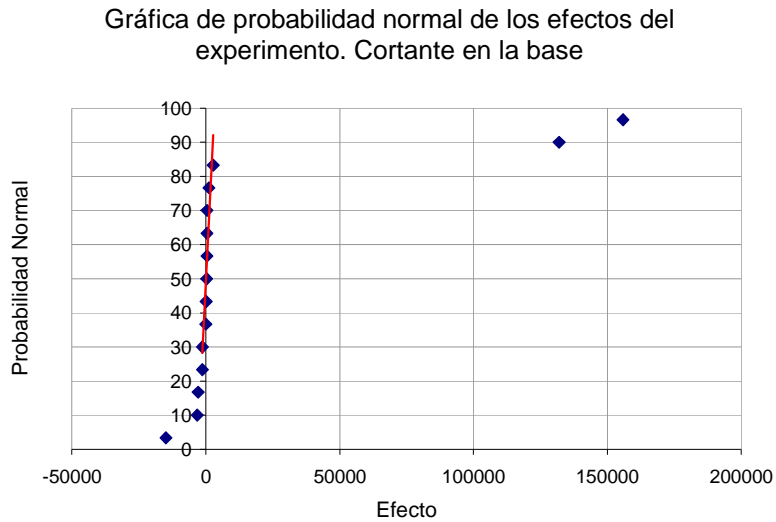
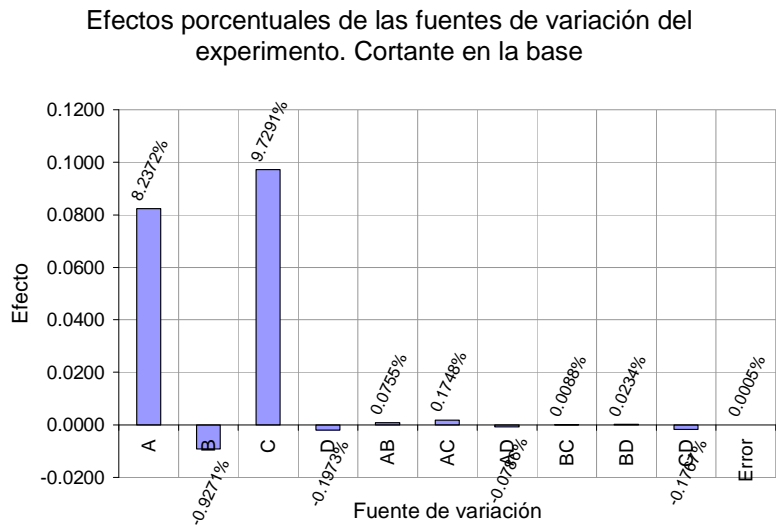


Figura 89. Efectos porcentuales sobre el cortante medio en la base



Los datos de la Figura 89 se complementan con el soporte estadístico presentado a continuación en la Tabla 13, que contiene el análisis de varianza del experimento para el cortante en la base.

Tabla 13. Análisis de varianza del experimento. Estudio del cortante en la base

Fuente de variación	Valor del efecto	Efecto / media %	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	f_0	Valor P
A	131979.08	8.24%	69673913952.2	1	69673913952.2	39717.74	6.04E-11
B	-14853.70	-0.93%	882530023.6	1	882530023.6	503.09	0.0000033
C	155883.46	9.73%	97198608113.8	1	97198608113.8	55408.24	2.63E-11
D	-3161.86	-0.20%	39989426.8	1	39989426.8	22.80	0.0050
AB	1209.42	0.08%	5850833.1	1	5850833.1	3.34	0.1274
AC	2801.26	0.17%	31388254.1	1	31388254.1	17.89	0.0082
AD	-1258.71	-0.08%	6337425.1	1	6337425.1	3.61	0.1158
BC	140.27	0.0088%	78701.4	1	78701.4	<1	---
BD	374.73	0.023%	561688.4	1	561688.4	<1	---
CD	-2831.19	-0.18%	32062599.1	1	32062599.1	18.28	0.0079
Error	7.60	0.00047%	8771132.3	5	1754226.5		
Total			167880092149.9				

De la Figura 89 y de la Tabla 13 se puede afirmar que la fuente de variación que mayor efecto tiene sobre el cortante en la base para el punto de comportamiento es C (refuerzo longitudinal de columnas C1), de modo que al aumentar el refuerzo longitudinal de 4N7 a 4N6+4N7 en las columnas C1 se logra un aumento en el cortante en la base para el punto de comportamiento de 155883.46 N, que equivale a un aumento de 9.73% con respecto al valor medio del cortante en la base.

Otra fuente de variación muy significativa es A: refuerzo inferior de las vigas V3 y V5; así, cuando se aumenta el refuerzo longitudinal inferior de 2N5 a 3N5 se obtiene un aumento en el cortante en la base para el punto de comportamiento de 131979.08 N, que corresponde a un aumento de 8.24% con respecto al valor del cortante medio en la base.

Para la fuente de variación B: separación entre estribos de vigas V3 y V5, se registra que un aumento de 80 mm a 170 mm en la separación entre estribos de las vigas V3 y V5 genera una disminución en el cortante en la base para el punto de comportamiento de 14853.70 N, correspondiente a una disminución de 0.93% con respecto al valor del cortante medio en la base.

Además de los efectos citados anteriormente, se observa, mediante el análisis estadístico, que también influyen en menor proporción sobre el cortante medio en la base las fuentes de variación D, CD y AD. En primer lugar, se encuentra que el efecto que produce D (separación entre estribos de columnas C1), cuando se aumenta dicha separación de 100 mm a 150 mm, es disminuir 3161.86 N el cortante en la base (disminución de 0.20% con respecto al cortante medio en la base para el punto de comportamiento). En segundo lugar, el efecto que produce la interacción CD al aumentar el refuerzo longitudinal en las columnas C1 de 4N7 a 4N6+4N7, y al aumentar simultáneamente la separación entre estribos de columnas C1 de 100 mm a 150 mm, es disminuir 2831.19 N el cortante en la base para el punto de comportamiento (disminución de 0.18% con respecto al cortante medio en la base). Por último, el efecto que produce la interacción AC al aumentar el refuerzo longitudinal inferior en las vigas V3 y V5 de 2N5 a 3N5, y al aumentar simultáneamente el refuerzo longitudinal en las columnas C1 de 4N7 a 4N6+4N7, es aumentar 2801.26 N el cortante en la base para el punto de comportamiento (aumento de 0.17% respecto al cortante medio en la base).

4.3.3 Observaciones de los resultados del experimento.

Durante el desarrollo del experimento se esperaba que el efecto del factor D (separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento), sobre las variables de respuesta, fuese mayor que el registrado, por ser éste un factor ampliamente identificado como relevante en lo que al comportamiento dúctil de las estructuras se refiere.

Hay que decir que, si bien el análisis concluye que un cambio en dicho factor sí influye en el valor del cortante en la base, es prudente sospechar que tal vez la efectividad del modelo, relacionado con ese factor en particular, no resultó tan fiable como se requería. Como posible explicación a lo anterior, se presentan las siguientes observaciones:

En primer lugar, es posible que los factores de respuesta escogidos no midan directamente la influencia que tiene el refuerzo transversal en zonas de confinamiento puesto que están relacionados con el punto de comportamiento y no con el nivel de daño que sufren los elementos estructurales, siendo este último un factor sobre el cual se supone que el refuerzo transversal influye.

En segundo lugar, para simular el grado de confinamiento que suministran los estribos sobre una sección estructural, se utilizó un modelo de material confinado suministrado por Section Designer con el cual se modifica la curva esfuerzo deformación para el concreto reforzado en función de las propiedades del refuerzo transversal que se quiera; a su vez, con dicha curva, Section Designer genera el diagrama momento curvatura de la sección en cuestión, diagrama que sirve para definir la rótula plástica que se requiere para efectuar el análisis sísmico estático no lineal del edificio modelo en Sap2000. Con base en esto, si el modelo de concreto reforzado confinado de Section Designer o si su utilización para generar el diagrama momento curvatura de la sección en Section Designer no son lo suficientemente ajustados al comportamiento real, es posible que ello aporte algún grado de imprecisión, durante el análisis, para medir la influencia de factores relacionados con el refuerzo transversal en zonas de confinamiento de vigas y columnas, es decir, los factores B y D.

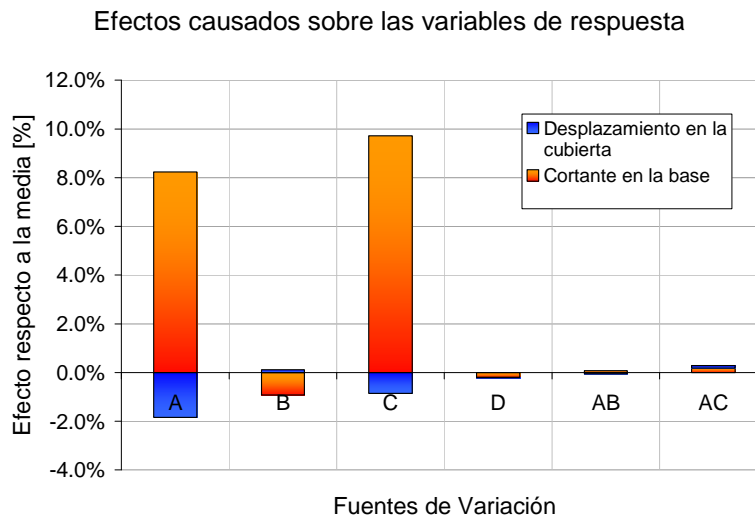
4.3.4 Relación entre los efectos causados en ambas variables de respuesta.

Al observar los datos mostrados en las secciones anteriores, se puede afirmar que las variables de respuesta son altamente influenciadas por dos fuentes de variación en particular: A, refuerzo inferior de las vigas en la cara de los apoyos, y C, refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo.

En la Figura 90 se muestran los efectos de las fuentes de variación influyentes en el experimento.

Al observar los valores de la Figura 90, puede generarse la tentación de extraer conclusiones acerca del cambio que sufre el punto de comportamiento, definido por el desplazamiento en la cubierta y por el cortante en la base. La razón por la cual es erróneo emitir alguna conclusión en este sentido, es porque los datos de la Figura 90 y del análisis de varianza no son resultados de alguna combinación de tratamientos, son efectos causados por fuentes de variación sobre variables de respuesta independientes y no consisten en un par de valores que definen algún punto de comportamiento en particular.

Figura 90. Efectos causados sobre las variables de respuesta



5. CONCLUSIONES

5.1 FALENCIAS DE CONFIGURACIÓN SISMO RESISTENTE FRECUENTES EN EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO

Con base en los resultados del estudio realizado se concluye que, en promedio, se incumple, por lo menos en una ocasión, el 22% de los requisitos para Pórticos Resistentes a Momentos consignados en el capítulo 21 del título C de las NSR-98 en los edificios de 4 ó más niveles diseñados y construidos con ese sistema estructural en la ciudad de Bucaramanga.

Se encontró que 12 requisitos de configuración sismo resistente, de los 55 evaluados en una muestra de 9 edificios, presentaron una media de incumplimiento mayor al 24.1%, valor significativo definido como el promedio de las medias de incumplimiento de un conjunto de 29 requisitos para los que se registró, al menos, una falencia.

Tabla 14. Falencias más frecuentes en el medio

Requisito	Numeral	Media
Límite inferior de resistencia a momento	C.21.3.2(b)	0.2405
Relación Mc-Mg	C.21.4.2(b)	0.3236
Refuerzo transversal en toda la longitud	C.21.4.2(c)	0.3236
Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	C.21.4.4(e)	0.3291
Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	C.21.4.4(b)	0.3291
Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	C.21.3.3(b)	0.3333
Separación de estribos en zonas de no confinamiento	C.21.3.3(d)	0.3333
Refuerzo requerido para resistir V_e	C.21.4.5(a)	0.3461
Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	C.21.5.3(a)	0.3519
Refuerzo transversal en otras zonas	C.21.4.4(f)	0.5556
Refuerzo transversal mínimo	C.21.4.4(a)	0.9057
Requisito alternativo para refuerzo transversal	C.21.4.4(c)	0.9679

Las falencias de configuración sismo resistentes más frecuentes en los edificios de 4 ó más niveles diseñados y construidos con sistema de Pórticos Resistentes a

Momentos, en la ciudad de Bucaramanga, son los que se muestran en la Tabla 14.

5.2 DISEÑO DEL EXPERIMENTO

Una placa aligerada armada en una sola dirección no representa un diafragma rígido con características similares en las dos direcciones principales en planta. Se encontró que las vigas secundarias que conforman la placa aligerada alteran las condiciones de rigidez del edificio en la dirección en que actúan dichas vigas. Esas alteraciones influyen sobre importantes propiedades, tales como las características dinámicas de la estructura y la dirección en la cual actúa el primer modo de vibración.

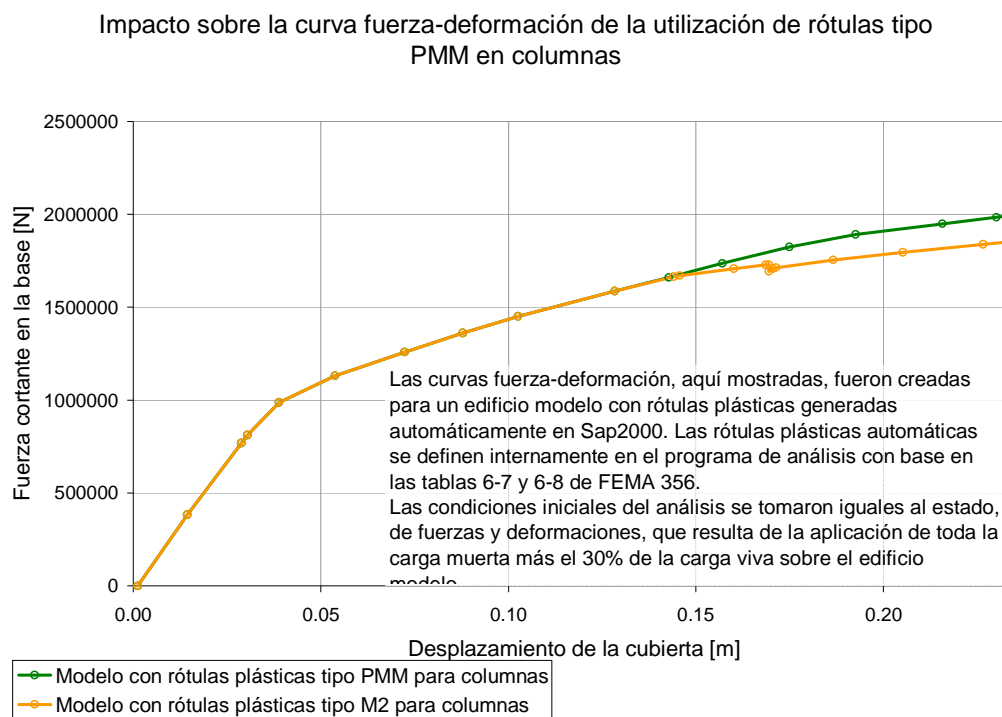
Las vigas principales del sistema de resistencia sísmica de un edificio están sometidas sólo a efectos de flexión. Lo anterior se concluye con base en los datos obtenidos del análisis sísmico y se atribuye a la acción del diafragma conformado por los elementos discretos de la placa de entrepiso. La carga axial sobre las vigas principales oscila entre valores de compresión inferiores al 1.5% de la resistencia a compresión de la sección bruta de concreto, y valores de tensión inferiores al 6.0% de la resistencia a la tensión.

La utilización de rótulas plásticas discretas tipo PMM en las columnas de un edificio, permite incluir las interacciones entre la carga axial y la flexión biaxial durante el análisis sísmico estático no lineal. Lo anterior, contrasta con la práctica común de asignar rótulas plásticas tipo M2 a las columnas. En la Figura 91 se pueden apreciar las diferencias sobre la curva fuerza-deformación debido al uso de unas u otras rótulas plásticas.

Las condiciones iniciales del análisis sísmico estático no lineal influyen sobre la curva fuerza-deformación de un edificio modelo. Para simular el comportamiento de un edificio real, las condiciones iniciales del análisis sísmico pueden hacerse

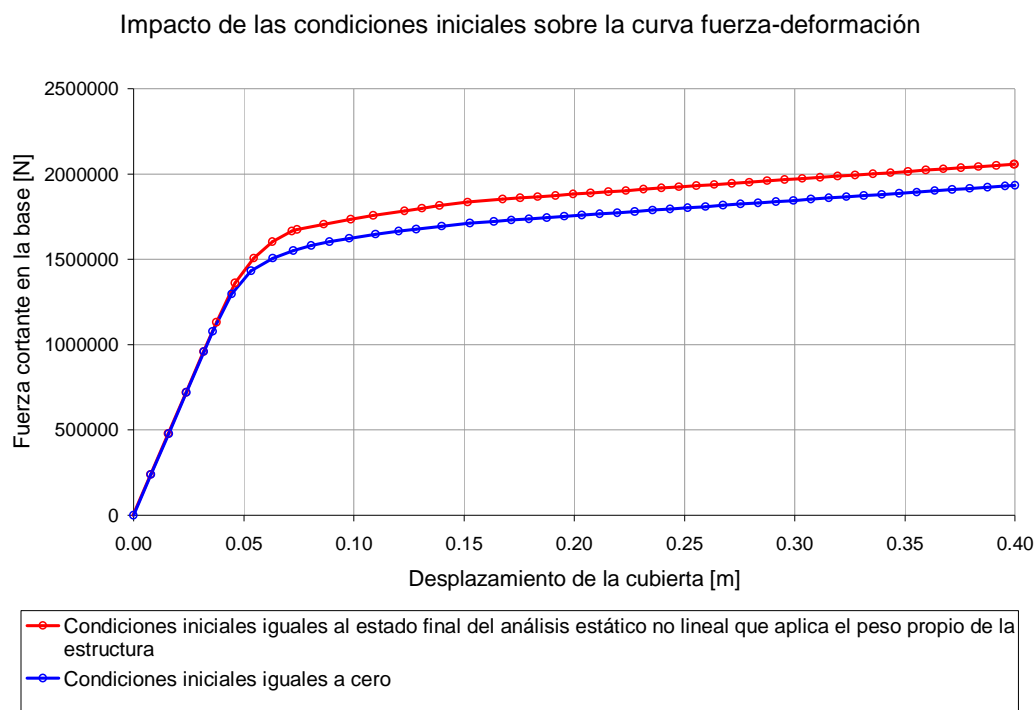
iguales al estado de fuerzas y deformaciones ocasionado por el peso propio de la misma estructura. La curva fuerza-deformación de un análisis sísmico, con esas condiciones iniciales, tiene mayores fuerzas cortantes en la base que las de una curva fuerza-deformación de un análisis sísmico con condiciones iniciales iguales a cero para el mismo edificio. Esto se muestra en la Figura 92.

Figura 91. Impacto sobre la curva fuerza-deformación de la utilización de rótulas tipo PMM en columnas



Según la selección realizada, las insuficiencias de estructuración sismo resistente, pertinentes para evaluar su influencia en edificios de concreto reforzado, son cuatro e inciden sobre las siguientes propiedades de la estructura: (A) refuerzo inferior de vigas en la cara de los apoyos, (B) separación entre estribos de vigas en zonas de confinamiento, (C) refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo y, (D) separación entre estribos de columnas en zonas de confinamiento.

Figura 92. Impacto de las condiciones iniciales sobre la curva fuerza-deformación



5.3 EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LAS FALENCIAS DE DISEÑO

Debido a que el estudio se hizo para un edificio modelo, las conclusiones se presentan asumiendo que el comportamiento del edificio modelo se aproxima al comportamiento de otros edificios de concreto reforzado similares. Sin embargo, y teniendo en cuenta que los valores escogidos para fijar las falencias de diseño durante el estudio pudieron ser otros, la medida del efecto causado por la variación de las falencias sólo es representativa para esos niveles escogidos y para el edificio modelo, y no son aplicables, de forma cuantitativa, para otros niveles ni para otro edificio.

Las falencias de diseño que mayor influencia tienen sobre el comportamiento inelástico del edificio modelo de concreto reforzado, son aquellas en que se incumplen los requisitos de diseño relacionados con el refuerzo inferior de vigas

en la cara de los apoyos, y el refuerzo longitudinal de columnas en la cara del nudo. En orden de mayor a menor influencia, se presentan, a continuación, las direcciones de los efectos sobre los componentes del punto de comportamiento del edificio modelo ante una demanda sísmica particular:

Las características inelásticas del edificio modelo se alteran significativamente cuando se suministra una menor cantidad de refuerzo longitudinal a las columnas en la cara del nudo: al disminuir el refuerzo longitudinal de las columnas en la cara del nudo, de modo que se incumpla el requisito C.21.4.2 (b) de las NSR-98, se reduce del cortante sísmico en la base para el punto de comportamiento del edificio; adicionalmente, se aumenta el desplazamiento en la cubierta para el punto de comportamiento del edificio.

Suministrar una menor cantidad de refuerzo longitudinal inferior de vigas en la cara de los apoyos, genera una marcada influencia sobre las propiedades inelásticas del edificio: una disminución en el refuerzo longitudinal inferior de las vigas en la cara de los apoyos, de modo que se incumpla el requisito C.21.3.2 (b) de las NSR-98, genera disminución en el cortante sísmico que el edificio puede absorber en su base para el punto de comportamiento; además, produce aumento en el desplazamiento que experimenta la cubierta en el punto de comportamiento.

Al aumentar la separación de estribos para vigas en zonas de confinamiento, incumpliendo el requisito C.21.3.3 (b) de las NSR-98, se produce disminución del cortante en la base del edificio para el punto de comportamiento y, se genera aumento en el desplazamiento de la cubierta para el punto de comportamiento.

Al aumentar la separación de estribos para columnas en zonas de confinamiento, incurriendo en incumplimiento directo o indirecto de los requisitos C.21.4.4 (a), C.21.4.4 (c), C.21.4.4 (b), C.21.4.4 (e) y C.21.4.5 (a), se registra disminución del cortante que el edificio absorbe en la base para el punto de comportamiento.

También se genera reducción en el desplazamiento de la cubierta, aunque éste último se consideró poco relevante durante el análisis de varianza.

6. RECOMENDACIONES

Para evitar incurrir en aproximaciones que puedan generar errores en el análisis sísmico, se recomienda estudiar con mayor detenimiento el comportamiento del diafragma rígido para estructuras con placa armada en una sola dirección. Con el ánimo de generar un modelo más representativo de la estructura idealizada, en esta investigación se modeló el diafragma por medio de sus componentes discretos: las vigas secundarias (elemento tipo “frame”) y la losa superior que sirve para transmitir las cargas a las vigas secundarias (elemento tipo “shell”).

Si se desea evaluar el efecto que produce la variación del conjunto de variables de estudio sobre un edificio con una tipología distinta a la del edificio modelo de esta investigación (mayor número de niveles, irregularidad en planta o en altura, entre otros), se recomienda aplicar el diseño de experimentos para dicho edificio específico.

Cuando se requiera establecer, para un edificio en particular, una relación que permita expresar el valor del efecto sobre la variable de respuesta en función del valor de un factor de estudio específico, se recomienda hacer el diseño de experimentos para más de dos niveles de trabajo.

Se recomienda estudiar la influencia de factores como el refuerzo transversal en zonas de confinamiento de vigas y columnas, sobre un factor de respuesta relacionado con el análisis del daño u otros efectos que sufre el edificio ante una demanda sísmica de gran magnitud.

BIBLIOGRAFÍA

ALSINA VELASQUEZ, Jorge Mario y LOSANO GUERRERO, Jesús Eduardo. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporricadas de hormigón reforzado entre 3 y 8 pisos en la zona 2 de la ciudad de Bucaramanga. Bucaramanga, 2006, 162 p. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico mecánicas.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete And Commentary. Michigan : American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002. (ACI 318-02 / ACI 318R-02)

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete And Commentary. Michigan : American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005. (ACI 318-05 / ACI 318R-05)

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington : Federal Emergency Management Agency, 2000. (FEMA 356)

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Redwood : Applied Technology Council, 2004. (FEMA 440)

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report. Redwood : Applied Technology Council, 1996. (ATC-40)

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL y STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA. Built to resist earthquakes. The path to quality

seismic design and construction : Building safety and earthquakes. California : ATC/SEAOC Joint Venture, 1999.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL y STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA. Built to resist earthquakes. The path to quality seismic design and construction : Seismic response of concrete & masonry buildings. California : ATC/SEAOC Joint Venture, 1999.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá : AIS, 1998. (NSR-98)

CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures : Theory and applications to earthquake engineering. 2 ed. New Jersey : Prentice Hall, 2001. 844 p.

COMPUTERS AND STRUCTURES. CSI Analysis and reference manual : for Sap2000, Etabs and Safe. Berkeley : Computers and structures, 2005. 415 p.

DUMAR OYOLA, Oscar David y TOBIAS ALVAREZ, David Alfonso. Análisis de efectos causados a la estructura de una edificación por la distribución de instalaciones hidráulica y sanitaria. Bucaramanga, 2006, 261 p. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico mecánicas.

GUTIÉRREZ PULIDO, Humberto y SALAZAR, Román. Análisis y diseño de experimentos. México : Mc Graw-Hill, 2003. 571 p.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. Documentación : Presentación de tesis, trabajos de grado y otros trabajos de investigación. Quinta actualización. Bogotá : ICONTEC, 2002. (NTC 1486)

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. Documentación : Referencias bibliográficas para libros, folletos e informes. Segunda actualización. Bogotá : ICONTEC, 1996. (NTC 1160)

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. Documentación : Referencias bibliográficas para normas. Segunda actualización. Bogotá : ICONTEC, 1996. (NTC 1307)

MALDONADO RONDÓN, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Análisis sísmico de edificaciones. Bucaramanga : Ediciones Universidad Industrial de Santander, 2004. 298 p.

MONTGOMERY, Douglas C. Diseño y análisis de experimentos. 2 ed. México : Limusa, 2004. 686 p.

MONTGOMERY, Douglas y RUNGER, George. Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería. 2 ed. México : Limusa, 2002. 817 p.

MORA ORTIZ, Mauricio Alexander y VILLALBA MORALES, Jesús Daniel. Análisis sísmico inelástico y cálculo de índices de daño en una edificación de mediana altura utilizando diferentes metodologías. Bucaramanga, 2005, 386 p. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico mecánicas.

NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. 12 ed. Bogotá : Mc Graw-Hill, 2001. 722 p.

ANEXOS

ANEXO A. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO UNO

UNO

INDICADOR	CONCEPTO	m	A		X
			Datos totales	Éxitos	
DES					A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	25	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	25	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	25	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	25	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	25	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	25	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	25	0	0	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	25	4	0.16	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	25	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo	25	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo	25	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	25	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	25	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	25	25	1	
C.21.3.3(c)	Soporte lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	25	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	25	25	1	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	25	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir Ve	25	4	0.16	
C.21.3.4(b)	Limitación para vc	25	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXION Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	6	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	6	0	0	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	6	0	0	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	6	0	0	
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	6	0	0	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	6	0	0	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	6	0	0	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	6	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	6	6	1	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	6	0	0	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	6	6	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	6	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	6	0	0	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	6	6	1	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	6	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	6	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	6	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	6	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pemos de anclaje en la parte superior de la columna	6	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir Ve	6	0	0	
C.21.4.5(b)	Limitación para vc	6	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	24	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	24	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	24	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	24	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	24	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	24	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	24	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	24	4	0.16666667	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSION				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	24	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	24	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	24	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	24	0	0	

ANEXO B. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO DOS

DOS

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	46	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	46	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	46	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	46	1	0.02173913	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	46	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	46	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	46	7	0.152173913	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	46	6	0.130434783	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	46	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo	46	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo	46	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	46	1	0.02173913	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	46	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	46	0	0	
C.21.3.3(c)	Soporte lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	46	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	46	0	0	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	46	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	46	10	0.217391304	
C.21.3.4(b)	Limitación para v_c	46	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	12	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	12	0	0	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	12	0	0	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada				
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	12	6	0.5	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	12	6	0.5	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	12	0	0	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	12	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	12	12	1	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	12	0	0	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	12	12	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	12	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	12	0	0	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	12	12	1	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	12	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	12	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	12	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	12	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pemos de anclaje en la parte superior de la columna	12	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	12	5	0.416666667	
C.21.4.5(b)	Limitación para v_c	12	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	61	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	61	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	61	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	61	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	61	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	61	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	61	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	61	35	0.573770492	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSION				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	61	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	61	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	61	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	61	0	0	

ANEXO C. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO TRES

TRES

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	54	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	54	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	54	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	54	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	54	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	54	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	54	1	0.018518519	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	54	8	0.148148148	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	54	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo	54	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo	54	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	54	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	54	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	54	0	0	
C.21.3.3(c)	Soprote lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	54	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	54	0	0	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	54	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	54	8	0.148148148	
C.21.3.4(b)	Limitación para v_c	54	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	12	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	12	0	0	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	12	0	0	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	12	7	0.583333333	
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	12	7	0.583333333	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	12	7	0.583333333	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	12	2	0.166666667	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	12	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	12	9	0.75	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	12	0	0	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	12	9	0.75	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	12	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	12	0	0	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	12	0	0	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	12	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	12	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	12	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	12	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	12	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	12	1	0.083333333	
C.21.4.5(b)	Limitación para v_c	12	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	63	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	63	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	63	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	63	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	63	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	63	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	63	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	63	29	0.46031746	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSIÓN				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	63	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	63	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	63	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	63	0	0	

ANEXO D. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO CUATRO

CUATRO

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	36	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	36	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	36	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	36	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	36	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	36	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	36	1	0.027777778	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	36	12	0.333333333	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	36	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslape	36	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslape	36	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	36	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	36	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	36	0	0	
C.21.3.3(c)	Soprote lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	36	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	36	0	0	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	36	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir Ve	36	0	0	
C.21.3.4(b)	Limitación para vc	36	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXION Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	15	3	0.2	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	15	0	0	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	15	0	0	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada				
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	15	6	0.4	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	15	6	0.4	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	15	5	0.333333333	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	15	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	15	15	1	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	15	15	1	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	15	15	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	15	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	15	15	1	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	15	0	0	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	15	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	15	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	15	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	15	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	15	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir Ve	15	15	1	
C.21.4.5(b)	Limitación para vc	15	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	47	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	47	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	47	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	47	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	47	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	47	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	47	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	47	36	0.765957447	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSION				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	47	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	47	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	47	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	47	0	0	

ANEXO E. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO CINCO

CINCO

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	69	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	69	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	69	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	69	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	69	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	69	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	69	16	0.231884058	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	69	29	0.420289855	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	69	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslape	69	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslape	69	10	0.144927536	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	69	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	69	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	69	69	1	
C.21.3.3(c)	Soprote lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	69	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	69	69	1	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	69	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	69	14	0.202898551	
C.21.3.4(b)	Limitación para v_c	69	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	19	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	19	0	0	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	19	19	1	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	19	0	0	
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	19	0	0	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	19	0	0	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	19	0	0	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	19	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	19	19	1	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	19	0	0	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	19	19	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	19	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	19	0	0	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	19	19	1	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	19	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	19	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	19	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	19	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	19	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	19	9	0.473684211	
C.21.4.5(b)	Limitación para v_c	19	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	102	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	102	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	102	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	102	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	102	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	102	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	102	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	102	11	0.107843137	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSIÓN				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	102	34	0.333333333	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	102	34	0.333333333	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	102	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	102	0	0	

ANEXO F. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO SEIS

SEIS

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	95	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	95	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	95	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	95	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	95	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	95	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	95	16	0.168421053	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	95	0	0	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	95	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo	95	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo	95	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	95	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(c)	Soporte lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	95	0	0	
C.21.3.4(b)	Limitación para v_c	95	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	25	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	25	4	0.16	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	25	4	0.16	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada				
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	25	5	0.2	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	25	5	0.2	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	25	4	0.16	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	25	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	25	11	0.44	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	25	0	0	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	25	25	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	25	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	25	0	0	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	25	0	0	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	25	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	25	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	25	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	25	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	25	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	25	0	0	
C.21.4.5(b)	Limitación para v_c	25	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	159	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	159	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	159	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	159	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	159	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	159	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	159	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	159	21	0.132075472	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSION				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	159	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	159	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	159	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	159	0	0	

ANEXO G. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO SIETE

SIETE

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	42	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	42	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	42	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	42	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	42	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	42	10	0.238095238	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	42	36	0.857142857	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	42	15	0.357142857	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	42	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo	42	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo	42	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	42	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	42	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	42	0	0	
C.21.3.3(c)	Soprote lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	42	42	1	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	42	0	0	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	42	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir Ve	42	5	0.119047619	
C.21.3.4(b)	Limitación para vc	42	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	11	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	11	0	0	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	11	0	0	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	11	2	0.181818182	
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	11	2	0.181818182	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	11	2	0.181818182	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	11	11	1	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	11	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	11	11	1	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	11	0	0	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	11	11	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	11	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	11	11	1	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	11	11	1	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	11	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	11	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	11	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	11	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	11	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir Ve	11	4	0.363636364	
C.21.4.5(b)	Limitación para vc	11	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	55	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	55	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	55	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	55	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	55	0	0	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	55	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	55	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	55	5	0.090909091	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSION				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	55	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	55	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	55	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	55	0	0	

ANEXO H. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO OCHO

OCHO

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	39	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	39	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	39	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	39	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	39	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	39	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	39	10	0.256410256	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	39	24	0.615384615	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	39	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslazo	39	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslazo	39	39	1	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	39	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	39	39	1	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	39	39	1	
C.21.3.3(c)	Soprote lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	39	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	39	39	1	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	39	39	1	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	39	11	0.282051282	
C.21.3.4(b)	Limitación para v_c	39	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	9	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	9	9	1	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	9	6	0.666666667	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada				
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	9	7	0.777777778	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	9	7	0.777777778	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	9	0	0	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	9	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	9	9	1	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	9	9	1	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	9	9	1	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	9	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	9	0	0	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	9	9	1	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	9	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	9	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	9	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	9	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	9	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	9	7	0.777777778	
C.21.4.5(b)	Limitación para v_c	9	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	45	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	45	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	45	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	45	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	45	30	0.666666667	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	45	15	0.333333333	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	45	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	45	29	0.644444444	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSIÓN				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	45	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	45	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	45	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	45	0	0	

ANEXO I. RESULTADOS DE ESTUDIO DEL EDIFICIO NUEVE

NUEVE

INDICADOR	CONCEPTO	m	A	X	
DES		Datos totales	Exitos		A/m
C.21.2	REQUISITOS GENERALES				
C.21.2.4	CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.5	ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA	1	0	0	
C.21.2.6	EMPALMES MECÁNICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO	1	0	0	
C.21.3	MIEMBROS A FLEXIÓN EN PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.3.1	ALCANCE				
C.21.3.1(a)	Límite superior de fuerza axial mayorada	95	0	0	
C.21.3.1(b)	Límite inferior de luz libre	95	0	0	
C.21.3.1(c)	Relación ancho del alma-altura efectiva	95	0	0	
C.21.3.1(d)	Límite inferior del ancho del alma	95	0	0	
C.21.3.1(e)	Límite superior del ancho del alma	95	0	0	
C.21.3.1(f)	Límite superior de excentricidad respecto al apoyo	95	0	0	
C.21.3.2	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.3.2(a)	Límite superior e inferior del refuerzo longitudinal	95	0	0	
C.21.3.2(b)	Límite inferior de resistencia a momento	95	0	0	
C.21.3.2(c)	Límite inferior de refuerzo longitudinal en núcleos de columna	95	0	0	
C.21.3.2(d)	Limitaciones en ubicación de empalmes por traslapo	95	0	0	
C.21.3.2(e)	Refuerzo transversal mínimo en zonas de empalme por traslapo	95	0	0	
C.21.3.2(f)	Requisitos para empalmes mecánicos o soldados	95	0	0	
C.21.3.3	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.3.3(a)	Zonas que requieren estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(b)	Espaciamiento máximo para estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(c)	Soprote lateral del refuerzo longitudinal en zonas que requieren estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(d)	Separación de estribos en zonas de no confinamiento	95	0	0	
C.21.3.3(e)	Refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes en zonas que requieren estribos de confinamiento	95	0	0	
C.21.3.4	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.3.4(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	95	17	0.178947368	
C.21.3.4(b)	Limitación para v_c	95	0	0	
C.21.4	MIEMBROS EN PÓRTICOS ESPECIALES SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL				
C.21.4.1	ALCANCE				
C.21.4.1(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	26	0	0	
C.21.4.1(b)	Límite inferior de la menor dimensión de la sección transversal	26	1	0.038461538	
C.21.4.1(c)	Relación entre dimensiones de la sección transversal	26	1	0.038461538	
C.21.4.2	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS				
C.21.4.2(a)	Límite inferior de fuerza axial mayorada	26	7	0.269230769	
C.21.4.2(b)	Relación Mc-Mg	26	7	0.269230769	
C.21.4.2(c)	Refuerzo transversal en toda la longitud	26	7	0.269230769	
C.21.4.3	REFUERZO LONGITUDINAL				
C.21.4.3(a)	Límite superior e inferior para el refuerzo longitudinal	26	0	0	
C.21.4.3(b)	Ubicación y configuración de empalmes	26	0	0	
C.21.4.4	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.4.4(a)	Refuerzo transversal mínimo	26	25	0.961538462	
C.21.4.4(b)	Límites para el espaciamiento del refuerzo transversal	26	25	0.961538462	
C.21.4.4(c)	Requisito alternativo para refuerzo transversal	26	25	0.961538462	
C.21.4.4(d)	Límite para la ubicación del primer estribo	26	0	0	
C.21.4.4(e)	Zonas en que debe colocarse el refuerzo transversal	26	25	0.961538462	
C.21.4.4(f)	Refuerzo transversal en otras zonas	26	0	0	
C.21.4.4(g)	Requisitos para columnas que soporten elementos rígidos discontinuos	26	0	0	
C.21.4.4(h)	Requisitos que obligan usar refuerzo de confinamiento en toda la columna	26	0	0	
C.21.4.4(i)	Requisitos para zonas alejadas del núcleo confinado	26	0	0	
C.21.4.4(j)	Requisitos relacionados con el cortante debido a la plastificación en vigas	26	0	0	
C.21.4.4(k)	Requisitos cuando hay pernos de anclaje en la parte superior de la columna	26	0	0	
C.21.4.5	REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES				
C.21.4.5(a)	Refuerzo requerido para resistir V_e	26	0	0	
C.21.4.5(b)	Limitación para v_c	26	0	0	
C.21.5	NUDOS DE PÓRTICOS ESPECIALES				
C.21.5.1	REQUISITOS GENERALES				
C.21.5.1(a)	Fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo	151	0	0	
C.21.5.1(b)	Resistencia del nudo	151	0	0	
C.21.5.1(c)	Anclaje del refuerzo de las vigas que terminan dentro de un nudo	151	0	0	
C.21.5.1(d)	Dimensión de la columna en la dirección del refuerzo de una viga que pasa por el nudo	151	0	0	
C.21.5.2	REFUERZO TRANSVERSAL				
C.21.5.2(a)	Refuerzo de confinamiento	151	133	0.880794702	
C.21.5.2(b)	Refuerzo de confinamiento alterno	151	0	0	
C.21.5.2(c)	Confinamiento de barras no confinadas por vigas	151	0	0	
C.21.5.3	RESISTENCIA A CORTANTE				
C.21.5.3(a)	Máxima resistencia nominal al cortante de nudos	151	34	0.225165563	
C.21.5.4	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TENSIÓN				
C.21.5.4(a)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras con gancho	151	0	0	
C.21.5.4(b)	Límite inferior para longitud de desarrollo de barras rectas	151	0	0	
C.21.5.4(c)	Requisitos para barras rectas que terminan dentro del nudo	151	0	0	
C.21.5.4(d)	Longitud de desarrollo para barras con recubrimiento epóxico	151	0	0	