

**APLICACIÓN DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL A PARTIR
DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN
LA VIVIENDA COLOMBIANA**

ALEJANDRO GONZÁLEZ HURTADO

**Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniería Civil**

Carlos Andrés Blandón Uribe



**UNIVERSIDAD EIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2019**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	20
1. PRELIMINARES	21
1.1 Planteamiento del problema	21
1.2 Objetivos del proyecto	23
1.2.1 Objetivo General	23
1.2.2 Objetivos Específicos.....	23
2. ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR.....	24
2.1 Antecedentes	24
2.2 CONCEPTOS DE SISTEMAS PREFABRICADOS	28
2.2.1 Fabricación de elementos en concreto prefabricado	28
2.2.2 Conexiones	29
2.2.3 Sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto.....	45
2.2.4 Comportamiento de sistemas prefabricados en sismos anteriores	47
2.2.5 Procesos constructivos	52
2.2.6 Maquinaria.....	56

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.2.7	Recomendaciones adicionales.....	58
2.2.8	Marco legal.....	58
3.	METODOLOGÍA.....	61
3.1	Seleccionar un sistema estructural a partir de elementos prefabricados en concreto.....	62
3.1.1	Recopilar información técnica sobre sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto.....	62
3.1.2	Contrastar requisitos de los sistemas hallados con condiciones locales.....	62
3.1.3	Seleccionar el sistema estructural a trabajar.....	62
3.2	Determinar la viabilidad técnica de la implementación del sistema estructural elegido en edificaciones destinadas para vivienda en Colombia.....	63
3.2.1	Definir diferentes zonas de características similares en Colombia para el estudio de viabilidad en ellas.....	63
3.2.2	Modelar el sistema estructural bajo las condiciones de las diferentes zonas.....	63
3.2.3	Analizar los resultados obtenidos del modelo.....	63
3.3	Determinar la viabilidad económica de la implementación del sistema estructural elegido en edificaciones destinadas para vivienda en Colombia.....	64
3.3.1	Estimar costos para la implementación del sistema seleccionado en las diferentes zonas definidas.....	64
3.3.2	Recopilar y construir costos de diferentes edificaciones con condiciones comparables en zonas similares a las definidas.....	64

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3.3	Comparar los costos estimados con los recopilados para edificaciones comparables	64
4.	PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	65
4.1	Selección del sistema estructural a partir de elementos prefabricados en concreto	65
4.2	Determinar la viabilidad técnica de la implementación del sistema estructural elegido en edificaciones destinadas para vivienda en altura en Colombia	68
4.2.1	Espectros de Aceleración	68
4.2.2	Modelación.....	71
4.2.3	Diseño	80
4.2.4	Elementos no diseñados: losas, muros y cimentaciones	115
4.2.5	Tolerancias para elementos estructurales en concreto prefabricado.....	115
4.2.6	Viabilidad de la implementación en Colombia.....	117
4.3	Determinar la viabilidad económica de la implementación del sistema estructural elegido en edificaciones destinadas para vivienda en altura en Colombia	117
4.3.1	Cantidades	117
4.3.2	Grúa.....	118
4.3.3	Tiempo	119
4.3.4	Costos	120

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	126
REFERENCIAS.....	131
6. ANEXOS	135

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 4-1. Características iniciales de la edificación de altura media.	65
Tabla 4-2. Características iniciales de la edificación de gran altura.....	67
Tabla 4-3. Valores de referencia para hallar F_a	69
Tabla 4-4. Valores de referencia para hallar F_v	69
Tabla 4-5. Coeficientes a utilizar para el espectro de aceleraciones, zona de amenaza sísmica alta.	70
Tabla 4-6. Coeficientes a utilizar para el espectro de aceleraciones, zona de amenaza sísmica intermedia.	70
Tabla 4-7. Tabla C.9.5 para el pre-dimensionamiento de vigas, NSR-10 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010b).....	72
Tabla 4-8. Dimensiones de los elementos estructurales para la edificación de altura media.	73
Tabla 4-9. Dimensiones de los elementos estructurales para la edificación de altura grande.	73
Tabla 4-10. Derivas relativas máximas para ambas edificaciones en el escenario más crítico.....	76
Tabla 4-11. Método de análisis a implementar.	76

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 4-12. Fuerza horizontal equivalente en ambas direcciones para la edificación de altura media.....	77
Tabla 4-13. Distribución de fuerza horizontal equivalente en ambas direcciones para la edificación de altura media.	77
Tabla 4-14. Fuerza horizontal equivalente en dirección X para la edificación de gran altura.	77
Tabla 4-15. Distribución de fuerza horizontal equivalente en dirección X para la edificación de gran altura.	78
Tabla 4-16. Fuerza horizontal equivalente en ambas direcciones para la edificación de gran altura.....	78
Tabla 4-17. Distribución de fuerza horizontal equivalente en dirección Y para la edificación de gran altura.	79
Tabla 4-18. Valores utilizados para el cálculo del coeficiente de disipación de energía. ..	80
Tabla 4-19. Diseño a flexión para secciones de vigas, edificación de altura media.	81
Tabla 4-20. Diseño a flexión para secciones de vigas, edificación de gran altura.....	82
Tabla 4-21. Diseño inicial a cortante para vigas, edificación de altura media.....	83
Tabla 4-22. Diseño inicial a cortante para vigas, edificación de gran altura.	83
Tabla 4-23. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de altura media.....	84
Tabla 4-24. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de altura media (continuación).....	85

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 4-25. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de gran altura.	86
Tabla 4-26. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de gran altura (continuada).	87
Tabla 4-27. Torsión límite y máxima en el modelo, edificación de altura media.	87
Tabla 4-28. Refuerzo adicional para elementos con torsión no despreciable, edificación de gran altura.	88
Tabla 4-29. Elementos con corrección por torsión, edificación de gran altura.	88
Tabla 4-30. Refuerzo longitudinal de columnas, edificación de altura media.	90
Tabla 4-31. Refuerzo longitudinal de columnas, edificación de gran altura.	91
Tabla 4-32. Demanda máxima por cortante en las columnas de la edificación de altura media.	91
Tabla 4-33. Demanda máxima por cortante en las columnas de la edificación de gran altura.	91
Tabla 4-34. Diseño inicial para resistencia a cortante de las columnas, edificación de altura media.	92
Tabla 4-35. Diseño inicial para resistencia a cortante de las columnas, edificación de gran altura.	92
Tabla 4-36. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de altura media.	93

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 4-37. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de altura media (continuación).....	94
Tabla 4-38. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de altura media (continuación).....	94
Tabla 4-39. Requisitos adicionales para el detallado DES por incumplimiento de C.21.6.2.2, edificación de media altura.....	94
Tabla 4-40. Modificaciones requeridas para la columna 1 en el piso 3, edificación de altura media. En la parte superior de la tabla se indican los numerales que se cumplen simultáneamente.....	95
Tabla 4-41. Modificaciones requeridas para la columna 1 en los pisos 4 y 5, edificación de altura media. En la parte superior de la tabla se indican los numerales que se cumplen simultáneamente.....	95
Tabla 4-42. Requisitos C.16.5 para cumplimiento de C.21.13.5 para columna 1 de los pisos 3, 4 y 5, edificación de altura media.....	95
Tabla 4-43. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de gran altura.....	96
Tabla 4-44. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de gran altura (continuación).....	97
Tabla 4-45. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de gran altura (continuación).....	97
Tabla 4-46. Detallado de nudos DES, edificación de altura media.....	98
Tabla 4-47. Detallado de nudos DES, edificación de gran altura.....	99

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 4-48. Diseño de ménsula para edificación de altura media.....	100
Tabla 4-49. Diseño de conexión viga-viga, edificación de altura media.....	105
Tabla 4-50. Detalles de las conexiones viga-viga en la edificación de gran altura.	106
Tabla 4-51. Longitudes de desarrollo para utilizar en el despiece.	107
Tabla 4-52. Detalle de conexiones columna-columna, edificación de altura media.	111
Tabla 4-53. Detalle de conexiones columna-columna, edificación de gran altura.	112
Tabla 4-54. Tolerancias del producto relacionadas a las conexiones (Sturm et al., 1988).	116
Tabla 4-55. Tolerancias del producto relacionadas a las conexiones (Sturm et al., 1988).	116
Tabla 4-56. Cantidades de material, métodos tradicionales, edificación de gran altura..	118
Tabla 4-57. Cantidades de material, método prefabricado, edificación de gran altura....	118
Tabla 4-58. Peso de elementos más críticos, edificación de altura media.....	119
Tabla 4-59. Peso de elementos más críticos, edificación de gran altura.	119
Tabla 4-60. Precios unitarios incluyendo mano de obra.....	120
Tabla 4-61. Resumen de costos, edificación de altura media.	121
Tabla 4-62. Resumen de costos, edificación de gran altura.....	121
Tabla 4-63. Peso de costo de estructura en el presupuesto global de diferentes proyectos reales.....	122

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 4-64. Comparación de costos entre métodos, edificación de altura media.	123
Tabla 4-65. Comparación de costos entre métodos, edificación de gran altura.	124

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE FIGURAS

pág.

Figura 2-1. Comparación de costos entre viviendas modulares y métodos convencionales de construcción (Reymann Technik, 2018).....	25
Figura 2-2. Hilton Inn, London Heathrow (O’Rielly Concrete, 2018).	25
Figura 2-3. Concejo Municipal de Cimahi (Indonesia). Izquierda: Edificio terminado. Derecha: Instalación de elementos prefabricados (Wijanto & Andriono, 2008).....	26
Figura 2-4. Planta de Astra-Honda en Indonesia (Wijanto & Andriono, 2008).....	27
Figura 2-5. Edificación residencial construida con prefabricados en Indonesia (Wijanto & Andriono, 2008).....	27
Figura 2-6. Izquierda: traslapo de las barras de ambos elementos en una longitud de desarrollo, poco espacio. Derecha: Traslapo con barra adicional a lo largo de dos longitudes de desarrollo, una para cada elemento, más espacio (fib, 2003).....	30
Figura 2-7. Empalme por ganchos enfrentados (Blandón & Rave, 2016).....	31
Figura 2-8. Empalme por soldadura (fib, 2003).	31
Figura 2-9. Empalmes con acopladores mecánicos (fib, 2003).....	32
Figura 2-10. Empalmes mecánicos (fib, 2003).....	33
Figura 2-11. Empalmes por traslapo en columnas (fib, 2003).....	34

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 2-12. Esquema de la viga y losa prefabricada y el concreto vaciado <i>in-situ</i> (fib, 2003).	35
Figura 2-13. Posibilidades de detallado de refuerzo para la conexión de vigas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).	35
Figura 2-14. Conexión de vigas y columnas mediante vigas prefabricadas a través del nudo (Kurama et al., 2018).	36
Figura 2-15. Vigas prefabricadas postensadas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).	36
Figura 2-16. Vigas prefabricadas postensadas y apoyadas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).	37
Figura 2-17. Unión híbrida de vigas prefabricadas postensadas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).	38
Figura 2-18. Vigas prefabricadas mecedoras (Blandón & Rave, 2016).	38
Figura 2-19. Empalmes con barras verticales (fib, 2003).	39
Figura 2-20. Empalmes con estribos de caída libre (fib, 2003).	40
Figura 2-21. Empalmes con aros traslapados (fib, 2003).	41
Figura 2-22. Conexión viga de fundación-muro (fib, 2003).	42
Figura 2-23. Muro continuo (fib, 2003).	43
Figura 2-24. Muro dividido con unión horizontal (fib, 2003).	43
Figura 2-25. Muro continuo con repisa de acero (fib, 2003).	44
Figura 2-26. Muro continuo con ménsula reforzada (fib, 2003).	44

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 2-27. Muro dividido con unión horizontal (fib, 2003).....	45
Figura 2-28. Sistemas de muros estructurales interiores y exteriores (PCI, s. f.).....	46
Figura 2-29. Sistemas de pórticos resistentes a momentos (PCI, s. f.).	46
Figura 2-30. Muro en doble T (TPUB, s. f.).....	47
Figura 2-31. Bodegas arriostradas con muros en doble T (Ghosh & Cleland, 2010).	48
Figura 2-32. Falla en columnas por detallado sísmico inadecuado (Ghosh & Cleland, 2010).	49
Figura 2-33. Configuraciones posibles para la grúa-torre Potain MC 85B (Manitowok Crane Group, 2003).	57
Figura 2-34. Curvas de carga para configuraciones posibles de grúa-torre Potain MC 85B (Manitowok Crane Group, 2003).	57
Figura 4-1. Esquema de planta típica, edificación de altura media; muros en magenta. ..	66
Figura 4-2. Esquema de planta típica, edificación de gran altura; muros en magenta.	67
Figura 4-3. Espectros de aceleración para todos los perfiles y zonas de amenaza.	71
Figura 4-4. Modelo de edificación de altura media en SAP2000.....	74
Figura 4-5. Modelo de edificación de gran altura en SAP2000.	74
Figura 4-6. Nomenclatura de columnas para ambos modelos.	75
Figura 4-7. Nomenclatura de vigas para ambos modelos.	75
Figura 4-8. Diagrama de interacción para columnas, edificación de altura media.	89

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 4-9. Diagrama de interacción para columnas, edificación de gran altura.	90
Figura 4-10. Detalle de ménsulas, edificación de altura media.	101
Figura 4-11. Empalmes por ganchos encontrados en vigas. (fib, 2003).	102
Figura 4-12. Detalle de conexión en el nudo (fib, 2003).	103
Figura 4-13. Conexión por traslapos en vigas (fib, 2003).	103
Figura 4-14. Diagrama de elementos y conexiones en planta para ambas edificaciones.	107
Figura 4-15. Despiece y detalle de conexiones para las vigas, edificación de altura media. Nota: en magenta se presenta el concreto vaciado <i>in-situ</i>	108
Figura 4-16. Despiece y detalle de conexiones para las vigas, edificación de gran altura. Nota: en magenta se presenta el concreto vaciado <i>in-situ</i>	109
Figura 4-17. Empalmes por traslapo en columnas (fib, 2003).	110
Figura 4-18. Despiece y detalle de conexiones para columnas, edificación de altura mediana.	113
Figura 4-19. Detalle de conexiones y despiece para columnas, edificación de gran altura.	114

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo 1. Cálculos realizados	135
Anexo 2. Modelo de edificación de altura media	135
Anexo 3. Modelo de edificación de gran altura	135
Anexo 4. Derivas totales, edificación de altura media	135
Anexo 5. Derivas totales, edificación de gran altura	135
Anexo 6. Modelo de vigas en AutoCAD, edificación de altura media	135
Anexo 7. Modelo de vigas en AutoCAD, edificación de gran altura	135
Anexo 8. Modelo de vigas en pdf, edificación de altura media.....	135
Anexo 9. Modelo de vigas en pdf, edificación de gran altura	135
Anexo 10. Modelo de columnas en AutoCAD, edificación de altura media	136
Anexo 11. Modelo de columnas en AutoCAD, edificación de gran altura	136
Anexo 12. Modelo de columnas en pdf, edificación de altura media	136
Anexo 13. Modelo de columnas en pdf, edificación de gran altura	136
Anexo 14. Modelo de ménsula en AutoCAD, edificación de altura media	136

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Anexo 15. Modelo de ménsula en pdf, edificación de altura media 136

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

RESUMEN

En Colombia, los métodos constructivos implementados para el desarrollo de proyectos de vivienda generan costos cada vez mayores y requieren de largos lapsos de tiempo y alto nivel de intervención humana hasta su culminación y entrega, afectando a clientes y constructores. Considerando que el sector de la construcción está catalogado como uno de los 5 sectores que impulsan la economía colombiana, es claro que al país le vendría bien una optimización en recursos y tiempo y una modernización para el mismo. A través del mundo han sido implementados diferentes sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto que han logrado la reducción de costos, tiempos de desarrollo y mano de obra requerida, manteniendo la seguridad estructural. El desarrollo de este trabajo permitiría, mediante la búsqueda sistemática del sistema estructural a partir de elementos prefabricados más apropiado para las condiciones económicas y sísmicas del país, evaluar la viabilidad técnica y económica de la implementación de métodos constructivos de sistemas prefabricados en concreto en el país y el impacto que ésta representaría, en términos principalmente económicos, respecto a los métodos utilizados actualmente.

Palabras clave: concreto prefabricado, conexiones de elementos prefabricados, construcción prefabricada, velocidad de construcción, procesos constructivos, reducción de costos en construcción

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ABSTRACT

Construction methods used for residential buildings in Colombia are proving to increment cost and require longer periods of completion, whilst also implying a high requirement of human labor and intervention throughout their process, affecting clients and developers. Knowing that construction is considered to be one of the five sectors to be pushing Colombian economy to rise, it becomes clear that an optimization in terms of both resources and time while simultaneously modernizing the sector would do the country good. Around the world, multiple structural systems based on precast concrete have been successfully implemented that have proved to reduce cost, time and workforce, without compromising structural stability and security. Through a thorough research of a structural system made from precast concrete elements, this article intends to find the most fit precast system for economic and seismic limitations for Colombia, evaluate the technical and economical viability of its implementation and the impact it would represent, mainly in economical terms, compared to methods used currently in the country.

Keywords: precast concrete, precast concrete connections, precast construction, construction speed, construction processes, construction cost reduction

INTRODUCCIÓN

En Colombia, los métodos constructivos implementados para el desarrollo de proyectos de vivienda generan costos cada vez mayores y requieren de largos lapsos de tiempo y alto nivel de intervención humana hasta su culminación y entrega, lo cual, a su vez, se traduce en extensos períodos de retorno de la inversión, afectando a constructores y consumidores. A lo largo del presente trabajo se evalúa la viabilidad de la implementación de un sistema estructural con elementos en concreto prefabricado para edificaciones destinadas a vivienda en altura en Colombia con el fin de concluir si, en caso de ser viable, la implementación de dicho sistema resulta más económica y presenta lapsos de tiempo e intervención humana en obra menores. Para cumplir lo mencionado, el trabajo se divide en diferentes secciones; inicialmente, se realiza una descripción profunda del problema, con el fin de encontrar cuales son los mayores factores que afectan la construcción, sus costos y tiempos. Más adelante, se realiza una búsqueda y descripción exhaustiva de conexiones para elementos prefabricados, sistemas, procesos constructivos y desempeño sísmico de los mismos, con el fin de seleccionar un sistema para utilizar en el desarrollo del trabajo. Finalmente, partiendo del sistema seleccionado, se procede a su diseño completo a la luz de los requisitos normativos locales y con éste se realiza una evaluación sobre la viabilidad económica de su implementación.

1. PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En Colombia, los métodos constructivos implementados para el desarrollo de proyectos de vivienda generan costos cada vez mayores (DANE, 2018) y requieren de largos lapsos de tiempo y alto nivel de intervención humana hasta su culminación y entrega, lo cual, a su vez, se traduce en extensos períodos de retorno de la inversión (J.C. González, comunicación personal, 30 de julio, 2018), afectando a constructores y consumidores.

Actualmente, el método constructivo más implementado para edificaciones destinadas a vivienda es el de mampostería confinada, con un 62% sobre el total de viviendas construidas, seguido por el de vaciado en concreto por formaleta, bien sea en sistemas aportricados o de muros, con un 19% y el de mampostería estructural con un 15%. El resto de las viviendas (4%) son desarrolladas en sistemas varios, entre los que se encuentran sistemas en madera, guadua, entre otros (DANE & Camacol, 2013). Todos los métodos constructivos mencionados implican alta intervención humana a lo largo de un desarrollo lineal de procesos que requieren que el elemento anterior sea terminado para que pueda comenzarse el siguiente, lo cual incrementa la duración del proyecto y la probabilidad de retrasos y errores humanos que se pueden traducir en sobrecostos derivados de elementos defectuosos (BBC Mundo, 2016), incumplimiento de fechas de entregas y pérdida de material (Jaramillo & Contreras, 2014).

Considerando lo anterior, queda claro que es necesario un sistema de construcción que permita mayor velocidad y economía, reduciendo riesgos e intervención humana. En el mundo se han utilizado sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto, sin embargo, las investigaciones sobre el tema en Colombia son pocas y sus implementaciones aún más escasas (Blandón & Rave, 2016). Lo anterior lleva a preguntarse, ¿será posible la implementación de un sistema estructural construido a partir de prefabricados de concreto en la industria de la construcción de vivienda en el entorno colombiano?

Actualmente, la construcción a partir de prefabricados en diferentes lugares del mundo ha permitido recortar el tiempo y la mano de obra necesarios para la finalización de proyectos de construcción. Los recortes en períodos de desarrollo de proyectos de construcción se traducen generalmente en menores costos administrativos y de mano de obra directa, mientras que la reducción en intervención humana puede traducirse en la reducción de pérdidas de material, prevención de errores que lleven a elementos defectuosos y, en general, mayor eficiencia en el trabajo.

Para que una estructura sirva su propósito, hay tres factores que debe cumplir: funcionalidad, seguridad y economía. Considerando la situación actual de la construcción en Colombia, a lo largo del proceso de una construcción desde su concepción hasta su culminación pueden cometerse errores que resulten en la afectación de la funcionalidad de la estructura y que inclusive atenten contra la seguridad de ésta y sus usuarios, y los mismos sumados a los largos tiempos de desarrollo se traducen en mayores costos, afectando la economía de la estructura.

Alrededor del mundo, se han implementado métodos de construcción mediante elementos prefabricados de concreto debido a la gran cantidad de ventajas que pueden traer, entre las cuales se encuentran:

- Mayor velocidad de desarrollo de la construcción
- Menor necesidad de transporte de materiales hacia y dentro de la obra
- Menores tiempos de ocupación de la obra
- Mejor calidad, durabilidad y precisión en dimensiones de los elementos estructurales
- Reducción de mano de obra
- Eliminación de la necesidad de obra falsa
- Reducción en los desechos y otros elementos que se traducen en impactos ambientales negativos

Las ventajas mencionadas terminan por traducirse, principalmente, en la reducción general de costos que puede traducirse en productos más económicos para los clientes (Blandón

& Rave, 2016). No obstante, estos métodos se han cuestionado numerosas veces por el desconocimiento de la calificación de la mano de obra requerida para su instalación en el sitio de la construcción, la tecnología requerida para la producción, el izado de los elementos estructurales a grandes alturas y, quizás el factor más determinante en el entorno colombiano, el comportamiento de las conexiones entre dichos elementos ante la eventual actividad sísmica. Lo anterior, sumado a la mentalidad cerrada al cambio de los empresarios colombianos (Galvis, 2016), ha causado que en Colombia no sea de gran implementación el uso de prefabricados para la construcción de sistemas estructurales.

En la actualidad existen países que presentan condiciones similares a la de Colombia, en términos de amenaza sísmica (Global Seismic Hazard Program, 2011) y nivel de desarrollo (United Nations Development Programme, 2017a, 2017b), en los que se ha demostrado que la industria de la prefabricación es exitosa (Wijanto & Andriono, 2008). Surge, entonces, la pregunta: ¿por qué en Colombia no se ha implementado lo que en otros países con condiciones económicas y sísmicas comparables sí?

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la posibilidad de la implementación de un sistema estructural a partir de elementos prefabricados de concreto en la construcción de vivienda en altura en el entorno colombiano.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Seleccionar un sistema estructural a partir de elementos prefabricados en concreto.
- Determinar la viabilidad técnica de la implementación del sistema estructural elegido en edificaciones destinadas para vivienda en altura en Colombia.
- Determinar la viabilidad económica de la implementación del sistema estructural elegido en edificaciones destinadas para vivienda en altura en Colombia.

2. ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR

2.1 ANTECEDENTES

Hoy en día existen compañías alrededor del mundo que se dedican a la investigación y producción de elementos prefabricados en concreto para la aceleración en tiempos de construcción y la reducción de costos. La compañía Reymann Technik, localizada en Hockenheim, Alemania, se dedica a la construcción de viviendas modulares a partir de elementos de concreto prefabricado, con las dimensiones que el cliente desee, y tiene una promesa de 80 horas entre el inicio de la producción de la vivienda y su finalización. Para la construcción, cuentan con una bodega de producción en la que bombean concreto autocompactante dentro de formaletas con las dimensiones de la casa que se desea hacer y se transportan los módulos finales a la localización donde será construida la casa, en la que previamente se han instalado las fundaciones, también prefabricadas, y donde se lleva a cabo el armado final de la vivienda. Dejando a un lado la gran velocidad de desarrollo, los beneficios se ven reflejados también en términos de costos; sus resultados indican que, inicialmente, se requiere de una mayor inversión para la construcción de una vivienda modular, no obstante, al incrementar la cantidad de casas construidas, los costos se reducen y estabilizan, mientras que la construcción convencional tiende al incremento constante de costos. Por construcción convencional, la compañía se refiere a la construcción en mampostería confinada, vaciado de concreto con formaletas y mampostería estructural (Reymann Technik, 2018). Dichos resultados son expuestos gráficamente en la Figura 2-1.

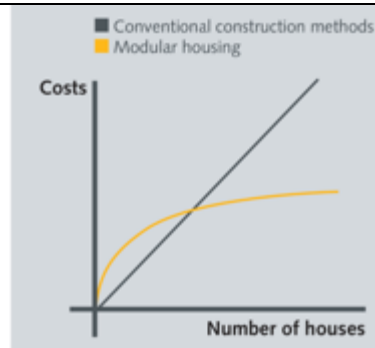


Figura 2-1. Comparación de costos entre viviendas modulares y métodos convencionales de construcción (Reymann Technik, 2018).

La compañía O'Reilly Concrete se encuentra en proceso de construcción del hotel Hilton Inn para la terminal 2 del aeropuerto London Heathrow a partir de muros prefabricados en concreto como sistema estructural, como puede observarse en la Figura 2-2.



Figura 2-2. Hilton Inn, London Heathrow (O'Rielly Concrete, 2018).

En Japón se han llevado a cabo diferentes estudios para la construcción sismo resistente de estructuras en concreto prefabricado, explorando diferentes posibilidades de muros prefabricados y conexiones para diferentes tipos de elementos. Entre las conexiones, se pueden destacar dos tipos principales; las conexiones emuladoras que se asimilan a uniones rígidas o monolíticas y las conexiones articuladas (Watanabe, 2015). En los últimos años, se han llevado a cabo numerosos estudios llegando a múltiples soluciones para las

conexiones, y dependiendo del elemento que se esté uniendo se hacen diferentes recomendaciones. Para las uniones viga-viga, se tiene en cuenta desarrollarlas a la mitad de la luz entre dos columnas consecutivas. Las uniones columna-columna suelen llevarse a cabo bien sea a la mitad de la altura entrepiso o justo antes del nudo de unión viga-columna. Por último, las conexiones viga-columna deben desarrollarse en el nudo donde se encuentran dichos elementos (Blandón & Rave, 2016).

En Indonesia, país clasificado 26 puestos por debajo de Colombia en el Nivel de Desarrollo Humano (HDI) de las Naciones Unidas, índice que considera factores como calidad de salud, expectativa de vida, producto interno bruto, nivel de educación promedio, desigualdad, pobreza, desempleo, igualdad de género, entre otros (United Nations Development Programme, 2017b, 2017a), y con un nivel de amenaza sísmica comparable a Colombia (Global Seismic Hazard Program, 2011), se vienen haciendo desarrollos a partir de concreto prefabricado desde principios del siglo. Se ha demostrado que diferentes tipos de conexiones utilizadas resisten las demandas sísmicas requeridas y que los tiempos y costos de construcción han reducido (entre un 5 y 10%) a partir de la implementación de diferentes sistemas estructurales en elementos prefabricados en edificaciones con variedad de usos, entre los cuales se encuentran oficial (Figura 2-3), penitenciario (cárceles), industrial (plantas de producción automotriz, Figura 2-4) y de vivienda (Figura 2-5), en las que se han logrado torres de hasta 20 pisos de altura utilizando sistemas prefabricados (Wijanto & Andriono, 2008).



Figura 2-3. Concejo Municipal de Cimahi (Indonesia). Izquierda: Edificio terminado. Derecha: Instalación de elementos prefabricados (Wijanto & Andriono, 2008).

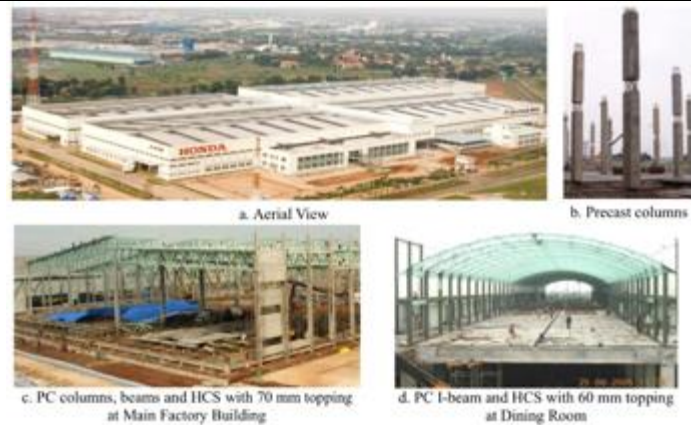


Figura 2-4. Planta de Astra-Honda en Indonesia (Wijanto & Andriono, 2008).



Figura 2-5. Edificación residencial construida con prefabricados en Indonesia (Wijanto & Andriono, 2008).

En Colombia, la constructora ConConcreto ha llevado a cabo diferentes proyectos de vivienda en elementos de hormigón prefabricado, con el limitante de la altura; todos han sido inferiores a 3 pisos por la complejidad del izado y la incertidumbre de las conexiones para los elementos en entornos sísmicos (Blandón & Rave, 2016). Derivado de lo anterior, en 2016, como parte de una investigación impulsada por ConConcreto y el Grupo SITE (Sostenibilidad, Infraestructura y Territorio) de la Universidad EIA, se llevaron a cabo estudios sobre dos tipos de conexiones específicos para elementos prefabricados en concreto, para uniones columna-columna y viga-columna, y en la que se exponen también los tipos de conexión más utilizados en la actualidad para elementos estructurales prefabricados para pórticos resistentes a momentos.

Adicionalmente, se han llevado a cabo estudios sobre los efectos de eventos sísmicos sobre estructuras en concreto prefabricado. Se clasifica su desempeño de acuerdo con los sistemas estructurales a continuación, principalmente bajo los efectos del sismo de Chile de febrero 27 de 2010:

2.2 CONCEPTOS DE SISTEMAS PREFABRICADOS

A lo largo del desarrollo del trabajo será necesario tener en cuenta diferentes aspectos técnicos y legales. En cuanto a aspectos técnicos será necesario conocer el procedimiento de fabricación de elementos prefabricados, con el fin de saber el procedimiento requerido para esto, conexiones entre diferentes elementos, en aras de no tener que explicarlas para cada sistema estructural y diferentes sistemas estructurales generales, permitiendo ilustrar y clasificar los definidos a lo largo del proyecto. Por otra parte, en cuanto al marco legal, lo más importante será conocer si la implementación de sistemas prefabricados es permitida en el país y cuáles requisitos legales deberán ser tenidos en cuenta al momento de dicha implementación.

2.2.1 Fabricación de elementos en concreto prefabricado

El proceso de fabricación para elementos en concreto prefabricado es similar para los diferentes elementos y es, por lo general, de la forma expuesta a continuación, de acuerdo con la guía propuesta por la Autoridad de Construcción y Edificación de Singapur (Building and Construction Authority, s. f.).

1. Ensamblaje del molde
2. Limpieza y preparación del molde
3. Ubicación de barras de refuerzo / elementos internos / cables de postensado
4. Inspección final previa al vaciado
5. Vaciado de concreto
6. Curado
7. Desmoldado
8. Inspección final / transporte a almacenamiento

Adicionalmente, se recomiendan mezclas autocompactantes para moldes cerrados, junto con un correcto vibrado y cuidado respecto a burbujas que puedan generarse.

2.2.2 Conexiones

Dentro de los tipos de conexiones para sistemas estructurales prefabricados, se distinguen dos tipos principales: emuladoras y articuladas. Considerando lo anterior, se explicará la diferencia entre ambos tipos y los principales casos específicos de conexión entre diferentes elementos estructurales prefabricados.

- **Conexiones emuladoras**

La construcción de sistemas estructurales con conexiones emuladoras busca imitar el comportamiento, en cuanto a fuerza lateral, rigidez y capacidad de disipación de energía, de una unión monolítica tradicional construida y vaciada *in-situ*. Las conexiones emuladoras, a su vez, se dividen en dos tipos: dúctiles y de ductilidad limitada, y su diferencia yace en el comportamiento al entrar en el rango inelástico de esfuerzos de flexión. Las conexiones dúctiles son diseñadas para generar rótulas plásticas en las uniones entre elementos, mientras que las de ductilidad limitada buscan generarlas en puntos seleccionados a lo largo de los miembros y por fuera de los nudos (Blandón & Rave, 2016; Kurama et al., 2018).

- **Conexiones articuladas**

La construcción de sistemas estructurales con conexiones articuladas hace un esfuerzo por tener un comportamiento acentuadamente diferente al de las estructuras convencionales. Este método consiste en concentrar las rotaciones inelásticas de la estructura en los extremos de los miembros mediante el balanceo controlado en la unión sin causar deformaciones plásticas significativas a los elementos. Debido a su naturaleza, son conexiones que por lo general generan desplazamientos ante cargas laterales y ¿requieren? de sistemas de disipación adicionales en la estructura (Kurama et al., 2018).

○ **Conexiones viga-viga**

Por lo general, la unión entre vigas prefabricadas se diseña como una conexión emuladora de ductilidad limitada y se ubica en el centro de la luz de la viga. Se distinguen cuatro métodos principales utilizados para este tipo de conexiones (Blandón & Rave, 2016).

- Empalmes por traslapo:

Consiste en la unión de dos elementos prefabricados tipo viga mediante el traslapo de barras longitudinales con una longitud de desarrollo dentro de un nudo de concreto vaciado en el lugar de la construcción. Se puede desarrollar de dos formas; si se cuenta con poco espacio, se pueden traslapar las barras de los dos elementos que se están uniendo a lo largo de una única longitud de desarrollo, mientras que si se cuenta con más espacio, se pueden traslapar con barras adicionales a lo largo de las longitudes de desarrollo de las barras de ambos elementos (Blandón & Rave, 2016). Los procedimientos se exponen en la Figura 2-6.

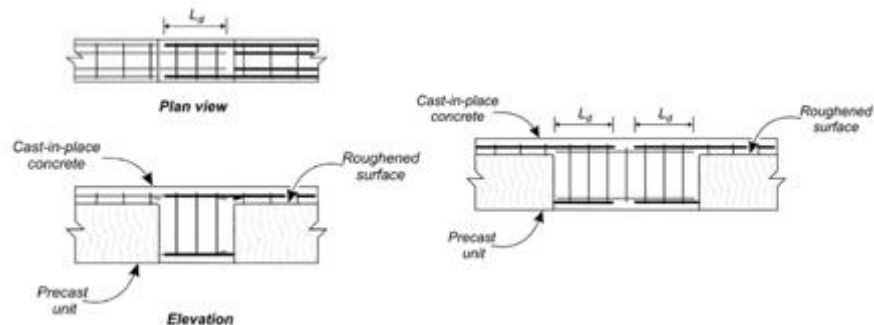


Figura 2-6. Izquierda: traslapo de las barras de ambos elementos en una longitud de desarrollo, poco espacio. Derecha: Traslado con barra adicional a lo largo de dos longitudes de desarrollo, una para cada elemento, más espacio (fib, 2003).

- Empalmes por ganchos enfrentados:

Consiste en la unión de dos elementos prefabricados tipo viga mediante ganchos formados por el doblado a 180° de los extremos de las barras longitudinales de refuerzo, de forma que el extremo original quede en dirección del elemento que se está ubicando. Adicionalmente, se ubica una barra con ambos extremos en forma de gancho paralela a las de los elementos prefabricados y se une a ellas mediante barras de igual diámetro

transversales. Para finalizar el proceso, se llena el nudo generado con concreto vaciado *in-situ* (Blandón & Rave, 2016). El proceso se expone gráficamente en la Figura 2-7.

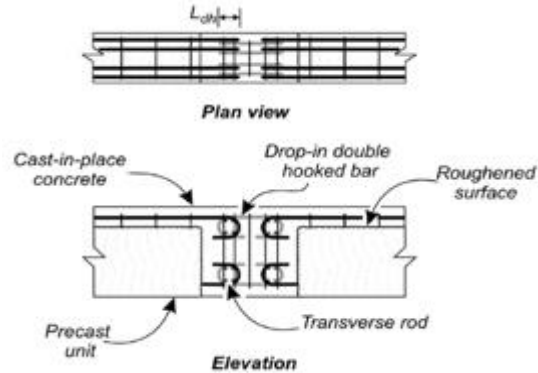


Figura 2-7. Empalme por ganchos enfrentados (Blandón & Rave, 2016).

- Empalmes con soldadura:
Consiste en la unión de dos elementos prefabricados tipo viga mediante la soldadura de sus barras de refuerzo longitudinal y su posterior cobertura con concreto vaciado en obra. Requiere de estrictas tolerancias de construcción y altos controles de calidad de la soldadura, es decir, mano de obra muy calificada (Blandón & Rave, 2016). Se expone gráficamente en la Figura 2-8.

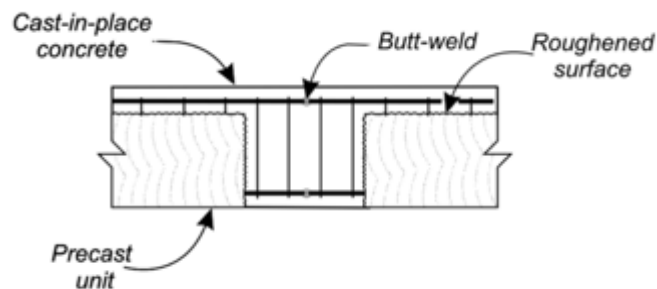


Figura 2-8. Empalme por soldadura (fib, 2003).

- Empalmes con acopladores mecánicos:
Consiste en la unión de dos elementos prefabricados tipo viga mediante la conexión de su refuerzo longitudinal con acopladores mecánicos, finalizado con concreto vaciado *in-*

situ (Blandón & Rave, 2016). Este método requiere de supervisión estricta en la construcción para su adecuado desempeño. Se expone gráficamente en la Figura 2-9. Es considerado como una conexión articulada.

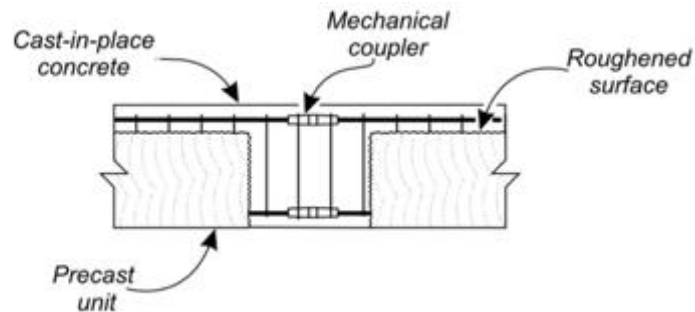


Figura 2-9. Empalmes con acopladores mecánicos (fib, 2003).

○ **Conexiones columna-columna**

En cuanto a las uniones columna-columna, se construyen como emuladoras. Su ductilidad depende de la ubicación de la unión; a la mitad de la altura entre dos pisos, suelen ser de ductilidad limitada, mientras que en los extremos pueden ser dúctiles o de ductilidad limitada. Cabe aclarar que, cuando se trata de conexión en los extremos, se lleva a cabo cerca del nudo viga-columna, pero no dentro del mismo (Blandón & Rave, 2016). Se destacan dos tipos de unión columna-columna, expuestos a continuación.

- **Empalmes mecánicos:**

Consiste en la unión de dos elementos prefabricados tipo columna en la que el refuerzo longitudinal de uno de los elementos sobresale mientras que el que se ubica a continuación está equipado mangas de acero en los extremos del refuerzo. El funcionamiento del sistema consiste en encajar el refuerzo que sobresale de un elemento dentro de las mangas de acero del que sigue, rellenarlas con lechada, y ubicar una base de mortero entre ambos elementos (fib, 2003). Este tipo de unión cuenta con una rigidez reducida, y se expone gráficamente en la Figura 2-10. Es considerado como una conexión articulada.

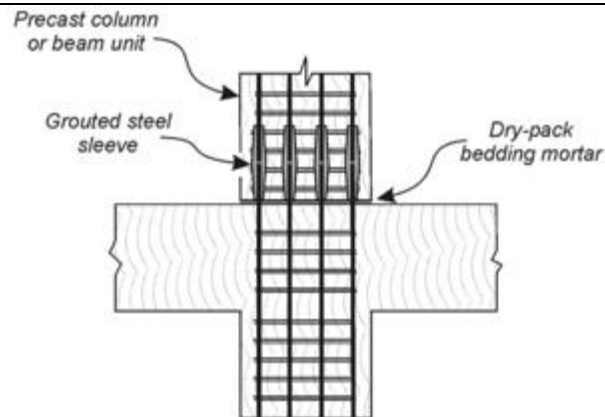


Figura 2-10. Empalmes mecánicos (fib, 2003).

- Empalmes por traslapo:
Consiste en la unión de dos elementos prefabricados tipo columna en la que las barras de refuerzo longitudinal sobresalen una longitud de desarrollo y paralelas a ellas, dentro de cada elemento, se ubican ductos de acero corrugado con una longitud de desarrollo, de forma que encajen las barras de ambos elementos dentro de los ductos de acero corrugado del otro, y se rellenan con lechada. Finalmente, se adiciona mortero entre ambos elementos para nivelar la conexión (fib, 2003). El método es expuesto gráficamente en la Figura 2-11.

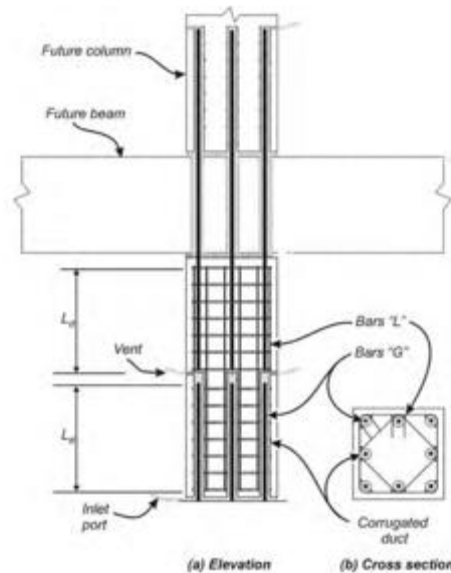


Figura 2-11. Empalmes por traslape en columnas (fib, 2003).

○ Conexiones viga-columna

En cuanto a nudos de unión entre vigas y columnas, existe una gran cantidad de opciones. A continuación, se exponen las seis principales.

- Vigas prefabricadas entre columnas:

Consiste en la unión entre vigas y columnas y vigas y losa. Para construirse, se debe realizar una viga en canal con su refuerzo inferior principal pero sin el refuerzo superior, y ubicarla sobre las columnas, bien sea con puntales o sobre la cara de ésta. Luego, se ubica la losa prefabricada sin su cara superior y se ubica el refuerzo superior de la viga, de la losa y del nudo. Finalmente, se hace un vaciado de concreto *in-situ*, completando la viga, la losa y el nudo viga-columna. En cuanto al refuerzo en la conexión, puede ser manejado de dos formas: la primera consiste en hacer ganchos de 90° con el refuerzo de la viga para encajarlos en el nudo, mientras que la segunda consiste en dejar huecos dentro de la viga prefabricada correspondientes al nudo pero con el refuerzo necesario, llenándolos al ubicarlas en la obra y dejando que la conexión sea en la mitad del vano con alguno de los métodos para conexiones viga-viga (Blandón & Rave, 2016). Se expone un esquema de la viga en canal, la losa prefabricada y la ubicación del concreto

vaciado *in-situ* en la Figura 2-12 y las posibilidades del refuerzo para la conexión en la Figura 2-13.

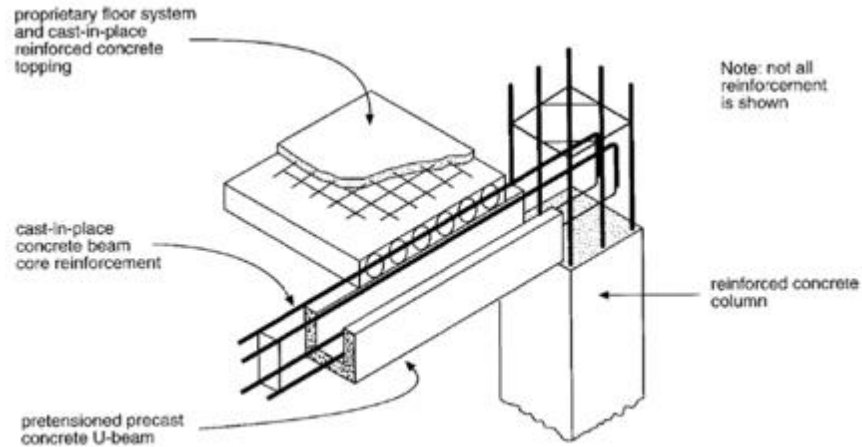


Figura 2-12. Esquema de la viga y losa prefabricada y el concreto vaciado *in-situ* (fib, 2003).

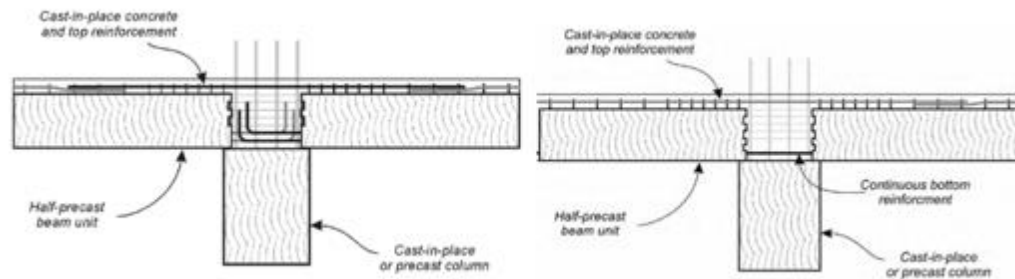


Figura 2-13. Posibilidades de detallado de refuerzo para la conexión de vigas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).

- Vigas prefabricadas a través del nudo:
Consiste en la prefabricación de vigas con conexión a mitad de luz y ductos de acero corrugado verticales ubicados en el nudo de forma que encajen sobre las columnas. Se finaliza con el vaciado de lechada dentro de los ductos (Blandón & Rave, 2016). La Figura 2-14 ilustra la conexión.

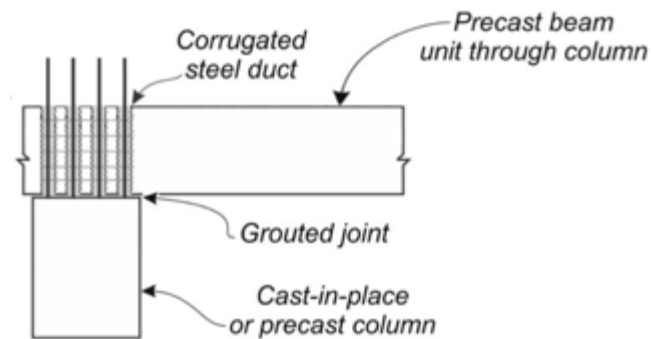


Figura 2-14. Conexión de vigas y columnas mediante vigas prefabricadas a través del nudo (Kurama et al., 2018).

- Vigas prefabricadas postensadas entre columnas:
Consiste en columnas prefabricadas que incorporan el nudo viga columna a las que se le unen vigas prefabricadas postensadas que se ubican entre caras de dos columnas consecutivas. Para permitir la ubicación de las vigas, se ubican ángulos temporales como apoyo, se rellena el espacio entre la columna y la viga con lechada, se tensionan los cables de la viga y se rellenan los ductos que contienen estos últimos con mortero (Blandón & Rave, 2016). El proceso anterior se esquematiza en la Figura 2-15. Es considerado como una conexión articulada.

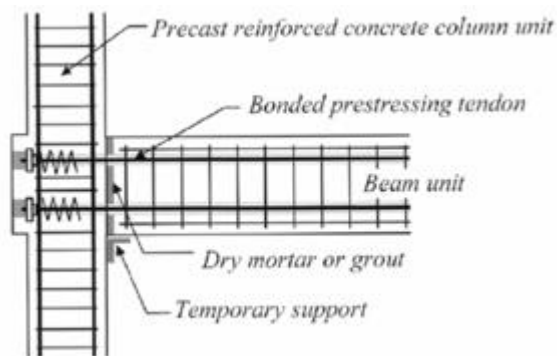


Figura 2-15. Vigas prefabricadas postensadas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).

- Vigas prefabricadas postensadas y apoyadas entre columnas:

Consiste en un método igual al expuesto anteriormente (vigas prefabricadas postensadas entre columnas) que en lugar de ángulos temporales utiliza ménsulas diseñadas con el fin de dar apoyo definitivo a las vigas y ayudar a transferir cargas verticales (Blandón & Rave, 2016). Se expone en la Figura 2-16.

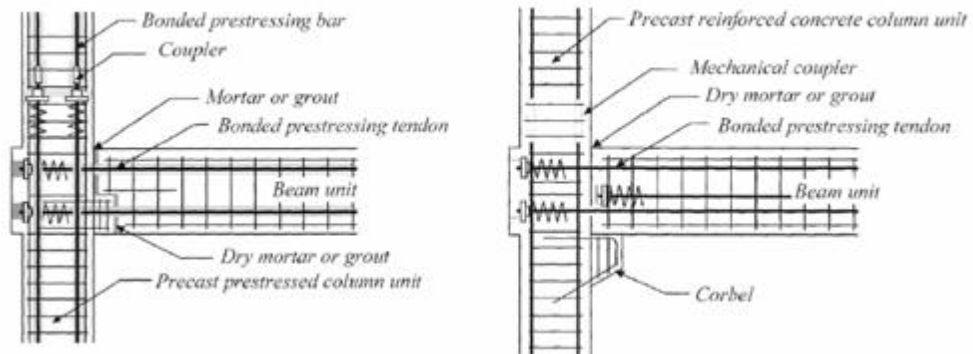


Figura 2-16. Vigas prefabricadas postensadas y apoyadas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).

- Unión híbrida de vigas prefabricadas postensadas entre columnas:

Consiste en columnas con nudos incorporados en los que se dejan ductos de acero corrugado en la dirección de las vigas y dos vigas prefabricadas postensadas sin adhesión, es decir, con tubos de PVC a lo largo del eje de las vigas para la ubicación de tendones, una con acero longitudinal que sobresale y la otra con ductos de acero corrugado. El proceso consiste en la ubicación de la viga con acero sobresaliente de forma que atraviese la columna, seguido de la ubicación de la viga con los ductos corrugados en la otra cara de forma que el acero sobresaliente de la viga anterior, que ya cruza la columna, encaje dentro de los ductos de la segunda viga. A continuación, se llenan los ductos de lechada y se procede a extender y tensionar los tendones dentro de los ductos de PVC. Por lo general, y para proteger las vigas, se agregan placas de acero en los extremos de éstas (Blandón & Rave, 2016). El proceso se esquematiza en la Figura 2-17.

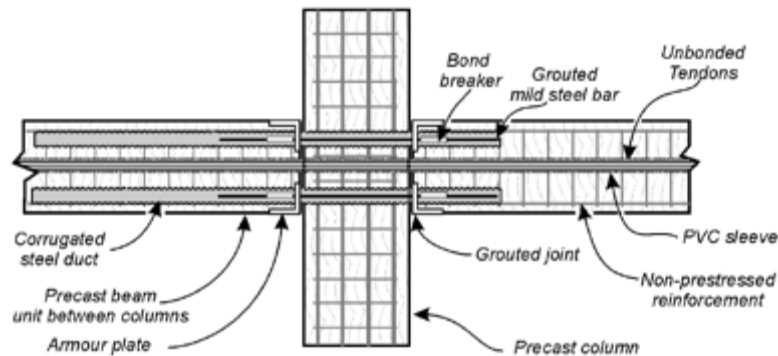


Figura 2-17. Unión híbrida de vigas prefabricadas postensadas entre columnas (Blandón & Rave, 2016).

- Vigas prefabricadas mecedoras:
Este método se puede hacer de la misma manera que la unión híbrida de vigas prefabricadas postensadas entre columnas expuesta anteriormente o con un método análogo al de vigas prefabricadas a través del nudo expuesto anteriormente pero al que se le adicionan tendones de postensado no adherido dentro de tubos de PVC a lo largo del eje de la viga, el cual se tensiona y luego se termina de llenar los ductos corrugados con lechada (Blandón & Rave, 2016). El proceso se esquematiza en la Figura 2-18. Se considera una conexión articulada.

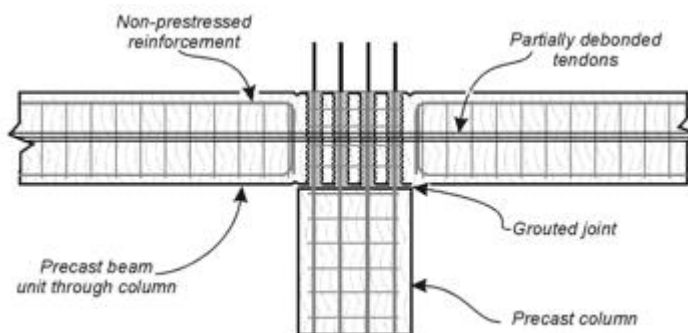


Figura 2-18. Vigas prefabricadas mecedoras (Blandón & Rave, 2016).

○ **Conexiones muro-muro**

Las conexiones muro-muro pueden subdividirse en cuatro grupos: soldadas, atornilladas, articulaciones monolíticas y conexiones con columnas adyacentes. A continuación, se exponen los principales tipos de conexiones para muros.

- Empalmes con barras verticales:

Consiste en la unión de dos muros adyacentes en los que se deja una superficie rugosa en el extremo a conectar junto con barras de refuerzo introducidas una longitud de desarrollo y sobresalientes la misma longitud. Al ubicar ambos elementos, se doblan los extremos de las barras sobresalientes y se ubican allí barras de refuerzo verticales, y todo este volumen es luego rellenado con concreto vaciado *in-situ* (fib, 2003). El proceso se esquematiza en la Figura 2-19.

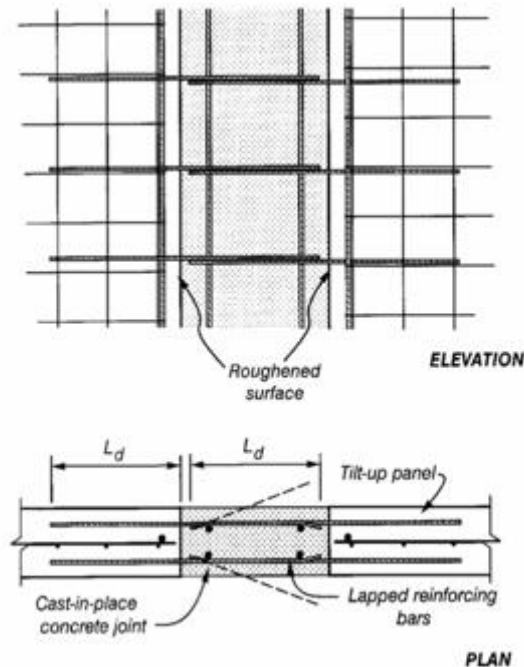


Figura 2-19. Empalmes con barras verticales (fib, 2003).

- Empalmes con estribos de caída libre:

Los empalmes con estribos de caída libre son similares a los de barras verticales, pero las barras ubicadas en los muros sobresalen una longitud no necesariamente igual a la de desarrollo, forman un estribo, y vuelven a entrar en el muro una longitud de desarrollo. Se ubican barras de acero verticales en las que se encajan los muros con las barras sobresalientes rectangulares y se inserta sobre ellas un estribo cerrado. Finalmente, el espacio entre ambos muros y donde se ubica el refuerzo es embebido en concreto vaciado *in-situ* (fib, 2003). El proceso se esquematiza en la Figura 2-20.

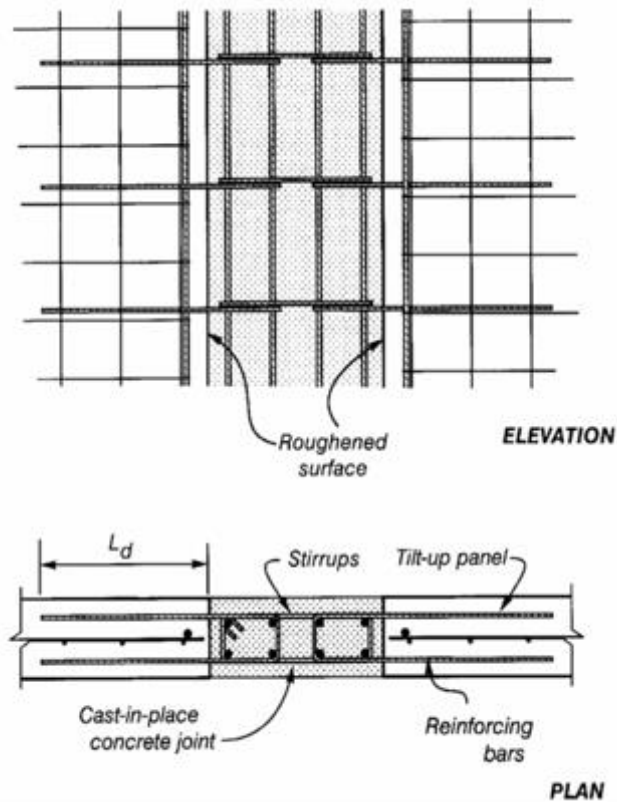


Figura 2-20. Empalmes con estribos de caída libre (fib, 2003).

- Empalmes con aros traslapados:

Los empalmes con aros traslapados funcionan de igual manera que los de estribos de caída libre, pero en vez de ubicar un estribo para conectar los refuerzos verticales en los que se encajan ambos aros sobresalientes de los muros, se ubica un aro sobre el

otro, con el refuerzo vertical en su interior, y se procede al vaciado de concreto *in-situ* (fib, 2003). El proceso es expuesto en la Figura 2-21.

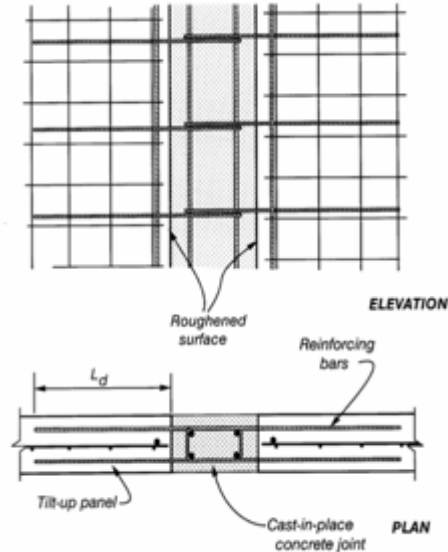


Figura 2-21. Empalmes con aros traslapados (fib, 2003).

○ **Conexión viga de fundación-muro**

La principal metodología implementada para la conexión de muros estructurales con vigas de fundación busca una equivalencia con la construcción monolítica, y consiste en la ubicación del muro prefabricado dentro de un espacio designado para ello en la viga de fundación, el cual cuenta con una superficie rugosa para mayor fricción. Adicionalmente, tanto al muro como a la viga se le dejan ductos colineales que permiten introducir acero de refuerzo transversal posteriormente para asegurar el muro dentro de la viga. Por último, el muro es rellenado con concreto vaciado *in-situ* (fib, 2003). El proceso se esquematiza en la Figura 2-22.

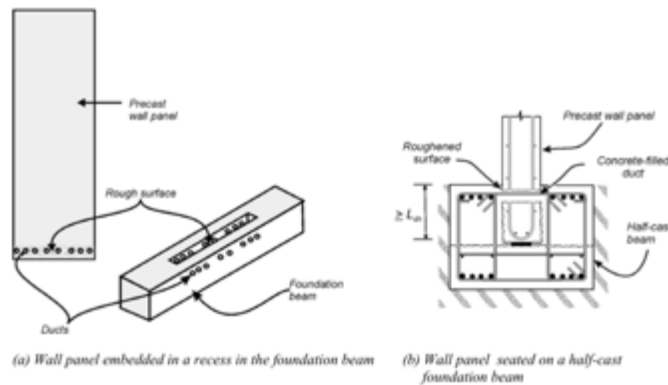


Figura 2-22. Conexión viga de fundación-muro (fib, 2003).

○ Conexiones muro-losa

Dentro de las conexiones muro-losa, los tipos de conexión dependen de la ubicación del muro. Para muros interiores, se destacan principalmente dos tipos, mientras que para muros exteriores se destacan tres. Todos son expuestos a continuación.

- Muro continuo (para muros interiores):

Este sistema consiste en la ubicación de muros prefabricados continuos en los que se deja un orificio para la inserción *in-situ* de la losa, bajo la cual se ubica mortero. Adicionalmente, se dejan orificios para la ubicación de refuerzo al ubicar la losa, y ambos son cubiertos en concreto vaciado *in-situ* (fib, 2003). El proceso es esquematizado en la Figura 2-23.

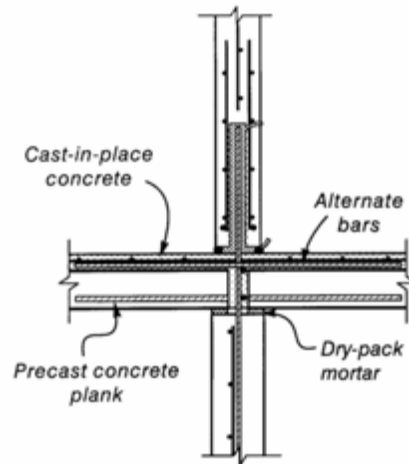


Figura 2-23. Muro continuo (fib, 2003).

- Muro dividido con unión horizontal (para muros interiores):
Este método consiste en dejar divisiones interiores dentro del muro que permitan la ubicación de losas huecas y refuerzo longitudinal. La losa hueca es ubicada y asegurada con ángulos y placas de acero soldadas, el sistema es erguido y se procede al vaciado *in-situ* del resto de la losa (fib, 2003). El procedimiento se esquematiza en la Figura 2-24.

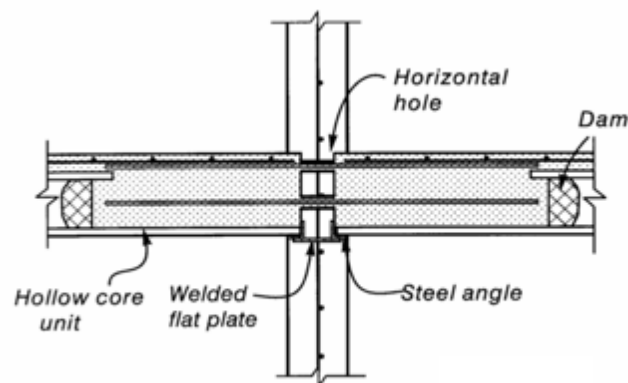


Figura 2-24. Muro dividido con unión horizontal (fib, 2003).

- Muro continuo con repisa de acero (para muros exteriores):

Este método consiste en muros continuos con ganchos de acero de 90° sobresalientes. En la parte inferior, se conectan los ganchos de acero a ángulos metálicos que sirven de repisa para la losa, mientras que los superiores sirven de refuerzo para el vaciado *in-situ* del concreto que garantiza la unión rígida entre el muro y la losa (fib, 2003). El proceso se esquematiza en la Figura 2-25.

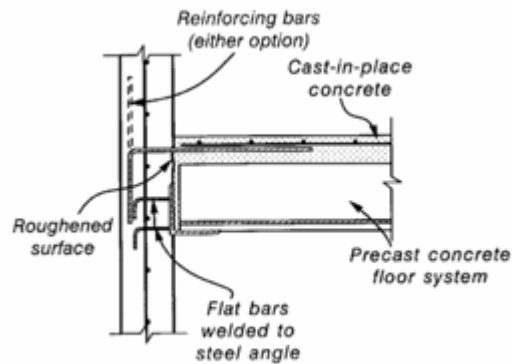


Figura 2-25. Muro continuo con repisa de acero (fib, 2003).

- Muro continuo con ménsula reforzada (para muros exteriores):

Este sistema funciona de la misma manera que el de la repisa de acero, pero con una ménsula reforzada para el apoyo inferior de la losa (fib, 2003). El sistema es esquematizado en la Figura 2-26.

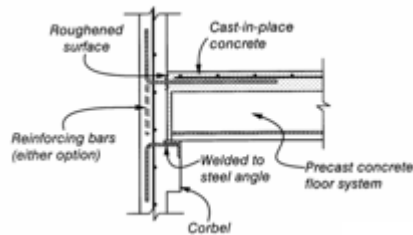


Figura 2-26. Muro continuo con ménsula reforzada (fib, 2003).

- Muro dividido con unión horizontal (para muros exteriores):

Este método consiste en dos secciones de muro y la losa prefabricada. El muro inferior debe tener una barra de acero sobresaliente vertical y un hueco con un ángulo de acero que permita la ubicación de la losa de forma similar al método del muro continuo con repisa de acero, pero ubicándola adentro del mismo muro. El muro de la parte superior consiste de un ducto vertical en acero corrugado, el cual sirve para encajar el acero sobresaliente del inferior. Una vez armado el sistema, se procede al vaciado de concreto *in-situ* para finalizar la conexión (fib, 2003). El método es esquematizado en la Figura 2-27.

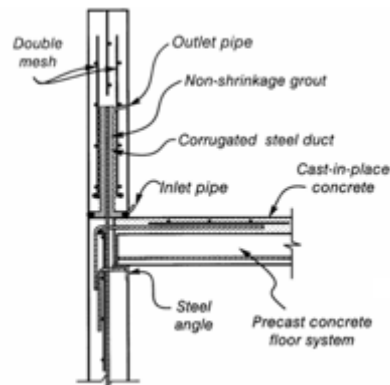


Figura 2-27. Muro dividido con unión horizontal (fib, 2003).

2.2.3 Sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto

Los sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto son los mismos que los tradicionales construidos *in-situ*. La mayor diferencia radica en los procesos de conexión expuestos anteriormente, y se destacarán algunos de los sistemas más reconocidos a continuación:

- Sistemas de muros estructurales interiores y exteriores:

Los sistemas de muros estructurales interiores o exteriores consisten en combinaciones de muros, columnas, vigas y losas para la transferencia de cargas verticales, pero la resistencia ante cargas laterales está dada únicamente por los muros estructurales. Pueden utilizarse muros en el perímetro del edificio o interiores, como lo han sido los

ductos de ascensores tradicionalmente (PCI, s. f.). Lo anterior se esquematiza en la Figura 2-28.

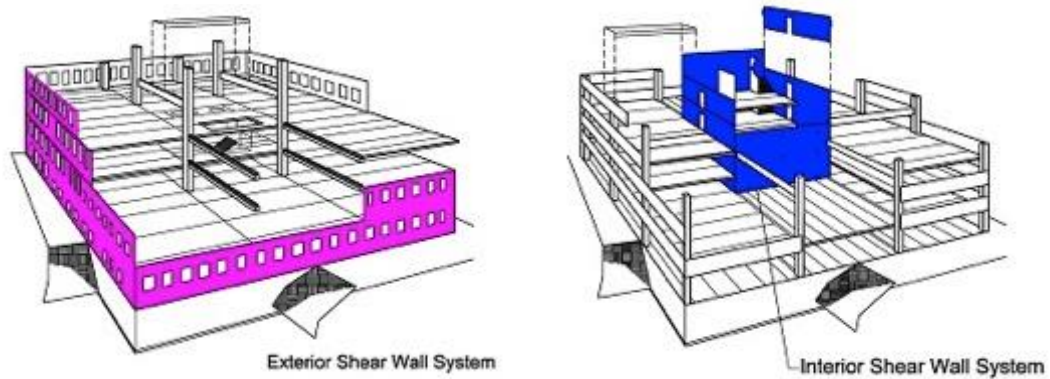


Figura 2-28. Sistemas de muros estructurales interiores y exteriores (PCI, s. f.).

Para su construcción, se usan los diferentes métodos de conexión para muros, vigas, columnas y losas expuestos anteriormente.

- Sistemas de pórticos resistentes a momentos:

Los sistemas de pórticos resistentes a momentos consisten en elementos verticales, columnas, y horizontales, vigas, para la transferencia y control de cargas laterales y verticales (PCI, s. f.). El sistema es esquematizado en la Figura 2-29.

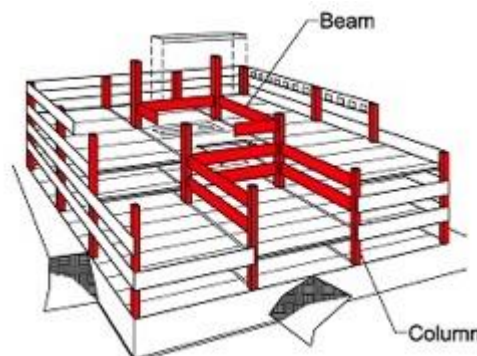


Figura 2-29. Sistemas de pórticos resistentes a momentos (PCI, s. f.).

Para su construcción se implementan las diferentes técnicas para conexión especificadas anteriormente para vigas y columnas.

- **Sistemas híbridos**

Los sistemas híbridos consisten en la combinación de materiales. Tradicionalmente, es común ver la combinación de columnas en concreto y vigas en acero, ambos elementos prefabricados que pueden ser armados en sitio (PCI, s. f.). No obstante, considerando que el objetivo del trabajo es en concreto estructural, este sistema no se tratará a un alto nivel detalle.

2.2.4 Comportamiento de sistemas prefabricados en sismos anteriores

- **Muros estructurales prefabricados**

En Chile se evidenció el uso de muros estructurales como arriostramiento lateral de la estructura, no obstante, no se implementan frecuentemente como el sistema principal de resistencia de fuerzas laterales. Su aplicación fue común en diferentes estructuras; desde bodegas de almacenamiento industrial hasta edificaciones aporricadas en altura, destinadas a oficinas. Los dos tipos de muros hallados fueron muros en doble T (resaltados en rojo en la Figura 2-31) como arriostramiento lateral de bodegas de un piso (ilustrado en la Figura 2-30 y Figura 2-31) y muros tradicionales como arriostramiento lateral en edificaciones en altura (Ghosh & Cleland, 2010).



Figura 2-30. Muro en doble T (TPUB, s. f.).

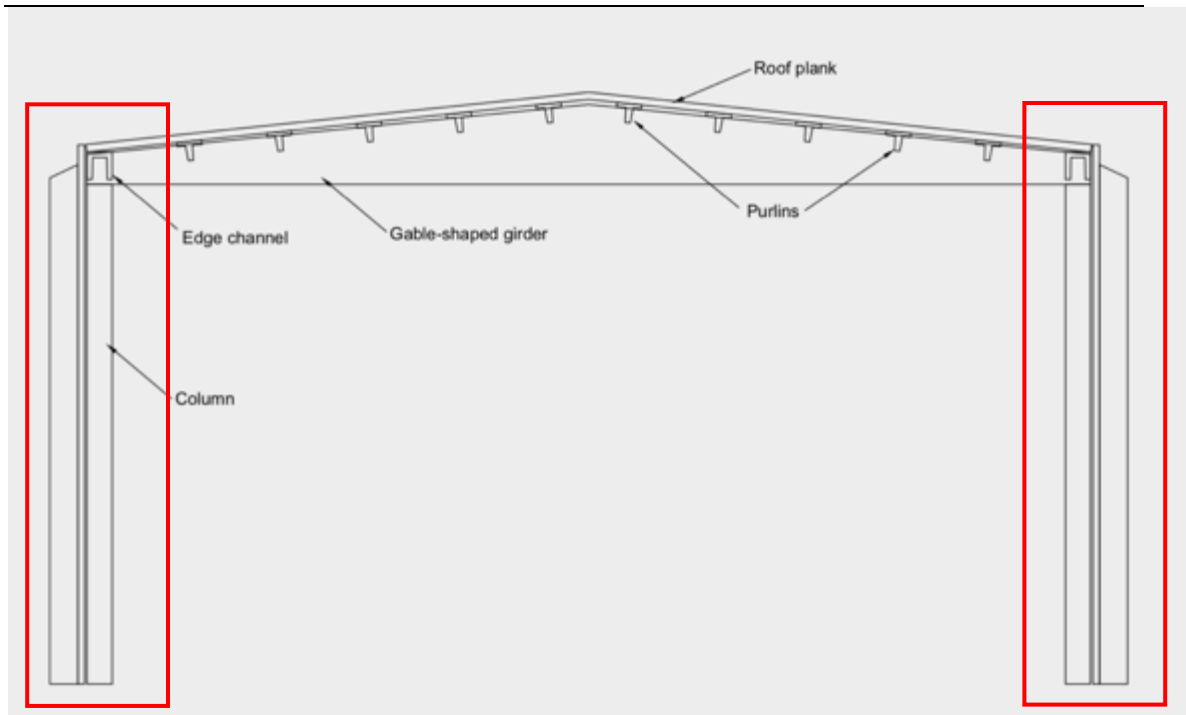


Figura 2-31. Bodegas arriostradas con muros en doble T (Ghosh & Cleland, 2010).

Las edificaciones estudiadas eran aporticadas, como se vio en la figura anterior, con algún tipo de arriostramiento lateral mediante muros en concreto prefabricado. El desempeño entre unas y otras varía, pero una vez más se recalcan las fallas encontradas que pueden tenerse en cuenta al momento de implementar cualquier tipo de estructura en concreto prefabricado, y específico a esta estructura se concluyó que es un sistema que puede funcionar siempre y cuando se garantice la existencia de un camino completo de transferencia de cargas (Ghosh & Cleland, 2010).

- En cuanto a las vigas superiores de los pórticos, se evidenció la existencia de correas apoyadas sobre las mismas pero no mediante una conexión rígida. Adicionalmente, sobre las correas se ubicaron placas de concreto, las cuales tampoco fueron conectadas entre ellas. Derivado de lo anterior, el sistema vigas-correas-placas no resultó siendo un diafragma como se esperaba. Lo anterior, unido al movimiento no restringido causado por el sismo, causó la caída de las placas y

una falla en el apoyo simple de las correas, permitiendo posteriormente su caída (Ghosh & Cleland, 2010).

- Las conexiones de muros con el techo fueron realizadas con barras a lo largo del extremo del techo, agregando resistencia lateral fuera del plano del techo pero no un camino para la transferencia de las fuerzas laterales a los muros, ni se adicionó arriostamiento en el plano del techo (Ghosh & Cleland, 2010).
- Los muros en los extremos fueron vaciados *in-situ* pero no se conectaron a la estructura principal, motivo por el cual, al momento del sismo, simplemente se separaron de ésta y cayeron (Ghosh & Cleland, 2010).
- En uno de los casos, se construyeron dos edificaciones adyacentes con las mismas características. No obstante, por motivos de saturación del suelo, fue necesario un tratamiento y reemplazo de éste para una de las dos. Dicha edificación no presentó ninguna falla, mientras la otra sí. Lo anterior resalta la amplificación de la onda sísmica por el suelo de fundación y la importancia de tenerlo en cuenta al momento de diseñar las estructuras prefabricadas más adelante (Ghosh & Cleland, 2010).
- Las columnas de algunas edificaciones fallaron por detallado sísmico inadecuado (ver Figura 2-32) (Ghosh & Cleland, 2010).



Figura 2-32. Falla en columnas por detallado sísmico inadecuado (Ghosh & Cleland, 2010).

- Otro tipo de conexión utilizado fueron ángulos metálicos (entre vigas y muros). Dichos tipos de conexión fallaron por la fractura de dichos ángulos, principalmente por no tener suficiente sección para garantizar su resistencia y por su ubicación desalineada al momento del ensamblaje del sistema (Ghosh & Cleland, 2010).
- En otros casos, se utilizaron dovelas para unir el sistema prefabricado con el techo en concreto vaciado *in-situ*. No obstante, dichas dovelas no fueron de las longitudes ni sección requeridas (menores a número 3 y muy cortas) (Ghosh & Cleland, 2010).
- En general, aún cuando las estructuras tenían suficientes muros, las conexiones y detallado sísmico utilizados fueron inadecuados no permitieron a la estructura alcanzar la ductilidad y resistencia necesaria, llevándola a la falla (Ghosh & Cleland, 2010).

○ **Pórticos resistentes a momentos**

Estructuras consistiendo principalmente en vigas y columnas con uniones vaciadas *in-situ*. El desempeño, en general, fue de acuerdo con lo esperado; se hallaron más de 40 ejemplares, desde colegios y universidades, hasta edificaciones de vivienda, oficina y almacenamiento industrial en condiciones óptimas. A continuación, se mencionan las conductas que permitieron un desempeño exitoso de las estructuras y de los pocos fallos, se enuncian las causas, aun cuando no pusieron en riesgo la vida de los habitantes ni causaron el colapso de la estructura, sino a manera de recomendación y consideración. Todas las edificaciones monitoreadas son de alturas bajas (hasta 3 pisos) (Ghosh & Cleland, 2010).

- En un ejemplar consistente de columnas, vigas en ambas direcciones y techos prefabricados, se observó la implementación de riostras diagonales para el techo, lo cual permitió un comportamiento adecuado aun sin ser un diafragma el techo. No obstante, la conexión inadecuada de las riostras terminó por causar la caída de estas. La estructura además contaba con arriostamiento por muros en doble T. No obstante, su conexión a la estructura mediante barras a través de los huecos donde empalmaban las riostras del techo no agregó resistencia y no le permitió el

funcionamiento como sistema principal de resistencia a cargas laterales. Las demás uniones fueron con acero de refuerzo mediante traslapos y estribos. Los demás ejemplares con sistemas similares (arriostramiento adicional con muros y riostras en losas/techos) no presentaron ninguna falla (Ghosh & Cleland, 2010).

- Más de 40 colegios y universidades con sistemas estructurales similares no presentaron ninguna falla. El sistema consiste en columnas, vigas y losas con comportamiento de diafragma rígido. El diafragma rígido se logró mediante placas en doble T con nudos húmedos con acero protuberante y bridas cónicas en los extremos, funcionando como canal para nudos húmedos y finalizando con un vaciado sobre toda la superficie, de manera que se completan las conexiones y queda una delgada capa adicional sobre las placas prefabricadas (Ghosh & Cleland, 2010).

- **Columnas en voladizo**

El sistema consiste principalmente en el aislamiento de vigas, losas o demás elementos en el sentido de las fuerzas laterales de las columnas para prevenir su intervención ante dichas cargas y así permitir el comportamiento de las columnas como voladizos. Su desempeño fue muy exitoso, pero tienen una limitación de altura considerable (Ghosh & Cleland, 2010). Las consideraciones para este sistema se exponen a continuación.

- Un ejemplar con columnas de 12 m de altura y sección cuadrada de 0.90 m contaba con luces de 40 m en una dirección y 12 m en la otra, unidas por vigas. La conexión de las vigas fue mediante barras verticales entre la columna y la viga de forma que la viga encajara y estuviera simplemente apoyada sobre la columna, garantizando que no exista transferencia de momentos a la columna. Lo anterior garantiza un comportamiento en voladizo de las columnas, pero cabe aclarar que se debe diseñar la cimentación de forma que soporte el momento ejercido por las fuerzas laterales. El diseño se hizo para resistir el 25% del propio peso en fuerza lateral. Las vigas fueron conectadas mediante unión húmeda con las placas del techo para garantizar estabilidad integral del sistema, pero no forma un diafragma rígido capaz de redistribuir fuerzas. La estructura contaba con revestimiento perimetral con muros

prefabricados de 2/3 de la altura, pero la conexión no fue hecha correctamente y estos se desprendieron durante el sismo (Ghosh & Cleland, 2010).

- Otro método exitoso consistió en vigas de sección hueca simplemente apoyadas sobre las columnas mediante barras verticales en los extremos de ellas y conexión húmeda al techo (Ghosh & Cleland, 2010).
- Un ejemplar requirió reparaciones después del sismo por fallas no críticas que no pusieron en riesgo la edificación, en conexiones metálicas atornilladas a las vigas, fisuras por flexión en las bases de las columnas y desprendimiento de trozos de concreto donde las vigas cruzaban los apoyos de las correas del techo (Ghosh & Cleland, 2010).
- **Sistemas con capacidad de resistencia a cargas sísmicas especiales**
 - Un ejemplar estudiado fue el de oficinas en altura construidas en pórticos completamente prefabricados con aisladores sísmicos en la base. El sistema es igual a los pórticos expuestos anteriormente, pero en los apoyos de las columnas contaba con aisladores en las columnas internas y deslizantes en las externas. Lo anterior permitió desplazamientos en la base de la edificación de hasta 130 mm sin siquiera volcar libros de esquinas de estanterías en los pisos superiores (Ghosh & Cleland, 2010). Edificaciones residenciales, universidades, muelles y puentes también contaron con aislamiento en la base, sin presentar ninguna afectación.
 - Se halló un ejemplar construido de acuerdo con las instrucciones del PCI PRESS para un edificio aporricado con muros preesforzado sin unión que no presentó ninguna falla tras el sismo (Ghosh & Cleland, 2010).

2.2.5 Procesos constructivos

La búsqueda de procesos constructivos consistió principalmente en observación de videos para una mejor ilustración y comprensión sobre su posibilidad de implementación en el ámbito colombiano. A continuación se hace una descripción sobre los diferentes métodos observados en uso actualmente alrededor del mundo, separados por sistema/elemento

estructural. Se comprende proceso constructivo como el proceso que debe ser llevado a cabo desde el momento de descarga del elemento prefabricado en la obra hasta su ubicación final en obra. Adicionalmente, se tomaron recomendaciones y procedimientos observados en literatura (GRH, s. f.; Murari & Joshi, 2017).

- Muros huecos:
 1. Ubicación de ejes y niveles: Inicialmente, se requiere de una comisión topográfica que marque los ejes y los niveles de los diferentes elementos para permitir su correcta ubicación al momento de descargarlos del camión. Una vez trazados los ejes, se deben ubicar niveladores sobre el elemento donde se encontrará apoyado el muro, con el fin de dejar un espacio entre elementos para su posterior llenado con mortero y así simular una unión rígida. El nivelador debe permitir una separación entre el elemento inferior y el superior de alrededor de 10 mm de altura.
 2. Descarga y ubicación de muros: Luego de tener listo el lugar de ubicación y erección final del muro, se procede a la descarga de estos del camión mediante el uso de una grúa adecuada para el peso del muro. Los muros deben tener ganchos de refuerzo o elementos similares para facilitar el amarre a la grúa. Se procede así a encajar el muro en el refuerzo descubierto del elemento donde se apoyará este y los niveladores y ejes marcados anteriormente. Los obreros utilizan palancas para facilitar este proceso, y no requiere de más de dos personas para cumplirse.
 3. Apuntalamiento del muro: Una vez verificada la posición del muro en el lugar correcto, se procede al apuntalamiento lateral del muro. Se ubica un puntal diagonal a cada lado, con el fin de no permitir el movimiento de la posición deseada del muro. Una vez asegurado, se libera el elemento de la grúa. En este paso, se deben verificar niveles y plomos para asegurar la verticalidad del elemento.

4. Ubicación de malla: Al estar ubicados los paneles de muros adyacentes, se procede a insertar la malla de refuerzo en el espacio de la conexión entre los muros.
5. Preparación para vaciado: Al estar ubicados los muros, se procede a sellar la junta creada entre el elemento de apoyo y el muro y se ubican ángulos en los elementos de esquinas, con el fin de prevenir el regado indeseado de concreto al momento de vaciarlo. Dado que son muros huecos, el muro debe ser hermético, similar a una formaleta en métodos de construcción tradicionales.
6. Vaciado: Se procede a vaciar el concreto por las aperturas superiores de los muros hasta llenar todas las juntas y ranuras del muro.

- Muros completos:

El procedimiento es el mismo que para muros huecos hasta el numeral 3, con la excepción que el muro no es hueco, entonces se deben alinear las perforaciones inferiores del muro con el refuerzo expuesto del apoyo, pero también se encaja de la misma forma que dichos muros y se sigue el mismo proceso. Luego, se “salta” al paso 5, dado que no hay un espacio dentro de los muros para la ubicación de malla de refuerzo para conectar paneles; no obstante, para esto es necesario refuerzo lateral y perforaciones que permita su ensamblaje si se requiere continuidad entre estos. El paso 5 es igual, y el 6 también, con la excepción que, al no ser vacío, el muro debe contar con canales que lleven a las perforaciones donde se encaja el refuerzo y por ellas se debe realizar el vaciado.

- Losas:

1. Ubicación de ejes y referencias: Al igual que con los muros, es necesaria la ubicación de los ejes y demás referencias donde irá la losa. Adicionalmente, es necesario que todos los elementos de apoyo estén listos para ubicar los paneles de losa sobre ellos.

2. Descarga y ubicación de paneles de losa: Los paneles de losa se cargan con la grúa hasta el lugar donde deben ser ubicados sobre los refuerzos verticales de los elementos donde irán apoyados y allí los obreros se encargan de ubicarlo en la posición exacta antes de liberarlos de la grúa. Se debe dejar una ranura entre los paneles de losa para su posterior llenado con concreto y, dependiendo del tipo de comportamiento deseado de la losa, podrá o no tener refuerzo lateral para unir con los demás paneles. Cabe resaltar que los elementos de borde deben tener el refuerzo lateral dispuesto de forma adecuada para encajar con vigas o muros según sea el caso.
3. Ubicación de refuerzo: No es necesario siempre, pero en caso de serlo, se debe ubicar el refuerzo adicional de forma que pueda conectarse lateralmente a otros paneles o elementos estructurales.
4. Sellado de canales: En caso de ser necesario (no todos los elementos prefabricados requieren esto, depende de la forma), se debe sellar la parte inferior de los canales entre paneles para su posterior vaciado.
5. Vaciado: Se procede a llenar los canales entre paneles con mortero o concreto según el sistema estructural y el tipo de conexión.

- Columnas:

El ensamblaje en obra de las columnas es exactamente igual al de los muros completos. Cabe recalcar que en el apuntalamiento, requieren en las cuatro dimensiones y abrazaderas para prevenir su movimiento debido a mayor espesor que los muros.

- Vigas:

El ensamblaje en obra de las vigas sigue el mismo procedimiento que los muros y las columnas. La diferencia para las vigas yace en que, por lo general, tienen ductos en los extremos para encajar el refuerzo vertical de los apoyos (de ser esta la conexión utilizada) y requiere de un apuntalamiento diferente; en caso de contar con

columnas prefabricadas con ménsulas, simplemente se apoyan sobre las ménsulas y se encajan sobre el refuerzo para proceder con el vaciado, pero de no ser así, requieren obra falsa y que el piso de abajo esté listo para soportar la carga de la obra falsa y de sostener la viga mientras su construcción es realizada.

2.2.6 Maquinaria

En cuanto a maquinaria para la instalación de los elementos prefabricados, se requiere principalmente de grúas. Al momento de seleccionar el sistema prefabricado, la capacidad de la grúa limitará las dimensiones de los elementos. En la actualidad, en Colombia se prefiere el uso de grúas torre (con brazo y contra brazo conectados a la torre horizontalmente) (J.P. Montoya, comunicación personal, 10 de octubre, 2019). A continuación se exponen las configuraciones posibles y curvas de carga respectivas para la grúa Potain MC 85B, común en el ámbito local, que con una configuración específica de 30 metros de brazo y un sistema de distribución doble (carro), puede cargar 2.4 toneladas a 30 metros, 3 toneladas a 25 metros y 5 toneladas a 16 metros (Manitowok Crane Group, 2003). Este modelo de torre-grúa se renta en Colombia, por meses, a una tarifa de entre 15 y 20 millones de pesos, dependiendo de la altura, incluyendo el operador. No son comunes, en la construcción de vivienda en Colombia las grúas de más de 2.5 toneladas en punta, solo por pedido se importan (J.P. Montoya, comunicación personal, 10 de octubre, 2019).

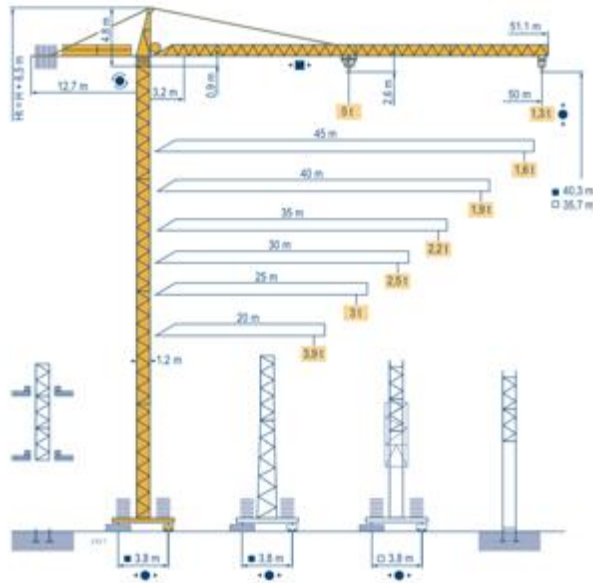


Figura 2-33. Configuraciones posibles para la grúa-torre Potain MC 85B (Manitowok Crane Group, 2003).

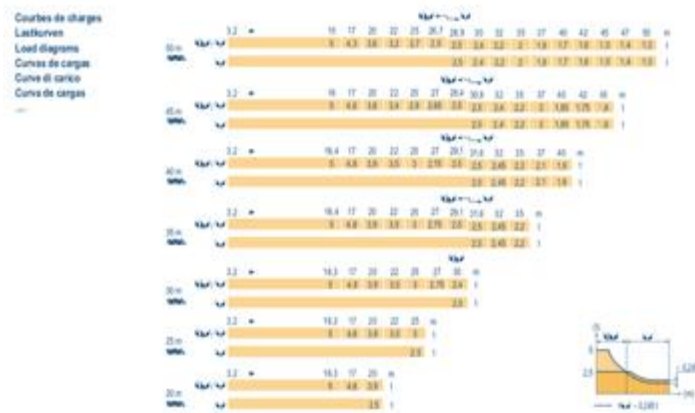


Figura 2-34. Curvas de carga para configuraciones posibles de grúa-torre Potain MC 85B (Manitowok Crane Group, 2003).

2.2.7 Recomendaciones adicionales

A continuación, a lo largo de la investigación, se hallaron otras recomendaciones y consideraciones de diferentes autores sobre diferentes aspectos varios para el análisis, diseño y construcción de edificaciones en concreto prefabricado. A continuación, se exponen las pertinentes.

- En cuanto al coeficiente de reducción de cargas sísmicas por ductilidad y resistencia de la edificación, se encontró evidencia que en Indonesia actualmente se han utilizado coeficientes (R_0) entre 5.5 y 8.5 para edificaciones residenciales en altura aporticadas y con muros para incrementar la rigidez lateral cuando son necesarios. (Nurjaman, Hariandja, & Sidjabat, s. f.).
- En cuanto a la forma, se recomienda no exceder una dimensión en más de 3 veces la otra (en planta) al utilizar edificaciones aporticadas, puesto que puede generar un piso débil. En caso de excederla, se recomienda arriostrar la edificación mediante muros estructurales en las esquinas (Nurjaman et al., s. f.).
- En cuanto a sistema estructural, para edificaciones de altura baja, se espera un desempeño sísmico adecuado utilizando únicamente pórticos (Ghosh & Cleland, 2010), mientras que para edificaciones de mayor altura, la recomendación es utilizar pórticos prefabricados con muros vaciados *in-situ* (Wijanto & Andriono, 2008).
- En cuanto a conexiones, la recomendación para vigas y columnas debido a su desempeño sísmico adecuado es mediante dovelas (Magliulo, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi, s. f.), es decir, como se ilustra en la Figura 2-14.
- En cuanto a losas, se recomienda utilizar losas en doble T para emular un comportamiento como diafragma (Ghosh & Cleland, 2010).

2.2.8 Marco legal

Todo desarrollo llevado a cabo en el presente trabajo deberá ir de la mano con lo estipulado en el Reglamento Colombiano para la Construcción Sismo Resistente NSR-10 a la fecha. Es importante resaltar que por medio de este no se busca transcribir el reglamento, motivo

por el cual se expondrán conceptos básicos de el y se deberá tener a la mano a la hora del desarrollo de cualquier trabajo que así lo requiera.

Todos los elementos estructurales prefabricados en concreto deberán cumplir lo establecido a lo largo del Título C – Concreto Estructural de la Reglamento Colombiano para la Construcción Sismo Resistente NSR-10, que aplica en general para cualquier elemento estructural en concreto. Adicionalmente, el capítulo C.16 trata específicamente el tema de concreto prefabricado. Habrá consideraciones adicionales también en diversos temas, entre los cuales se destaca el recubrimiento de concreto que deberá tener el refuerzo al ser elementos prefabricados bajo condiciones de control de planta (C.7.7.3) y diferentes requisitos adicionales necesarios para los sistemas de resistencia ante cargas laterales (C.21), entre otros (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010a, 2010b).

Es importante recalcar que todo desarrollo podrá ser utilizado en el país, siempre y cuando, adicionalmente, se tenga en consideración lo estipulado en los artículos A.1.4.2 – Sistemas Prefabricados y A.3.1.7 – Sistemas Estructurales de Resistencia Sísmica Prefabricados, expuestos a continuación, como extractos del Reglamento Colombiano para la Construcción Sismo Resistente versión 2010.

A.1.4.2 – SISTEMAS PREFABRICADOS – *De acuerdo con lo establecido en el Artículo 12 de la Ley 400 de 1997, se permite el uso de sistemas de resistencia sísmica que estén compuestos, parcial o totalmente, por elementos prefabricados, que no estén cubiertos por este Reglamento, siempre y cuando cumpla uno de los dos procedimientos siguientes:*

(a) *Se utilicen los criterios de diseño sísmico presentados en A.3.1.7, o*

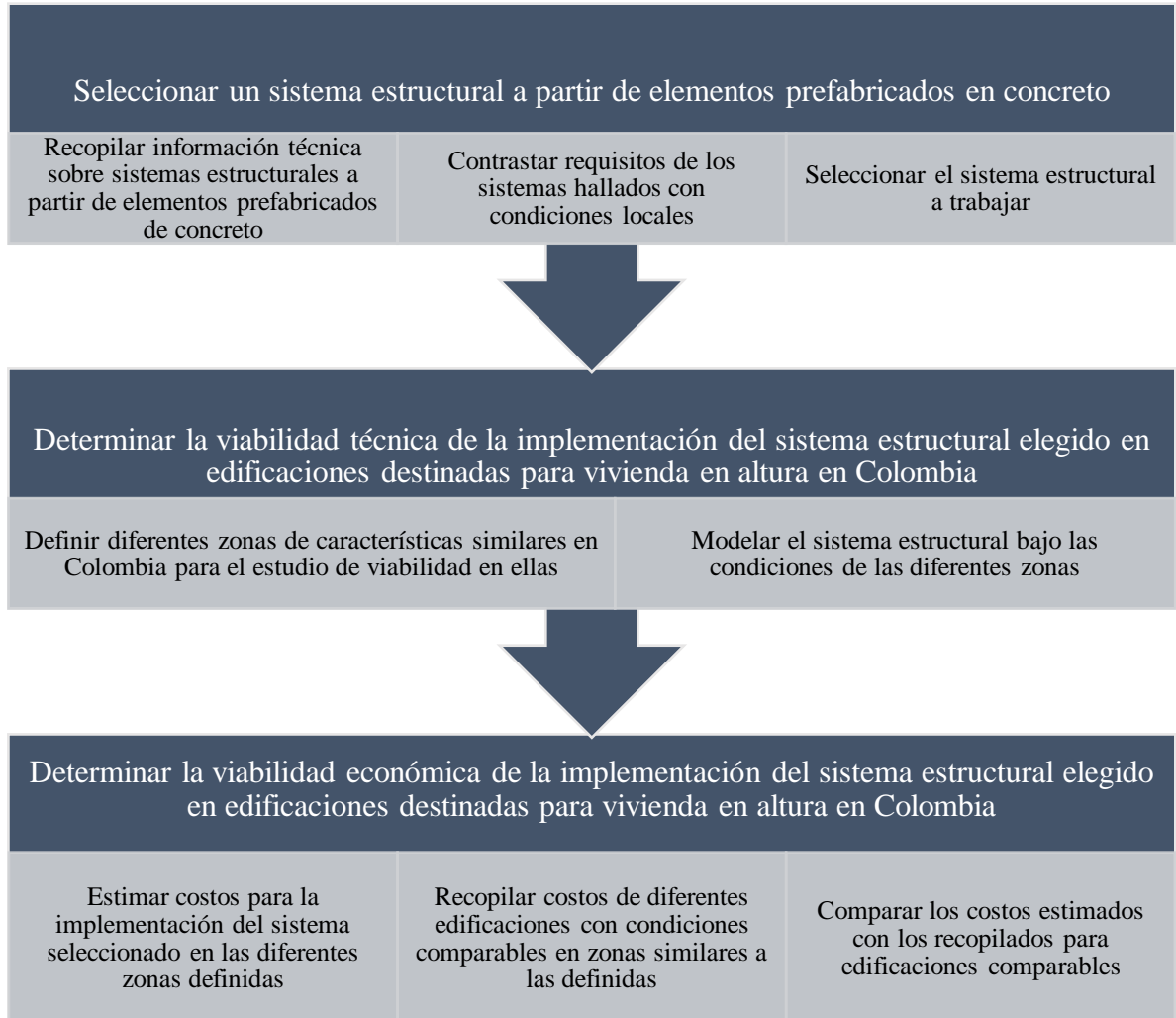
(b) *Se obtenga una autorización previa de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con los requisitos y responsabilidades establecidas en el Artículo 14 de la Ley 400 de 1997.*

A.3.1.7 – SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA PREFABRICADOS – Pueden construirse edificaciones cuyo sistema de resistencia sísmica esté compuesto por elementos prefabricados. El sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo con este Reglamento usando un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, tal como lo define el Capítulo A.13 igual a uno y medio ($R_0=1.5$). Cuando se demuestre con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia, capacidad de disipación de energía y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas con la estructura construida utilizando uno de los materiales prescritos por este Reglamento, deben cumplirse los requisitos de los Artículos 10 y 12 de la Ley 400 de 1997, pero en ningún caso el valor de R_0 podrá ser mayor que el fijado por el presente Reglamento para sistemas de resistencia sísmica construidos monolíticamente con el mismo material estructural. Al respecto debe consultarse A.1.4.2.

(Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010)

3. METODOLOGÍA

Para el cumplimiento del objetivo general mediante los objetivos específicos, se propuso un diseño metodológico que consiste en una serie de actividades por medio de las cuales se logró cada objetivo específico. Dicho diseño se expone a continuación:



3.1 SELECCIONAR UN SISTEMA ESTRUCTURAL A PARTIR DE ELEMENTOS PREFABRICADOS EN CONCRETO.

A través de este objetivo se pretendió hacer una búsqueda detallada sobre los diferentes tipos de sistemas estructurales existentes, sus técnicas de construcción y armado y las diferentes limitaciones que cada uno de ellos pueda tener, para así saber cuál sería la mejor opción para implementar en Colombia.

3.1.1 Recopilar información técnica sobre sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados de concreto

Esta actividad consistió en la búsqueda sistemática y descripción completa de los principales sistemas estructurales a partir de elementos prefabricados en concreto usados actualmente. La descripción se incluyó en este trabajo dentro de la sección 2, dentro de lo que se cubre: metodología de construcción de los elementos, tipos de conexiones, disposición de refuerzo para las conexiones, metodología de armado en sitio, equipo requerido, personal requerido y limitaciones y restricciones del sistema.

3.1.2 Contrastar requisitos de los sistemas hallados con condiciones locales

Esta actividad se divide en dos partes. La primera parte implicó la búsqueda de las condiciones locales que puedan ser conflictivas respecto a las limitaciones encontradas para los diferentes sistemas estructurales definidos anteriormente, principalmente en cuanto a desempeño sísmico de conexiones y requisitos de maquinaria y personal. La segunda parte consistió en la comparación de dichas condiciones respecto a las limitantes definidas para cada sistema, lo cual permitió el comienzo de la próxima actividad.

3.1.3 Seleccionar el sistema estructural a trabajar

A partir del contraste realizado entre las condiciones locales y los requisitos de los diferentes sistemas estructurales y basándose en los requisitos de personal, equipo, desempeño sísmico y altura máxima requeridos para cada sistema, se eligió la opción más favorable. Adicionalmente, considerando las limitaciones de altura, se propusieron dos alturas diferentes que permitieron analizar el comportamiento del sistema bajo los efectos más críticos causados por los diferentes suelos donde pueda implementarse el sistema.

3.2 DETERMINAR LA VIABILIDAD TÉCNICA DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ELEGIDO EN EDIFICACIONES DESTINADAS PARA VIVIENDA EN COLOMBIA

Mediante este objetivo específico se busca determinar si el sistema estructural elegido es viable técnicamente en el país, considerando condiciones sísmicas, de suelos y otras demandas de resistencia derivadas de las condiciones locales. Para cumplirlo, fue necesario desarrollar la serie de actividades propuestas a continuación.

3.2.1 Definir diferentes zonas de características similares en Colombia para el estudio de viabilidad en ellas

Se hallaron diferentes zonas representativas para el análisis macro de la viabilidad de implementación técnica del sistema estructural en el país, para lo que fue necesario la búsqueda y clasificación de diferentes zonas por condiciones del suelo y amenaza sísmica.

3.2.2 Modelar el sistema estructural bajo las condiciones de las diferentes zonas

Utilizando el software de modelación estructural SAP2000, se realizaron los modelos del sistema con las dos alturas propuestas. Para los dos modelos, se llevaron a cabo las simulaciones necesarias con el fin de obtener los resultados del comportamiento del sistema bajo las condiciones y demandas de las diferentes zonas características propuestas.

3.2.3 Analizar los resultados obtenidos del modelo

A partir de los resultados obtenidos de la modelación y los requisitos exigidos en la NSR-10, se verificó si los resultados eran coherentes con lo esperado respecto a fuerzas internas y se llevaron a cabo las correcciones para ir de acuerdo con lo especificado por la norma sismo resistente. Una vez obtenidos los resultados, se realizó el diseño de ambas estructuras para los casos más críticos.

3.3 DETERMINAR LA VIABILIDAD ECONÓMICA DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ELEGIDO EN EDIFICACIONES DESTINADAS PARA VIVIENDA EN COLOMBIA

Con el fin de determinar si es posible la implementación del sistema elegido en Colombia, el último paso necesario será la viabilidad económica del proyecto. Para cumplir este objetivo, se propone una serie de actividades propuestas a continuación.

3.3.1 Estimar costos para la implementación del sistema seleccionado en las diferentes zonas definidas

Considerando la cantidad de material establecido por el diseño propuesto, la demanda de equipo (transporte e instalación), mano de obra y tiempos de construcción, se estimó el costo total de la construcción de una estructura a partir del sistema en prefabricados seleccionado.

3.3.2 Recopilar y construir costos de diferentes edificaciones con condiciones comparables en zonas similares a las definidas

Considerando las alturas propuestas anteriormente, se tomaron datos sobre costos unitarios de edificaciones con características similares construidas con métodos tradicionales en diferentes lugares de Colombia. Para esta actividad, se utilizaron los diseños propuestos, descontando los precios de material adicional requerido para conexiones de elementos prefabricados y todo lo que implique su transporte e instalación en obra.

3.3.3 Comparar los costos estimados con los recopilados para edificaciones comparables

Considerando los valores estimados para el sistema elegido y los hallados para edificaciones comparables con técnicas de construcción tradicionales, se realizó una comparación, determinando así la diferencia en costo estimada debido a la implementación del sistema propuesto.

4. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL A PARTIR DE ELEMENTOS PREFABRICADOS EN CONCRETO

Considerando lo expuesto sobre sistemas estructurales, conexiones, procesos constructivos y de ensamblaje, equipos y principalmente las características de desempeño sísmico correspondientes a cada sistema estructural, se propone un sistema estructural a partir de pórticos y muros, tanto para una edificación de altura media (5 pisos) como para edificaciones de mayor escala (20 pisos), con el fin de cumplir con los requisitos de derivas relativas permitidas por la NSR-10. Aun cuando pueda traducirse en un costo elevado para la grúa, se utilizaron vigas de 6 m de luz, puesto que elementos con menor luz se presentarían poco prácticos y con gran demanda de material. Los muros serán vaciados *in-situ*, de acuerdo a lo recomendado para edificaciones de alturas mayores (Wijanto & Andriono, 2008).

En cuanto a la edificación de altura media, se modeló una edificación con las siguientes características:

Tabla 4-1. Características iniciales de la edificación de altura media.

Sistema estructural	Pórticos con muros estructurales	
Altura	5 pisos	
Planta	4 aptos de 72 m ²	
	4 luces de 6 m a cada lado	
Conexiones	Viga-Viga	Empalmes por traslapeo con ganchos de 180 grados y barras transversales en el centro de la luz de la viga, conexiones en el nudo para otras vigas.
	Columna-Columna	Empalmes por traslapeo al final de las columnas.
	Viga-Columna	Vigas prefabricadas a través del nudo.
Máquinaria	Torre grúa con capacidad de 3 toneladas en punta, brazo depende del lote	

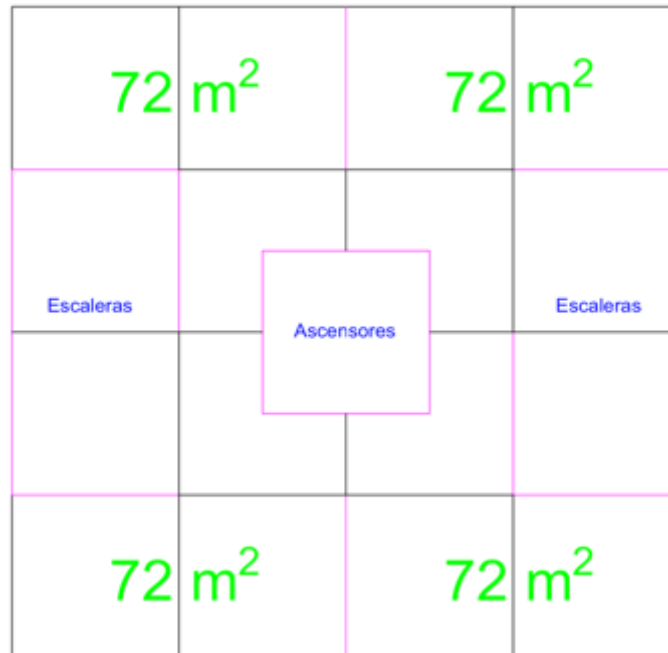


Figura 4-1. Esquema de planta típica, edificación de altura media; muros en magenta.

Se eligieron las características anteriores teniendo en cuenta varias consideraciones halladas en la literatura expuesta anteriormente. Inicialmente, se tuvo en cuenta la recomendación de mantener una relación entre la dimensión en ambas direcciones lo más cerca a 1:1 y no exceder 3:1 (Nurjaman et al., s. f.). A continuación, considerando el desempeño sísmico de los pórticos con diafragma rígido utilizados en escuelas y universidades en Chile de alturas medias y bajas, se eligió este sistema para la edificación de 5 pisos. Se agregaron muros vaciados *in-situ* para rigidizar el sistema, considerando las altas aceleraciones esperadas para una zona de amenaza sísmica alta y las derivas que estas pueden causar. Por último, teniendo en cuenta las restricciones que impondrá la grúa pero sin elegir un modelo poco económico en cuanto a material, se eligieron luces de 6 m.

En cuanto a la edificación de altura mayor, se modeló una edificación con las siguientes características:

Tabla 4-2. Características iniciales de la edificación de gran altura.

Sistema estructural	Pórticos con muros estructurales	
Altura	20 pisos	
Planta	4 aptos de 72 m ²	
	4 luces de 6 m en ambas direcciones, muros alrededor de los fosos de escaleras y ascensores y en la división de los apartamentos (6m de longitud).	
Conexiones	Viga-Viga	Empalmes por traslapo con ganchos de 180 grados y barras transversales en el centro de la luz de la viga, conexiones en el nudo para otras vigas.
	Columna-Columna	Empalmes por traslapo al final de las columnas.
	Viga-Columna	Vigas prefabricadas a través del nudo.
Máquinaria	Torre grúa con capacidad de 3 toneladas en punta, brazo depende del lote	

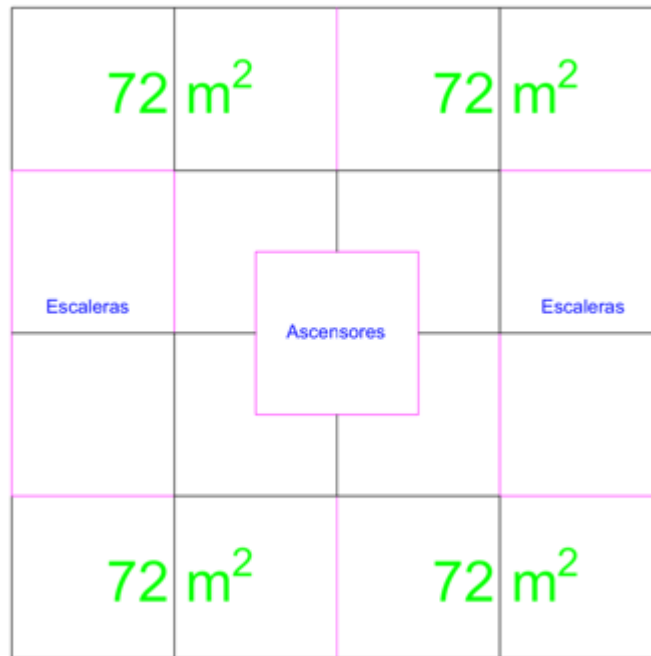


Figura 4-2. Esquema de planta típica, edificación de gran altura; muros en magenta.

Se eligieron las características expuestas teniendo en cuenta varias consideraciones halladas en la literatura expuesta anteriormente, manteniendo las características respecto

a una relación entre la dimensión en ambas direcciones lo más cerca a 1:1 y no exceder 3:1 (Nurjaman et al., s. f.) de la edificación de altura media. Similarmente, se tomó un sistema combinado de pórticos con muros estructurales, en este caso considerando que ante edificaciones de alturas considerables, los muros estructurales permiten rigidizar el sistema de resistencia ante cargas laterales y siguiendo lo recomendado por Wijanto & Andriono en 2008, aun sin tener resultados del comportamiento sísmico de dichas edificaciones ante un evento real. Por último, teniendo en cuenta las restricciones que impondrán la grúa y el transporte, se eligieron luces de 6 m.

4.2 DETERMINAR LA VIABILIDAD TÉCNICA DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ELEGIDO EN EDIFICACIONES DESTINADAS PARA VIVIENDA EN ALTURA EN COLOMBIA

4.2.1 Espectros de Aceleración

En aras de determinar la viabilidad técnica de la implementación de ambas edificaciones prefabricadas seleccionadas en Colombia, se inició por caracterizar las condiciones sísmicas para las cuales se deberán diseñar los elementos. Siguiendo los parámetros especificados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, se construyeron los espectros de aceleración bajo los cuales se modelaron ambas edificaciones más adelante. Se tomaron los casos más críticos en cuanto a coeficientes de aceleración horizontal pico (A_a) y velocidad horizontal pico (A_v) para zonas de amenaza intermedia y alta, y se exponen a continuación (Tabla 4-5 y Tabla 4-6). Es importante aclarar que los coeficientes utilizados son para el caso más crítico, presente en muy pocos lugares en el país, y se utiliza con el fin de saber si para el caso más desfavorable cumple, puesto que de ser así, funcionará con mejores resultados en casos más típicos. Las estructuras no fueron modeladas para zonas de amenaza sísmica baja, puesto que las demandas sísmicas exigirían elementos poco robustos y si se cubre la demanda requerida para el caso más crítico hallado de las simulaciones bajo zonas de amenaza intermedia y alta y es viable su implementación, será viable en zonas de amenaza baja de igual forma. Adicionalmente, se seleccionaron los perfiles de suelo tipo C y D, puesto que el A y B son casos muy favorables de roca muy sana, para los cuales las características de un diseño

para suelos tipo C y D podrían servir, y no se tomaron los E y F porque son muy desfavorables; en caso de encontrar un perfil de este tipo, se deberían hacer más estudios para definir la validez del presente trabajo o las modificaciones que sean pertinentes. No obstante, se decidió modelar las estructuras en dos perfiles de suelo diferentes, puesto que se tienen dos alturas diferentes de las edificaciones, lo que se traduce en períodos de oscilación diferentes y su comportamiento varía de acuerdo con el período de oscilación del suelo. Por último, dado que son edificaciones de vivienda, se consideró un grupo de importancia I. Los valores para los coeficientes A_a , A_v e I fueron tomados del Título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 (NSR-10), vigente al momento de desarrollo del trabajo, mientras que los factores de amplificación por el tipo de suelo F_a y F_v se hallaron mediante interpolación entre los valores propuestos en el mismo reglamento, expuestos en las Tabla 4-3 y Tabla 4-4.

Tabla 4-3. Valores de referencia para hallar F_a .

Tipo de Perfil	Factor F_a : Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00

Tabla 4-4. Valores de referencia para hallar F_v .

Tipo de Perfil	Factor F_v : Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.40	2.00	1.80	1.60	1.50

A continuación, se exponen los valores de los coeficientes a utilizar para la construcción del espectro de aceleraciones.

Tabla 4-5. Coeficientes a utilizar para el espectro de aceleraciones, zona de amenaza sísmica alta.

Zona de Amenaza Sísmica Alta	
A_a	0.50
A_v	0.50
F_a , Suelo tipo C	1.00
F_v , Suelo tipo C	1.30
F_a , Suelo tipo D	1.00
F_v , Suelo tipo D	1.50
I	1.00

Tabla 4-6. Coeficientes a utilizar para el espectro de aceleraciones, zona de amenaza sísmica intermedia.

Zona de Amenaza Sísmica Intermedia	
A_a	0.20
A_v	0.20
F_a , Suelo tipo C	1.20
F_v , Suelo tipo C	1.60
F_a , Suelo tipo D	1.40
F_v , Suelo tipo D	2.00
I	1.00

Teniendo en cuenta los valores expuestos, se procedió a la construcción del espectro de aceleraciones de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, y se exponen los resultados obtenidos a continuación.

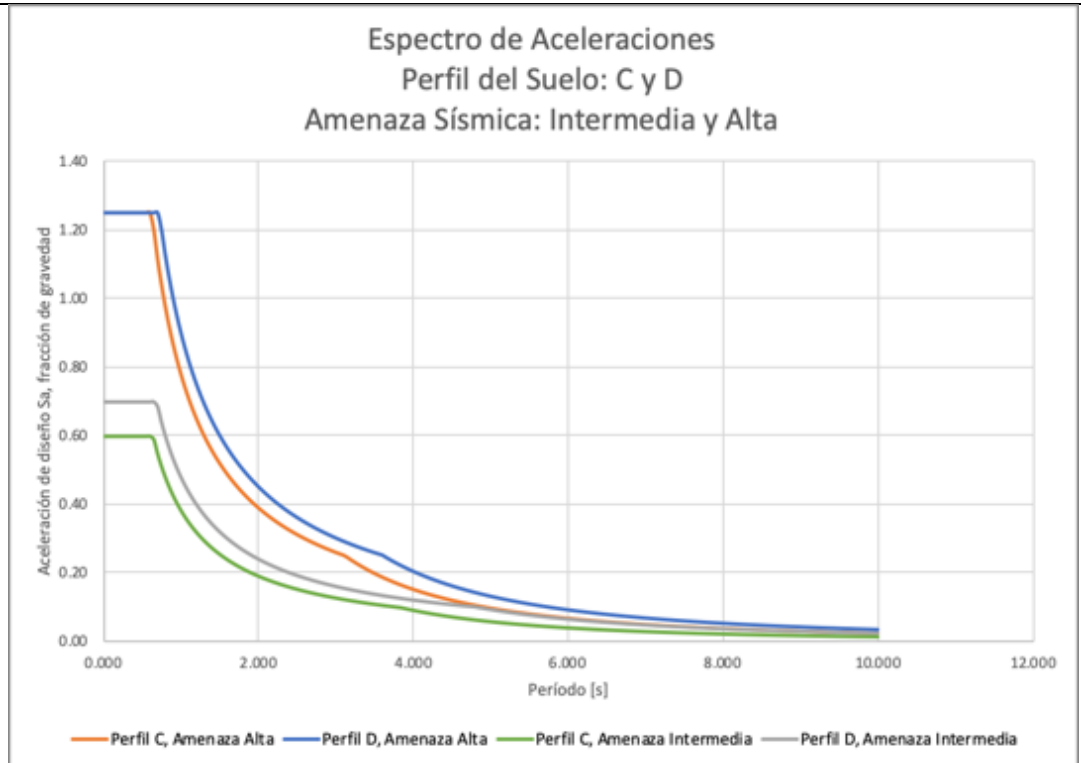


Figura 4-3. Espectros de aceleración para todos los perfiles y zonas de amenaza.

4.2.2 Modelación

Con el fin de modelar las estructuras en el software de análisis estructural, se definieron las dimensiones de los elementos. Para el dimensionamiento de las vigas se consideró la tabla C.9.5 de la NSR-10 (Tabla 4-7), utilizando una luz de 6 m, mientras que las columnas se dimensionaron con la Ecuación 1.

Tabla 4-7. Tabla C.9.5 para el pre-dimensionamiento de vigas, NSR-10 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010b).

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que NO soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

$$A_{columnas} [mm^2] = \frac{P_u [N]}{0.3 * f'_c [MPa]}$$

Ecuación 1. Pre-dimensionamiento de columnas.

La ecuación utilizada parte de la aproximación que, en el diagrama de interacción entre cargas axiales y momentos de una columna, el punto más eficiente está dado cuando la carga axial es alrededor del 30% de el producto entre la resistencia del concreto utilizado y el área de ésta. No obstante, considerando el nivel de amenaza sísmica, ambas áreas fueron incrementadas con el fin de rigidizar la estructura para que, al momento de modelarla y simular el sismo de diseño, se cumplan las derivas esperadas según la NSR-10. Adicionalmente, a partir de la densidad del concreto reforzado, las dimensiones del área de la sección de cada elemento y la carga por punta de la grúa, se halló la longitud máxima con la que podrá contar cada elemento para poder ser erguido por la grúa a utilizar.

Para la edificación de altura media, se tienen los siguientes resultados en términos de dimensiones:

Tabla 4-8. Dimensiones de los elementos estructurales para la edificación de altura media.

Edificación de 5 pisos		
Vigas	h [m]	0.50
	b [m]	0.30
	f_c [MPa]	21.00
	L máxima [m]	8.33
Columnas	h [m]	0.30
	b [m]	0.30
	f_c [MPa]	35.00
	L máxima por grúa [m]	13.89
Muros	Espesor [m]	0.30
	f_c [MPa]	35.00
Losa	h loseta [m]	0.10
	h nervios [m]	0.20
	b nervios [m]	0.10
	f_c [MPa]	21.00

Para la edificación de gran altura, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 4-9. Dimensiones de los elementos estructurales para la edificación de altura grande.

Edificación de 20 pisos		
Vigas	h [m]	0.60
	b [m]	0.40
	f_c [MPa]	21.00
	L máxima por grúa [m]	5.21
Columnas	h [m]	0.65
	b [m]	0.65
	f_c [MPa]	35.00
	L máxima por grúa [m]	2.96
Muros	Espesor [m]	0.40
	f_c [MPa]	35.00
Losa	h loseta [m]	0.10
	h nervios [m]	0.20
	b nervios [m]	0.10

A partir de las dimensiones planteadas y las características mencionadas anteriormente, se construyó el modelo en SAP para ambas edificaciones. Los modelos se encuentran anexos, y a continuación se ilustran gráficamente. A cada elemento se le asignó la sección correspondiente mencionada anteriormente y se les asignaron a todos los paneles de losa cargas muertas para un análisis no detallado, considerando alturas entre piso inferiores a 3 m, de uso residencial suponiendo el caso más desfavorable, es decir, particiones no ligeras, equivalente a 3.00 kN/m² (tomado de la Tabla B.3.4.3-1 del Título B de la NSR-10). En cuanto a cargas vivas, se tomaron de 1.80 kN/m² para apartamentos y 3.00 kN/m² en

escaleras, según lo estipulado en el Título B (Tabla B.4.2.1-1) de la NSR-10. Se modelaron los muros empotrados en la base, las uniones entre elementos rígidas debido a que se busca diseñar conexiones emulativas.

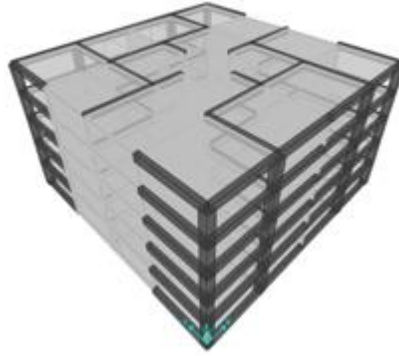


Figura 4-4. Modelo de edificación de altura media en SAP2000.

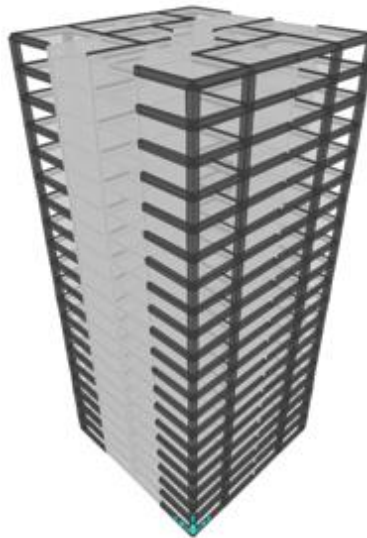


Figura 4-5. Modelo de edificación de gran altura en SAP2000.

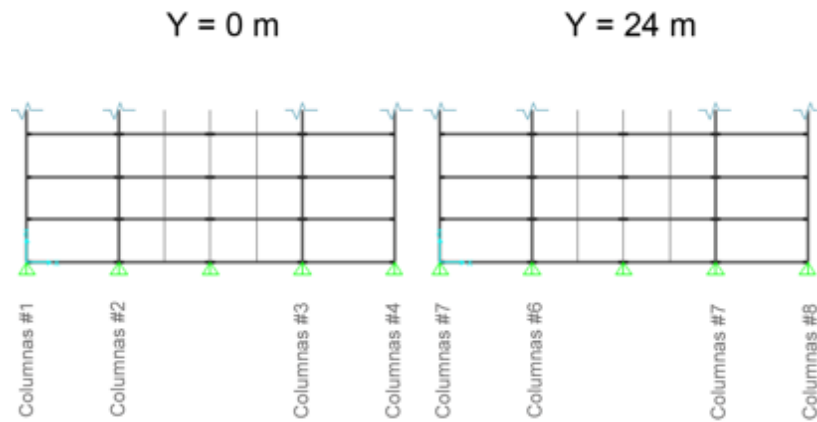


Figura 4-6. Nomenclatura de columnas para ambos modelos.

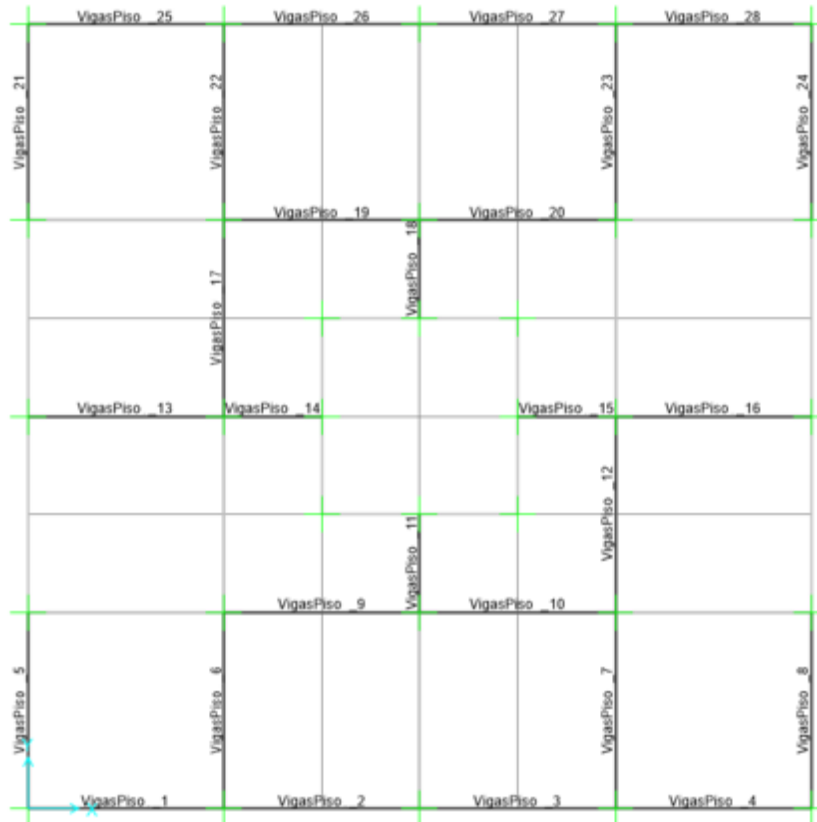


Figura 4-7. Nomenclatura de vigas para ambos modelos.

Contando con los modelos y los espectros, se procedió a llevar a cabo un análisis espectral para todos con el fin de hallar los períodos fundamentales de la estructura en ambas direcciones y las derivas ante cargas sísmicas, verificando que las relativas se mantuvieran por debajo del máximo permitido por la norma, 1%. A continuación, se expone la máxima deriva relativa obtenida luego de realizar el análisis para zona de amenaza sísmica intermedia y alta, con perfiles de suelo tipo C y D, para ambas edificaciones.

Tabla 4-10. Derivas relativas máximas para ambas edificaciones en el escenario más crítico.

Edificación	$U_{m\acute{a}x}$
5 Pisos	0.53%
20 Pisos	0.58%

De acuerdo con lo especificado en A.3.2.4, se definió el método de análisis a utilizar para cada edificación. A continuación se expone el resultado y el literal de la norma que se implementó para tomar la decisión.

Tabla 4-11. Método de análisis a implementar.

Zona de Amenaza	Suelo	Niveles	$2T_c$ [s]	T_x [s]	T_y [s]	Método de Análisis
Intermedia	C	5	1.280	0.085	0.114	A.3.4.2.1 (b). Fuerza Horizontal Equivalente
Intermedia	D	5	1.371			
Alta	C	5	1.248			
Alta	D	5	1.440			
Intermedia	C	20	1.280	0.610	0.807	A.3.4.2.1 (b). Fuerza Horizontal Equivalente
Intermedia	D	20	1.371			
Alta	C	20	1.248			
Alta	D	20	1.440			

Considerando el resultado obtenido, se procedió a calcular la fuerza horizontal equivalente para cada edificación y su distribución para cada piso. Dado que el método de las fuerzas horizontales es con fuerzas puntuales, se tomaron únicamente los coeficientes de aceleración (S_a) más críticos para el análisis, correspondientes a un perfil tipo D en zona intermedia. Adicionalmente, considerando que el período fundamental para la edificación

de altura media en ambas direcciones es inferior a T_c , las fuerzas aplicadas en ambas direcciones son iguales. A continuación se exponen los resultados.

Tabla 4-12. Fuerza horizontal equivalente en ambas direcciones para la edificación de altura media.

Fuerza Horizontal Equivalente	
W [kN]	36891
S_a	0.70
V_s [kN]	25824

Tabla 4-13. Distribución de fuerza horizontal equivalente en ambas direcciones para la edificación de altura media.

Distribución de fuerza sísmica en cada piso			
Piso	Fuerza Total [kN]	100%, en cada nodo [kN]	30%, en cada nodo [kN]
Piso 1	1722	345	104
Piso 2	3443	689	207
Piso 3	5165	1033	310
Piso 4	6886	1378	414
Piso 5	8608	1722	517

Tabla 4-14. Fuerza horizontal equivalente en dirección X para la edificación de gran altura.

Fuerza Horizontal Equivalente	
T_x [s]	0.610
W [kN]	157110
$S_a X$	0.70
V_s [kN]	109977

Tabla 4-15. Distribución de fuerza horizontal equivalente en dirección X para la edificación de gran altura.

Distribución de fuerza sísmica en cada piso, dirección X			
Piso	Fuerza Total [kN]	100%X, en cada nodo [kN]	30%Y, en cada nodo [kN]
Piso 1	456	92	28
Piso 2	947	190	57
Piso 3	1453	291	88
Piso 4	1968	394	119
Piso 5	2490	498	150
Piso 6	3018	604	182
Piso 7	3551	711	214
Piso 8	4088	818	246
Piso 9	4628	926	278
Piso 10	5173	1035	311
Piso 11	5720	1144	344
Piso 12	6269	1254	377
Piso 13	6822	1365	410
Piso 14	7376	1476	443
Piso 15	7933	1587	476
Piso 16	8492	1699	510
Piso 17	9053	1811	544
Piso 18	9616	1924	577
Piso 19	10180	2037	611
Piso 20	10746	2150	645

Tabla 4-16. Fuerza horizontal equivalente en ambas direcciones para la edificación de gran altura.

Fuerza Horizontal Equivalente	
T_Y [s]	0.807
W [kN]	157110
$S_a Y$	0.60
V_s [kN]	94266

Tabla 4-17. Distribución de fuerza horizontal equivalente en dirección Y para la edificación de gran altura.

Distribución de fuerza sísmica en cada piso, dirección Y			
Piso	Fuerza Total [kN]	100%Y, en cada nodo [kN]	30%X, en cada nodo [kN]
Piso 1	304	61	19
Piso 2	676	136	41
Piso 3	1080	216	65
Piso 4	1504	301	91
Piso 5	1946	390	117
Piso 6	2401	481	145
Piso 7	2869	574	173
Piso 8	3346	670	201
Piso 9	3833	767	230
Piso 10	4329	866	260
Piso 11	4832	967	290
Piso 12	5342	1069	321
Piso 13	5858	1172	352
Piso 14	6381	1277	383
Piso 15	6909	1382	415
Piso 16	7443	1489	447
Piso 17	7982	1597	479
Piso 18	8526	1706	512
Piso 19	9075	1816	545
Piso 20	9628	1926	578

Teniendo los modelos definidos con cargas verticales y horizontales, se procedieron a introducir las diferentes combinaciones de carga requeridas por el Título B numeral 2 de la NSR-10, expuestas a continuación:

$$1.4D$$

Ecuación 2. B.2.4-1 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010a).

$$1.2D + 1.6L$$

Ecuación 3. B.2.4-3 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010a).

$$1.2D + 1.0L$$

Ecuación 4. B.2.4-4 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010a).

$$1.2D + 1.0L + 1.0E$$

Ecuación 5. B.2.4-5 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010a).

$$0.9D + 1.0E$$

Ecuación 6. B.2.4-7 (Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, 2010a).

Cabe aclarar que las fuerzas sísmicas E consideradas son las impuestas por el espectro o las fuerzas horizontales equivalentes divididas por el coeficiente de disipación de energía R , el cual consiste en R_0 alterado por las irregularidades presentes en altura, planta y por redundancia. Para el estudio, se tomó un coeficiente $R_0 = 4.5$, el cual es inferior al mínimo utilizado actualmente en Indonesia (5.5) (Nurjaman et al., s. f.). Los factores utilizados para reducir dicho coeficiente se exponen a continuación, junto con el valor resultante para el coeficiente de disipación de energía utilizado.

Tabla 4-18. Valores utilizados para el cálculo del coeficiente de disipación de energía.

R_0	4.5
ϕ_p	1
ϕ_a	1
ϕ_r	1
R	4.5

4.2.3 Diseño

Una vez obtenidos los resultados para ambos modelos, se tomaron los valores máximos y mínimos más críticos de las envolventes para diseñar los diferentes elementos.

○ **Diseño de vigas**

Para el diseño de vigas, se tomaron los momentos máximos y mínimos de los extremos e internos y se realizaron los diseños a partir de ellos. Considerando que hay 28 tramos de viga por piso, no se expone la tabla completa de resultados y de diseños dentro de este documento sino un resumen, en el que se ilustra el diseño tomado para los diferentes rangos de momentos hallados. No obstante, en el documento de Excel anexo pueden observarse a detalle todos los momentos en las vigas y sus diseños respectivos. En aras de simplificar el diseño y así acelerar la producción, se tomaron barras número 8 para la edificación de gran altura y número 6 para la edificación de altura media para los diseños a flexión. Se tomó como refuerzo mínimo dos barras, con el fin de permitir el armado de estribos a lo largo de la sección, lo cual, a su vez, cumple con el mínimo especificado en el literal C.21.5.2.1 de la NSR-10. El diseño a flexión en los extremos fue realizado en la cara de cada elemento y no dentro del nudo, bien sea en lugares de conexión con columna o muro.

Tabla 4-19. Diseño a flexión para secciones de vigas, edificación de altura media.

Para momentos hasta:	94 kNm	137 kNm
f_y [MPa]	420	420
f'_c [MPa]	21	21
Ancho de la sección b [mm]	300	300
Altura de la última capa de refuerzo d [mm]	460	460
Tipo de refuerzo	Simple	Simple
Tipo de Barra	6	6
Cantidad	2	3
Área de acero A_s [mm²]	568	852
Cuantía de acero ρ	0.41%	0.62%
Centroide del área de refuerzo a [mm]	44.55	66.82

Tabla 4-20. Diseño a flexión para secciones de vigas, edificación de gran altura.

Para momentos hasta:	204 kNm	297 kNm	385 kNm	467 kNm	558 kNm	648 kNm	739 kNm	829 kNm	920 kNm	1011 kNm
f_y [MPa]	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420
f_c [MPa]	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Ancho de la sección b [mm]	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Altura de la última capa de refuerzo d [mm]	560	560	560	560	560	560	560	560	560	560
Tipo de refuerzo	Simple	Simple	Simple	Simple	Doble	Doble	Doble	Doble	Doble	Doble
Tipo de Barra	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
Cantidad	2	3	4	5	5 Simple 1 Doble	5 Simple 2 Doble	5 Simple 3 Doble	5 Simple 4 Doble	5 Simple 5 Doble	5 Simple 6 Doble
Área de acero A_s [mm ²]	1020	1530	2040	2550	3060	3570	4080	4590	5100	5610
Cuantía de acero ρ	0.46%	0.68%	0.91%	1.14%	1.14%	1.14%	1.14%	1.14%	1.14%	1.14%
Centroide del área de refuerzo a [mm]	60.00	90.00	120.00	150.00	150.00	150.00	150.00	150.00	150.00	150.00

A continuación, se realizó el diseño inicial a cortante. Se expone de forma similar al de flexión para facilitar su lectura. En el caso de la edificación de altura media, el refuerzo mínimo fue suficiente inicialmente para cumplir las demandas por corte. No obstante, más adelante se presenta el diseño a cortante modificado siguiendo los parámetros especificados en el capítulo 21 del Título C para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES), el cual se sobrepone en las secciones críticas a cortante.

Tabla 4-21. Diseño inicial a cortante para vigas, edificación de altura media.

Para cortantes hasta:	170 kN
f_y [MPa]	420
f'_c [MPa]	21
Ancho de la sección b [mm]	300
Altura de la última capa de refuerzo d [mm]	460
Separación entre estribos S [mm]	230
Tipo de Barra	3
Barras por estribo	2
Área transversal de acero A_v [mm ²]	142
Resistencia a corte del concreto V_{CU} [kN]	80.63
Resistencia a corte del acero V_{SU} [kN]	89.46

Tabla 4-22. Diseño inicial a cortante para vigas, edificación de gran altura.

Para cortantes hasta:	220 kN	250 kN	287 kN	359 kN	409 kN	632 kN
f_y [MPa]	420	420	420	420	420	420
f'_c [MPa]	21	21	21	21	21	21
Ancho de la sección b [mm]	400	400	400	400	400	400
Altura de la última capa de refuerzo d [mm]	560	560	560	560	560	560
Separación entre estribos S [mm]	280	210	160	110	90	50
Tipo de Barra	3	3	3	3	3	3
Barras por estribo	2	2	2	2	2	2
Área transversal de acero A_v [mm ²]	142	142	142	142	142	142
Resistencia a corte del concreto V_{CU} [kN]	130.88	130.88	130.88	130.88	130.88	130.88
Resistencia a corte del acero V_{SU} [kN]	89.46	119.28	156.56	227.72	278.32	500.98

Tabla 4-23. Modificaciones a diseños de vigas para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de altura media.

C.21.5.1.1	
Axial máxima permitida [kN]	Axial máxima obtenida del análisis [kN]
315	143
C.21.5.1.2/C.21.8.3 (a)	
Luz nominal mínima permitida [m]	Luz nominal mínima utilizada [m]
1.840	2.850
C.21.5.1.3	
Ancho mínimo de la sección [mm]	Ancho utilizado [mm]
150	300
C.21.5.1.4	
Ancho máximo de la sección [mm]	Ancho utilizado [mm]
525	300
C.21.5.2.1	
Área mínima de refuerzo [mm ²]	Área mínima de refuerzo real [mm ²]
455	568
Cuantía máxima permitida [%]	Cuantía máxima del diseño [%]
2.50%	0.62%
C.21.5.2.2	
Momento positivo mayor o igual a 1/2 del momento negativo en cada cara, momento en toda la viga tiene que ser igual o mayor a 1/4 del mayor momento en	
C.21.5.2.3	
Espaciamiento máximo en zona de traslapo [mm]	Distancia mínima desde caras hasta traslapo [mm]
100	1000
No en nudo	No en zona de fluencia
C.21.5.3.1	
l_0 de estribos cerrados, desde cara [mm]	
1200	
1000	
Separación máxima de estribos cerrados cuando se requieren según C.21.5.3.1 [mm]	Donde se requieran, el primer estribo cerrado deberá estar a no mas de 50 mm de la cara.
115	
C.21.5.3.3	
En estribos, barras longitudinales deben tener soporte lateral C7.10.5.3	
C.21.5.3.4	
Espaciamiento de estribos con ganchos sísmicos en zonas diferentes a C.21.5.3.1	
230	

Tabla 4-24. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de altura media (continuación).

C.21.5.4.1				
Piso 5				
Viga	1	2	3	4
M_{pra} [kNm]	117	117	117	117
M_{prb} [kNm]	117	117	117	117
l_n [m]	6	6	6	6
w_u [kN/m]	32	32	32	32
V_e [kN]	134	134	134	134
C.21.5.4.2				
(a) Relación $V_e/V_{U \text{ diseño}}$	79%	79%	79%	79%
Axial mínima [kN]	1	17	38	75
(b) Verificación Axial [kN]	157.5			
Separación del refuerzo transversal [mm]	120	120	120	120
V_U suponiendo $V_{CU}=0$ [kN]	171	171	171	171
Desde cara, hasta l_0 [m]	1.15	1.15	1.15	1.15
Desde cara, hasta l_0 [m]	4.70	4.70	4.70	4.70

Tabla 4-25. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de gran altura.

C.21.5.1.1	
Axial máxima permitida [kN]	Axial máxima obtenida del análisis [kN]
504	314
C.21.5.1.2/C.21.8.3 (a)	
Luz nominal mínima permitida [m]	Luz nominal mínima utilizada [m]
2.240	2.675
C.21.5.1.3	
Ancho mínimo de la sección [mm]	Ancho utilizado [mm]
180	400
C.21.5.1.4	
Ancho máximo de la sección [mm]	Ancho utilizado [mm]
1138	400
C.21.5.2.1	
Área mínima de refuerzo [mm ²]	Área mínima de refuerzo real [mm ²]
739	1020
Cuantía máxima permitida [%]	Cuantía máxima del diseño [%]
2.50%	1.37%
C.21.5.2.2	
Momento positivo mayor o igual a 1/2 del momento negativo en cada cara, momento en toda la viga tiene que ser igual o mayor a 1/4 del mayor momento en	
C.21.5.2.3	
Espaciamiento máximo en zona de traslapo [mm]	Distancia mínima desde caras hasta traslapo [mm]
100	1200
No en nudo	No en zona de fluencia
C.21.5.3.1	
l_0 de estribos cerrados, desde cara [mm]	
1200	
C.21.5.3.2	
Separación máxima de estribos cerrados cuando se requieren según C.21.5.3.1 [mm]	Donde se requieran, el primer estribo cerrado deberá estar a no mas de 50 mm de la cara.
140	
C.21.5.3.3	
En estribos, barras longitudinales deben tener soporte lateral C7.10.5.3	
C.21.5.3.4	
Espaciamiento de estribos con ganchos sísmicos en zonas diferentes a C.21.5.3.1 [mm]	
280	

Tabla 4-26. Modificaciones a diseños para cumplir requisitos de disipación especial de energía (DES), edificación de gran altura (continuada).

C.21.5.4.1				
Piso 20				
Viga	1	2	3	4
M_{pra} [kNm]	283.815	283.815	283.815	283.815
M_{prb} [kNm]	283.815	413.67375	413.67375	283.815
l_n [m]	5.35	5.475	5.475	5.35
w_u [kN/m]	30.96	30.96	30.96	30.96
V_e [kN]	189	212	212	189
C.21.5.4.2				
(a) Relación $V_e/V_{U \text{ diseño}}$	86%	96%	96%	86%
Axial mínima [kN]	6	79	126	133
(b) Verificación Axial [kN]	252			
Separación del refuerzo transversal [mm]	110	110	110	110
V_U suponiendo $V_{CU}=0$ [kN]	228	228	228	228
Desde cara, hasta l_0 [m]	1.525	1.525	1.4	1.525
Desde cara, hasta l_0 [m]	4.15	4.275	4.275	4.15

Adicionalmente, se verificó que la torsión máxima causada en las vigas fuera inferior a la máxima permitida por la NSR-10 para despreciarse, y en caso de ser mayor, modificar el diseño. El resultado hallado fue que la torsión puede despreciarse en el diseño de la edificación de altura media pero debe considerarse en algunos elementos de la edificación de gran altura. A continuación se exponen los requisitos adicionales para resistencia a torsión y los elementos que requieren dichos refuerzos adicionales.

Tabla 4-27. Torsión límite y máxima en el modelo, edificación de altura media.

Torsión máxima permitida [kNm]	Torsión máxima [kNm]
5.35	5.09

Tabla 4-28. Refuerzo adicional para elementos con torsión no despreciable, edificación de gran altura.

Para torsiones hasta:	28 kNm	31 kNm	35 kNm	39 kNm	45 kNm	52 kNm	63 kNm	79 kNm
f_y [MPa]	420	420	420	420	420	420	420	420
f'_c [MPa]	21	21	21	21	21	21	21	21
Ancho de la sección b [mm]	400	400	400	400	400	400	400	400
Altura de la última capa de refuerzo d [mm]	560	560	560	560	560	560	560	560
Tipo de Refuerzo Transversal	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3	#3
Cantidad Transversal	1	1	1	1	1	1	1	1
Espaciamiento [mm]	220	200	180	160	140	120	100	80
Área de acero transversal adicional A_t [mm ²]	71	71	71	71	71	71	71	71
Tipo de Refuerzo Longitudinal	#8	#8	#8	#8	#8	#8	#8	#8
Cantidad Longitudinal	1	2	2	2	2	2	3	3
Área de acero longitudinal adicional A_l [mm ²]	510	1020	1020	1020	1020	1020	1530	1530

Tabla 4-29. Elementos con corrección por torsión, edificación de gran altura.

Piso	0	0	3	3	4	4	5	5	6	6	6	6	7	7	7	7	7	8	8	8
Viga	9	20	12	17	12	17	12	17	12	17	19	20	9	12	17	19	20	12	17	20

Piso	9	9	9	9	10	10	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15	16	17	18	19
Viga	12	17	18	20	12	17	20	12	17	11	17	12	17	12	17	12	12	12	12	12

Con el fin de ilustrar los resultados expuestos anteriormente, se realizó el despiece de la línea de vigas diseñada con los requisitos DES, el cual es mostrado más adelante (Figura 4-15 y Figura 4-16) luego de explicar la conexión entre dichos elementos. Adicionalmente, puede observarse con mayor detalle en los archivos de AutoCAD y pdf anexos, con los nombres “DespieceVigas20Pisos.dwg”, “DespieceVigas20Pisos.pdf”, “DespieceVigas5Pisos.dwg” y “DespieceVigas5Pisos.pdf”.

○ **Diseño de columnas**

Para el diseño de columnas, se tomaron todas las reacciones de extremos de las columnas bajo cada una de las combinaciones de cargas y se reforzaron las columnas de forma que el momento más crítico con su respectiva fuerza axial y la fuerza axial más crítica con su respectivo momento se encuentre dentro del diagrama de interacción. A continuación, se expone el diagrama de interacción obtenido para el diseño de las columnas junto con la especificación del refuerzo longitudinal. Solo se expone el resultado más crítico del análisis porque, dada la cantidad de resultados, no se aprecia correctamente la gráfica. Debido a que la columna tiene las mismas dimensiones en ambas direcciones, se eligió un refuerzo simétrico y se tomaron los resultados más críticos de las combinaciones para los momentos en ambos ejes, debido a que el sismo es principalmente en una dimensión. Por lo tanto, se considera un diseño uniaxial.

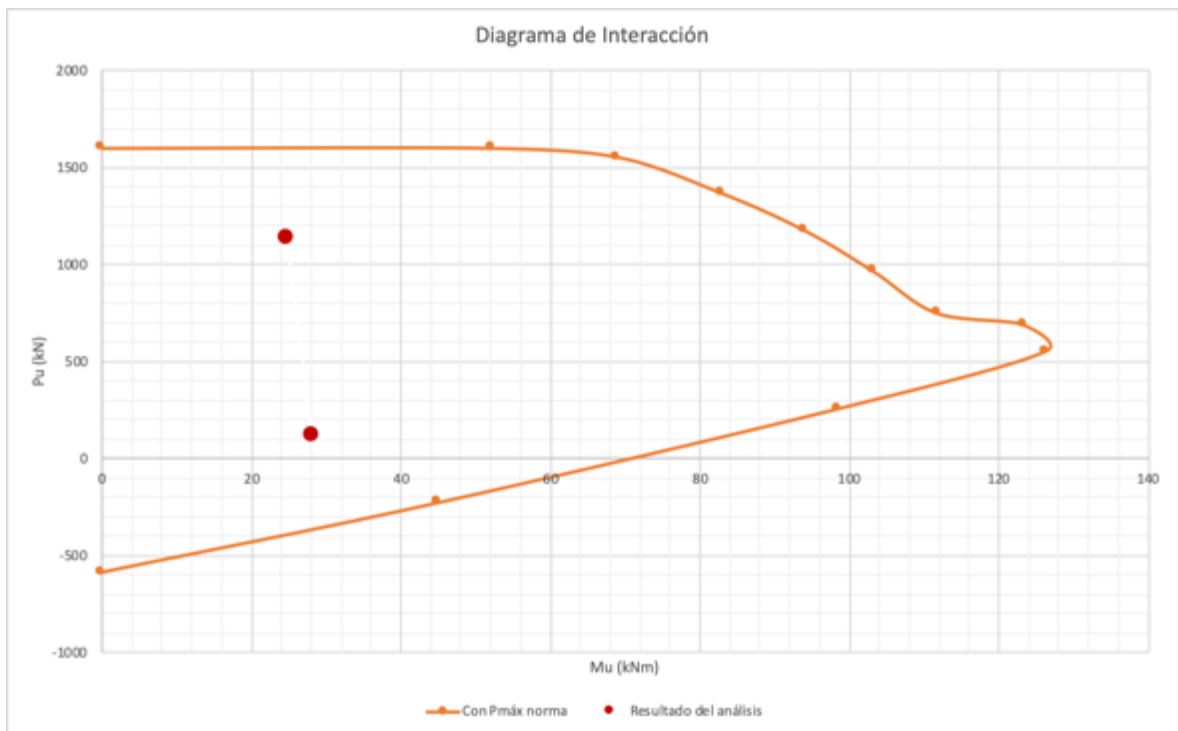


Figura 4-8. Diagrama de interacción para columnas, edificación de altura media.

Tabla 4-30. Refuerzo longitudinal de columnas, edificación de altura media.

Detalle del Refuerzo	
Capas, Barras por capa	2, 2
Diámetro de barras [mm]	25.4 (#8)
A_{s1} [mm ²]	774
d_1 [mm]	40
A_{s2} [mm ²]	774
d_2 [mm]	260
Cuantía ρ [%]	1.72%

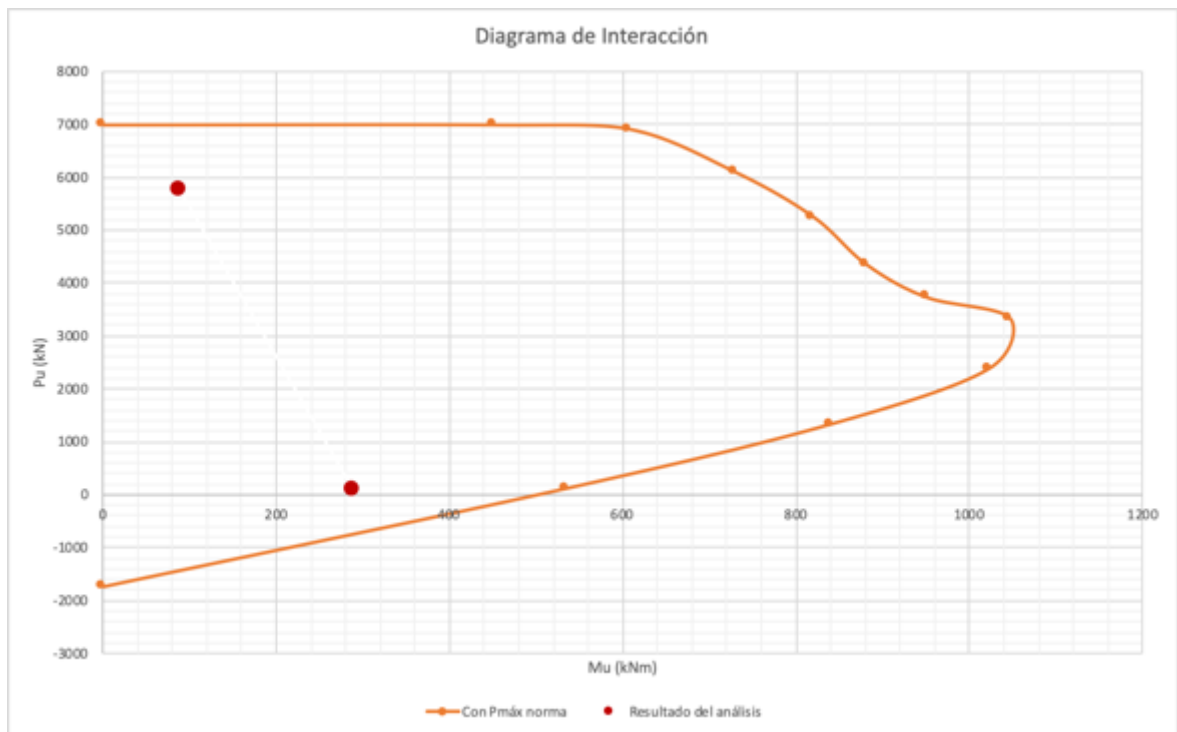


Figura 4-9. Diagrama de interacción para columnas, edificación de gran altura.

Tabla 4-31. Refuerzo longitudinal de columnas, edificación de gran altura.

Detalle del Refuerzo	
Capas, Barras por capa	3, 3
Diámetro de barras [mm]	25.4 (#8)
Separación del Refuerzo [mm]	246.9
A_{s1} [mm ²]	1530
d_1 [mm]	40
A_{s2} [mm ²]	1530
d_2 [mm]	312.3
A_{s3} [mm ²]	1530
d_3 [mm]	610
Cuantía ρ [%]	1.09%

Para el diseño a cortante, se tuvieron en cuenta los resultados de demandas máximas expuestos a continuación:

Tabla 4-32. Demanda máxima por cortante en las columnas de la edificación de altura media.

$V_{Máx}$ [kN]
19

Tabla 4-33. Demanda máxima por cortante en las columnas de la edificación de gran altura.

$V_{Máx}$ [kN]
175

Considerando las bajas magnitudes de las demandas, el diseño inicial para cortante es aquel que cumpla con el mínimo estipulado en el capítulo C.7 de la NSR-10 y se expone el resultado a continuación:

Tabla 4-34. Diseño inicial para resistencia a cortante de las columnas, edificación de altura media.

Resistencia a corte	
λ	1
f'_c [Mpa]	35
b_w [mm]	300
d [mm]	300
V_{CN} [kN]	91
d [mm]	260
$S_{m\acute{a}xima}$ [mm]	130
$S_{m\acute{a}xima\ construible}$ [mm]	130
f_y [MPa]	420
$A_v\ m\acute{in}ima$ [mm ²]	34
$A_v\ m\acute{in}ima\ con\ barras$ [mm ²]	64
$V_s\ con\ A_v\ m\acute{in}ima\ real$ [kN]	54
ϕ	0.75
V_u [kN]	108

Tabla 4-35. Diseño inicial para resistencia a cortante de las columnas, edificación de gran altura.

Resistencia a corte	
λ	1
f'_c [Mpa]	35
b_w [mm]	650
d [mm]	650
V_{CN} [kN]	425
d [mm]	610
$S_{m\acute{a}xima}$ [mm]	305
$S_{m\acute{a}xima\ construible}$ [mm]	300
f_y [MPa]	420
$A_v\ m\acute{in}ima$ [mm ²]	170
$A_v\ m\acute{in}ima\ con\ barras$ [mm ²]	192
$V_s\ con\ A_v\ m\acute{in}ima\ real$ [kN]	164
ϕ	0.75
V_u [kN]	442

No obstante, considerando la zona de amenaza sísmica y los requisitos de diseño especificados en la NSR-10, se debe modificar dicho diseño para cumplir los requisitos de disipación especial de energía (DES). A continuación se presenta un detalle de los requisitos a cumplir en el detallado de columnas prefabricadas de concreto para corte.

Tabla 4-36. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de altura media.

C.21.6.1	
P_u mínima NSR-10 [kN]	P_u mínima análisis [kN]
315	583
C.21.6.1.1	
Sección mínima [mm]	Sección utilizada [mm]
300	300
C.21.6.1.2	
Relación b/h mínima	Relación b/h
0.4	1
C.21.6.2.2	
Mínima relación $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$	
0.44*	1.21
C.21.6.3.1	
Área mínima de refuerzo [mm ²]	Área máxima de refuerzo [mm ²]
900	3600
Área de refuerzo real [mm ²]	
1548	
C.21.6.4.1	
l_0 [mm]	
450	
C.21.6.4.2	
$h_{x\text{ máx}}$ [mm]	
350	
C.21.6.4.3	
$S_{\text{máx}}$ en l_0 [mm]	$S_{\text{máx}}$ construible [mm]
100.0	100
C.21.6.4.4	
ρ_s mínima	A_{sh} mínima (mm ²)
1.00%	165
ρ_s suministrada	A_{sh} mínima suministrada (mm ²)
2.87%	258
C.21.6.4.5	
$S_{\text{máx}}$ [mm]	
150	
C.21.6.5.1	
V_e [kN]	
103	
C.21.6.5.2	
En piso 5, se cumple al cumplir C.21.13.5 (a)	
*Las columnas que no cumplen esta relación deben cumplir requisitos adicionales expuestos a continuación	

Tabla 4-37. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de altura media (continuación).

Piso	Columna 1	Extremo a			Extremo b			Cara vigas		C.21.6.2.2
	Luz libre [m]	P_u [kN]	M_n [kNm]	M_{pr} [kNm]	P_u [kN]	M_n [kNm]	M_{pr} [kNm]	M_n [kNm]	M_n [kNm]	
Piso 1	2.7	606	148	178	599	147	176	104	104	1.3
Piso 2	2.7	485	133	160	478	133	159	104	104	1.2
Piso 3	2.7	364	121	145	356	120	144	104	104	1.1
Piso 4	2.7	242	108	129	234	107	128	104	104	1.0
Piso 5	2.7	119	93	111	112	92	110	104	104	0.4

Tabla 4-38. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de altura media (continuación).

Piso	Cortante por momentos probables [kN]	V_u [kN]	Cortante en caras por vigas [kN]	V_c [kN]	l_0 [m]	s [mm]	A_{sh} mínima para cumplir V_c [mm ²]	Cuantía volumétrica transversal ρ_s mínima	Cantidad de barras no.4	A_{sh} real [mm ²]	ρ_s real
Piso 1	118	12	103	103	0.45	100	7	1.0%	2	258	2.87%
Piso 2	106	12	103	103	0.45	100	7	1.0%	2	258	2.87%
Piso 3	96	14	103	96	0.45	100	6	1.0%	2	258	2.87%
Piso 4	86	14	103	86	0.45	100	4	1.0%	2	258	2.87%
Piso 5	74	18	103	74	0.45	100	2	1.0%	2	258	2.87%

La cuantía volumétrica obtenida, 2.87%, se obtiene por el área mínima requerida para el cumplimiento de C.21.6.4.4 con barras reales. Para las columnas que no cumplieron el requisito C.21.6.2.2 se debe hacer la verificación C.21.13.4.2 respecto a la axial mínima, el cual a su vez indica qué otros numerales se deben cumplir. Adicionalmente, al ser columnas prefabricadas que no cumplen dicha estipulación, se debe cumplir con C.21.13.5. Lo anterior junto con los requisitos adicionales que deben cumplirse se exponen a continuación:

Tabla 4-39. Requisitos adicionales para el detallado DES por incumplimiento de C.21.6.2.2, edificación de media altura.

Columna 1	P_u [kN]	$Agf_c/10$ [kN]	C.21.13.4.2	Numerales adicionales a cumplir	C.21.13.5 (a)	C.21.13.5 (b)	C.21.13.5 (c)
Piso 3	364	315	NO	Cumplir C.21.6.3, C.21.6.4, C.21.6.5 y C.21.7.3.1	Estribos según C.21.13.3.2 en toda la columna y nudo	Refuerzo según C.16.5	Longitud de apoyo de viga 50mm mayor que C.10.14
Piso 4	242	315	SI	Cumplir C.21.5.2.1, C.21.5.4 y S<d/2			
Piso 5	119	315	SI				

Tabla 4-40. Modificaciones requeridas para la columna 1 en el piso 3, edificación de altura media. En la parte superior de la tabla se indican los numerales que se cumplen simultáneamente.

	C.21.13.5 (a)		C.21.13.5 (a)				C.21.13.5 (a)		
	C.21.6.3		Al cumplir estos cumple C.21.7.3.1				V _c =0, con S ₀ cumple		
Piso 3	A _{st} [mm ²] C.21.6.3.1	l ₀ [mm] C.21.6.4.1	h _{x máx} [mm] C.21.6.4.2	s ₀ [mm] C.21.6.4.3	ρ _s C.21.6.4.4 (a)	A _{st} [mm ²] C.21.6.4.4 (b)	S _{máx} fuera de l ₀ [mm] C.21.6.4.5	V _e [kN] C.21.6.5.1	V _u [kN] C.21.6.5.2
	900	450	350	100	1.0%	165	130	96	211

Tabla 4-41. Modificaciones requeridas para la columna 1 en los pisos 4 y 5, edificación de altura media. En la parte superior de la tabla se indican los numerales que se cumplen simultáneamente.

	C.21.13.5 (a)		C.21.13.5 (a)				V _c =0, con S ₀ cumple
	A _{mín} [mm ²] C.21.5.2.1	ρ _{máx} C.21.5.2.1	h _{x máx} [mm] C.21.6.4.2	s ₀ [mm] C.21.6.4.3	V _e [kN] C.21.5.4.1	V _u [kN] C.21.5.4.2	
Piso 4	260	2.50%	350	100	86	211	
Piso 5	260	2.50%	350	100	74	211	

Tabla 4-42. Requisitos C.16.5 para cumplimiento de C.21.13.5 para columna 1 de los pisos 3, 4 y 5, edificación de altura media.

C.16.5.1					
C.16.5.1.1 C.7.13.3	C.16.5.1.2	Resistencia a tracción de conexión [kN] C.16.5.1.3 (a)	C.16.5.1.3 (b)	C.16.5.1.3 (c)	C.16.5.1.4
Amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura que conecten elementos a un sistema resistente a cargas laterales	NA	126	NA	NA	No usar detalles de conexión por fricción por cargas gravitacionales

Tabla 4-43. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de gran altura.

C.21.6.1	
P_u mínima NSR-10 [kN]	P_u mínima análisis [kN]
1479	1479
C.21.6.1.1	
Sección mínima [mm]	Sección utilizada [mm]
300	650
C.21.6.1.2	
Relación b/h mínima	Relación b/h
0.4	1
C.21.6.2.2	
Mínima relación $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$	
1.34	
C.21.6.3.1	
Área mínima de refuerzo [mm ²]	Área máxima de refuerzo [mm ²]
4225	16900
Área de refuerzo real [mm ²]	
4590	
C.21.6.4.1	
l_0 [mm]	
650	
C.21.6.4.2	
$h_{x\text{ máx}}$ [mm]	
350	
C.21.6.4.3	
$S_{\text{máx}}$ en l_0 [mm]	$S_{\text{máx}}$ construible [mm]
121.7	120
C.21.6.4.4	
ρ_s mínima	A_{sh} mínima (mm ²)
1.00%	513
ρ_s suministrada	A_{sh} mínima suministrada (mm ²)
1.20%	597
C.21.6.4.5	
$S_{\text{máx}}$ [mm]	
150	
C.21.6.5.1	
V_e [kN]	
247	
C.21.6.5.2	
<p>En los pisos 18, 19 y 20 se cumple una axial menor a la mínima y una cortante mayor a la mitad de la del análisis, por lo que se debe despreciar la resistencia a corte del concreto. Sin embargo, al despreciarla, la cortante última siguiendo los requisitos para disipación especial de energía es de 956 kN, lo cual cumple para todas las demandas de corte, tanto del análisis como de la NSR-10.</p>	

Tabla 4-44. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de gran altura (continuación).

Piso	Columna 1			Extremo a			Extremo b			Cara vigas		C.21.6.2.2 $\Sigma M_c/M_b$
	Luz libre [m]	P_u [kN]	M_n [kNm]	M_{pr} [kNm]	P_u [kN]	M_n [kNm]	M_{pr} [kNm]	M_n [kNm]	M_n [kNm]			
Piso 1	2.35	4389	1352	1622	4355	1354	1625	227	227	6.0		
Piso 2	2.35	4204	1357	1628	4170	1357	1629	227	227	6.0		
Piso 3	2.35	4010	1360	1632	3977	1361	1633	227	227	6.0		
Piso 4	2.35	3808	1364	1637	3775	1364	1637	227	227	5.9		
Piso 5	2.35	3599	1335	1602	3566	1328	1593	227	227	5.8		
Piso 6	2.35	3384	1290	1548	3350	1283	1539	227	227	5.6		
Piso 7	2.35	3164	1254	1504	3131	1249	1498	227	227	5.4		
Piso 8	2.35	2941	1220	1463	2907	1214	1457	227	227	5.3		
Piso 9	2.35	2714	1185	1422	2681	1180	1416	227	227	5.1		
Piso 10	2.35	2486	1150	1380	2452	1145	1374	227	227	5.0		
Piso 11	2.35	2256	1110	1332	2223	1103	1324	227	227	4.8		
Piso 12	2.35	2026	1065	1278	1992	1059	1271	227	227	4.6		
Piso 13	2.35	1795	1021	1225	1762	1014	1217	227	227	4.4		
Piso 14	2.35	1565	976	1172	1532	970	1164	227	227	4.2		
Piso 15	2.35	1337	932	1118	1303	923	1107	227	227	3.9		
Piso 16	2.35	1109	868	1042	1075	859	1031	227	227	3.7		
Piso 17	2.35	883	805	967	850	796	955	227	227	3.4		
Piso 18	2.35	658	743	891	625	733	880	227	227	3.1		
Piso 19	2.35	436	681	817	402	671	806	227	227	2.8		
Piso 20	2.35	212	618	742	179	609	731	227	227	1.3		

Tabla 4-45. Detallado para cumplir requisitos de disipación especial (DES) en columnas, edificación de gran altura (continuación).

Piso	Cortante											
	Cortante por momentos probables [kN]	V_u [kN]	Cortante en caras por vigas [kN]	V_c [kN]	l_0 [m]	s [mm]	A_{sh} mínima [mm ²]	ρ_s mínima	Cantidad de barras no.5	A_{sh} real [mm ²]	ρ_s real	
Piso 1	1082	30	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 2	1086	30	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 3	1088	34	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 4	1091	38	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 5	1065	41	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 6	1029	43	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 7	1001	46	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 8	974	47	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 9	946	49	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 10	918	50	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 11	885	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 12	850	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 13	814	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 14	779	52	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 15	742	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 16	691	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 17	641	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 18	590	51	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 19	541	49	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	
Piso 20	491	68	247	247	0.65	120	-14	1.0%	3	597	1.20%	

○ **Diseño de nudos**

Para el diseño de nudos, se siguió lo estipulado en el capítulo C.21.7. Los resultados se exponen a continuación.

Tabla 4-46. Detallado de nudos DES, edificación de altura media.

C.21.7.2.1	
f_y en cara de vigas [MPa]	
525	
C.21.7.2.2	
En caso de terminar un viga en la columna, el refuerzo debe prolongarse hasta la cara más distante de la columna y anclarse a tracción según C.21.7.5 y a compresión según C.12.	
C.21.7.2.3	
Dimensión mínima de columna en nudo según d_b viga [mm]	Dimensión mínima de la columna en nudo [mm]
381	300
C.21.7.3.1	
Refuerzo transversal según C.21.6.4.2, C.21.6.4.3, C.21.6.4.4 (a) o (b) y C.21.6.4.7	
C.21.7.3.3	
S refuerzo transversal para confinar vigas [mm]	
115	
C.21.7.4.1	
V_n máxima en el nudo [kN]	
639	
C.21.7.5.1	
$l_{dh \text{ min}}$ [mm]	
150	
C.21.7.5.2	
l_d mínima [mm]	
375	

Como puede observarse, la dimensión permitida mínima de la columna en el nudo es inferior; no obstante, para solucionar esto y a su vez proveer un mejor apoyo para las vigas prefabricadas, se propone adicionar ménsulas en los nudos. El diseño de estas se expondrá más adelante.

Tabla 4-47. Detallado de nudos DES, edificación de gran altura.

C.21.7.2.1	
f_y en cara de vigas [MPa]	
525	
C.21.7.2.2	
En caso de terminar un viga en la columna, el refuerzo debe prolongarse hasta la cara más distante de la columna y anclarse a tracción según C.21.7.5 y a compresión según C.12.	
C.21.7.2.3	
Dimensión mínima de columna según d_b viga [mm]	Dimensión mínima de la columna [mm]
508	650
C.21.7.3.1	
Refuerzo transversal según C.21.6.4.2, C.21.6.4.3, C.21.6.4.4 (a) o (b) y C.21.6.4.7	
C.21.7.3.3	
S refuerzo transversal para confinar vigas [mm]	
140	
C.21.7.4.1	
V_n máxima en el nudo [kN]	
1846	
C.21.7.5.1	
$l_{dh \text{ min}}$ [mm]	
150	
C.21.7.5.2	
l_d mínima [mm]	
375	

○ **Diseño de ménsula**

Considerando los requisitos para pórticos con capacidad de disipación especial de energía (DES), se requiere la adición de ménsulas en la edificación de altura media en los nudos. Para dicho diseño, se siguieron las pautas especificadas por Raths (Raths, 1965) para ménsulas en elementos prefabricados. Los resultados obtenidos se exponen a continuación, cabe aclarar que el diseño se realizó para el caso más crítico de fuerzas y todas las ménsulas tendrán igual dimensión, con el fin de simplificar y acelerar el proceso de producción.

Tabla 4-48. Diseño de ménsula para edificación de altura media.

Dimensión mínima requerida para el apoyo NSR-10 [mm]	385
Dimensión mínima de la ménsula a cada lado [mm]	42.5
Dimensión elegida de apoyo de ménsulas [mm]	200
Altura elegida de ménsulas h [mm]	300
Profundidad efectiva de ménsula d [mm]	260
Distancia desde cara de la columna hasta resultante de fuerza vertical a [mm]	10
Ancho de ménsula b [mm]	300
Relación a/d	0.04
Fuerza horizontal H [kN]	91.17
Fuerza vertical V [kN]	41.20
H/V	2.21
Relación de refuerzo en cara de columna p máxima	0.013
Área de refuerzo mínima A_s [mm ²]	1014.00
ϕ	0.85
Factor de amplificación	1.33
Carga última amplificada en ménsula [kN]	54.93
V_u ménsula [kN]	81.80
f'_c [psi]	5000
Área de refuerzo real A_s con 2 No. 8 [mm ²]	1020
Relación de refuerzo en cara de columna p real	0.013
A_v mínima [mm ²]	510
A_v con 4 estribos de 2 No. 3 [mm ²]	568
Separación de estribos S [mm]	20
Esfuerzo ejercido por soporte [MPa]	0.92
ℓ_{dh} (mm)	433

Adicionalmente, se expone a continuación el dibujo con el detalle de la ménsula. Puede verse en mayor detalle en los anexos de pdf y AutoCAD "Ménsula.pdf" y "Ménsula.dwg".

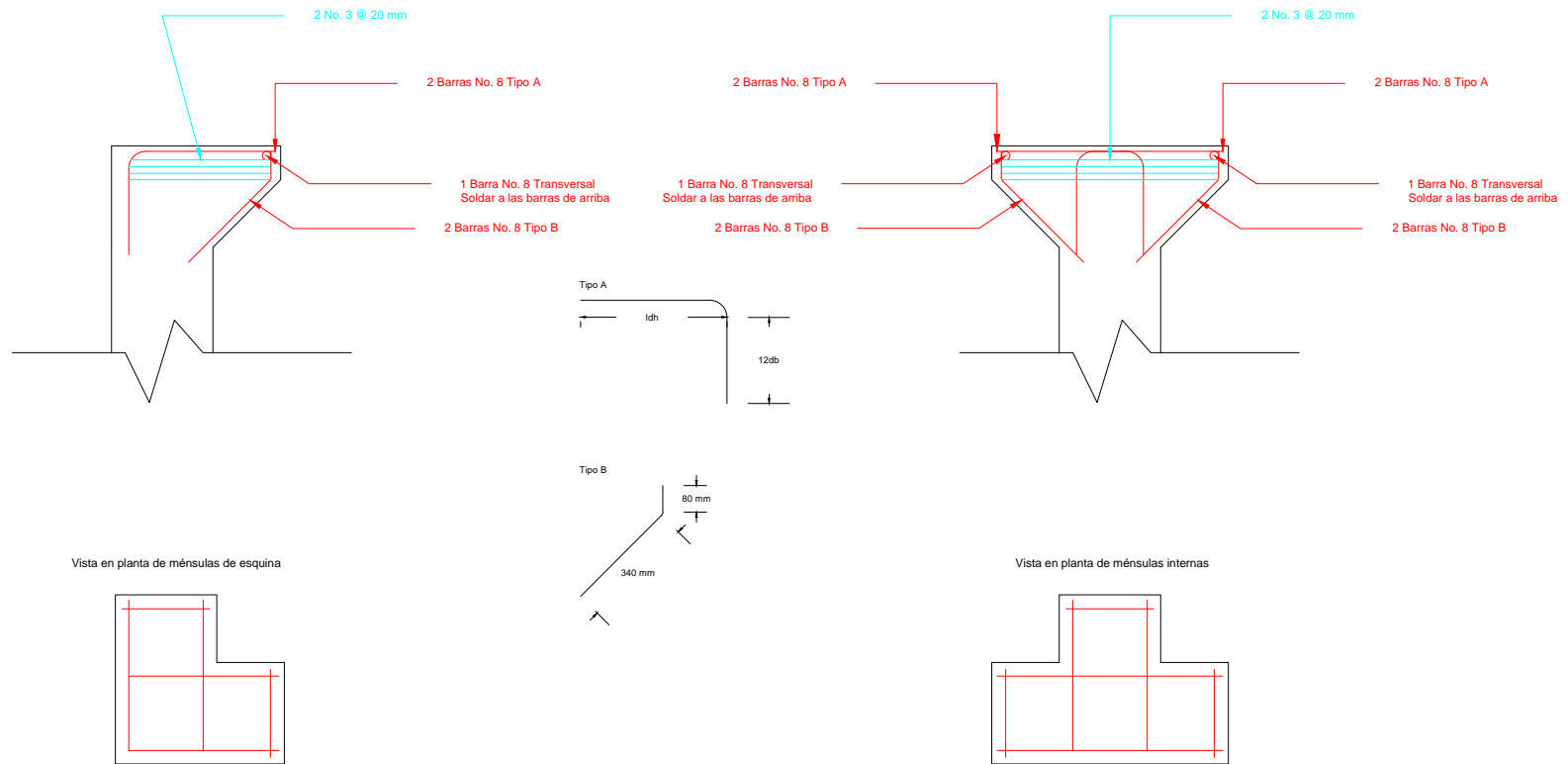


Figura 4-10. Detalle de ménsulas, edificación de altura media.

○ Diseño de conexión viga-viga

La conexión viga-viga elegida, como se mencionó anteriormente, es mediante traslapos al en el medio del vano o entre columnas según corresponda y con el fin de poder conectar todos los elementos emulando conexiones monolíticas, utilizando métodos siguiendo la recomendación del buen desempeño en sismos en Turquía e Italia de la utilización de dovelas y refuerzo traslapado (Magliulo et al., s. f.). Al momento de elegir la conexión, se consideraron los ensayos realizados por Restrepo y otros (Restrepo et al., 1995) y el detalle de la conexión en medio del vano será mediante ganchos encontrados, como se expone a continuación:

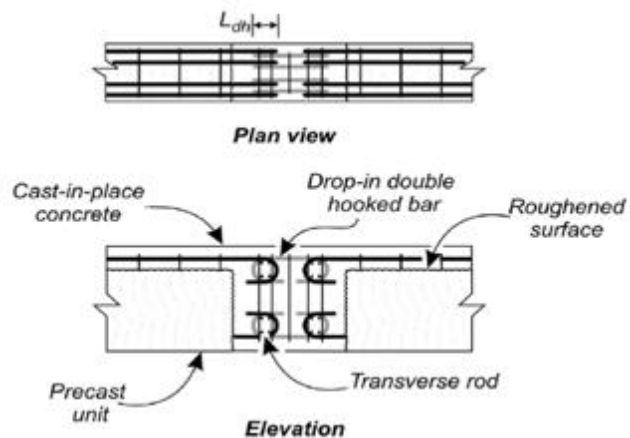


Figura 4-11. Empalmes por ganchos encontrados en vigas. (fib, 2003).

La conexión, como se explicó en el segundo capítulo del presente trabajo, consiste en ubicar ganchos dobles atravesados por cuatro barras transversales para unirlos al refuerzo principal finalizado en gancho de 180°. Según los ensayos mencionados, el desempeño ante cargas sísmicas fue el esperado de una conexión monolítica. En cuanto a las conexiones a través del nudo, se eligieron las expuestas a continuación:

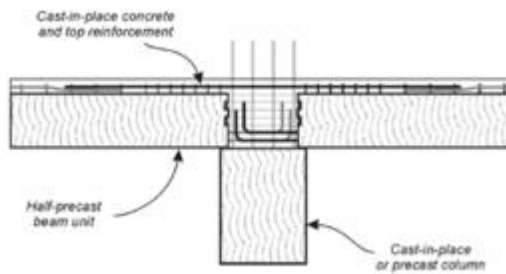


Figura 4-12. Detalle de conexión en el nudo (fib, 2003).

Este detalle consiste en no ubicar la capa superior de refuerzo (para momentos negativos) y hacer este detalle en obra, mientras que el refuerzo para momentos positivos se ancla mediante ganchos a tracción de forma que se traslapen en toda su longitud los de un elemento con el siguiente. La columna que viene desde abajo trae las extensiones de refuerzo como se explica más adelante en el detallado de la conexión entre columnas y al ser un nudo vaciado *in-situ*, los elementos horizontales conectados de esta manera no requieren ductos incorporados.

Para los elementos que se conectan con los elementos unidos en la mitad del vano, se lleva a cabo una conexión por traslapo, dejando del elemento perpendicular conectado en el centro el acero en gancho perpendicular correspondiente al elemento conectado por traslapo y la superficie rugosa. El detalle consiste en traslapar las barras del refuerzo principal una longitud de desarrollo con las provenientes del elemento perpendicular y se expone a continuación:

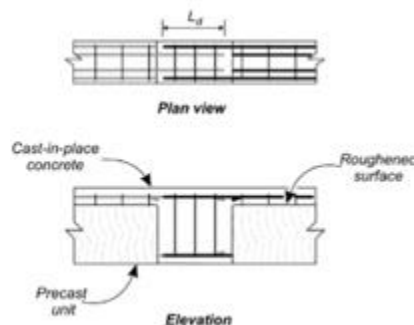


Figura 4-13. Conexión por traslapos en vigas (fib, 2003).

A continuación, se exponen los cálculos y resultados obtenidos para las diferentes longitudes de las barras, siguiendo tanto los parámetros de diseño de la conexión como los requisitos de la NSR-10. En cuanto a la transferencia de momentos, se consideró el mayor entre las demandas y el momento esperado para una resistencia a tracción del acero de 525 MPa (correspondiente a $1.25f_y$). Teniendo esto en mente, se diseñó la conexión de forma que la sección funcionara en su máxima capacidad (las barras estuvieran completamente desarrolladas) en el lugar de aplicación del momento máximo. En cuanto a la cortante de diseño de la conexión, se tomó la equivalente a la ejercida por los momentos probables en los extremos y se utilizaron los métodos de transferencia de cortante recomendados por el Sturm y otros, el PCI y la ACI (ACI, 2005; PCI, 1999; Sturm et al., 1988). Para la edificación de mediana altura, se encontró que la transferencia de cortante se lograba mediante una superficie levemente rugosa y gravedad; no obstante, considerando que la NSR-10 no permite transferencia de cargas mediante gravedad y con el fin de lograr un diseño más conservador, se calculó la cantidad de refuerzo cortante mínima requerida, adicional al de la viga, para una adecuada transferencia de cargas. Adicionalmente, se deben romper los primeros 6 mm de la superficie para el concreto vaciado *in-situ* de forma que la superficie sea rugosa y tenga una adecuada adherencia a dicho concreto (Sturm et al., 1988). Adicionalmente, en las vigas de los extremos se agregaron las barras correspondientes al refuerzo de la columna para su ubicación en los ductos de la columna prefabricada (expuesto más adelante) y las barras con los ganchos requeridos para el anclaje adecuado a las columnas, mediante ductos corrugados de la misma forma que el detalle de la conexión para columnas. Los detalles mencionados se exponen en los despieces ilustrados más adelante y se ven numéricamente a continuación:

Tabla 4-49. Diseño de conexión viga-viga, edificación de altura media.

Piso 5				
Viga	1	2	3	4
$M_u (+)$ [kNm]	40	26	26	41
$M_u (-)$ [kNm]	-	-	-	-
$M_e (+/-)$ [kNm]	131	131	131	131
$M_{conexión}$ [kNm]	131	131	131	131
$V_{e, extremo}$ [kN]	134	134	134	134
w_u [kN/m]	31	31	31	31
l_n [m]	5.35	5.475	5.475	5.35
$V_{e centro}$ [kN]	51	49	49	51
V_u [kN]	20	21	11	20
$V_{conexión}$ [kN]	51	49	49	51
$a_{sección}$ [mm]	45	45	45	45
$T_{sección}$ [kN]	137	137	137	137
Concreto in-situ [mm]	80	80	80	80
F_{nh} [kN]	137	137	137	137
l_{vh} [mm]	1338	1369	1369	1338
$F_{nh máx}$ [kN]	2075	2123	2123	2075
Caso	1	1	1	1
Requisitos de superficie	6 mm de rugosidad en la cara del concreto de la conexión			
A_{min} estribos adicionales [mm ²]	334	342	342	334
$S_{máx}$ [mm]	150	150	150	150
A_s 2 barras no.5 [mm ²]	398	398	398	398
l_{dh} [mm]	419	419	419	419

En cuanto a la conexión viga-viga en la edificación de gran altura, se siguió el mismo procedimiento que para la de altura media, pero en esta conexión la rugosidad de la superficie y el refuerzo adicional para cortante son obligatorios. Los detalles mencionados se exponen en los despieces ilustrados más adelante y se ven numéricamente a continuación:

Tabla 4-50. Detalles de las conexiones viga-viga en la edificación de gran altura.

Piso 20				
Viga	1	2	3	4
$M_u (+)$ [kNm]	43	61	61	43
$M_u (-)$ [kNm]	-	-16	-13	-
$M_c (+/-)$ [kNm]	284	284	284	284
$M_{conexión}$ [kNm]	284	284	284	284
$V_{e, extremo}$ [kN]	189	212	212	189
w_u [kN/m]	31	31	31	31
l_n [m]	5.35	5.475	5.475	5.35
$V_{e centro}$ [kN]	106	127	127	106
V_u [kN]	48	88	84	45
$V_{conexión}$ [kN]	106	127	127	106
$a_{sección}$ [mm]	60	60	60	60
$T_{sección}$ [kN]	300	300	300	300
C_c [kN]	428	428	428	428
Concreto in-situ [mm]	80	80	80	80
F_{nh} [kN]	428	428	428	428
l_{vh} [mm]	1338	1369	1369	1338
$F_{nh máx}$ [kN]	2767	2831	2831	2767
Caso	2	2	2	2
Requisitos de superficie	6 mm de rugosidad en la cara del concreto de la conexión			
$A_{mín}$ estribos adicionales [mm ²]	446	456	456	446
$S_{máx}$ [mm]	150	150	150	150
A_s 2 barras no.6 [mm ²]	568	568	568	568
ℓ_{dh} [mm]	559	559	559	559

Con el fin de ilustrar los elementos prefabricados y el tipo de conexión utilizado, se expone un esquema en planta de los diferentes elementos con sus respectivas conexiones.

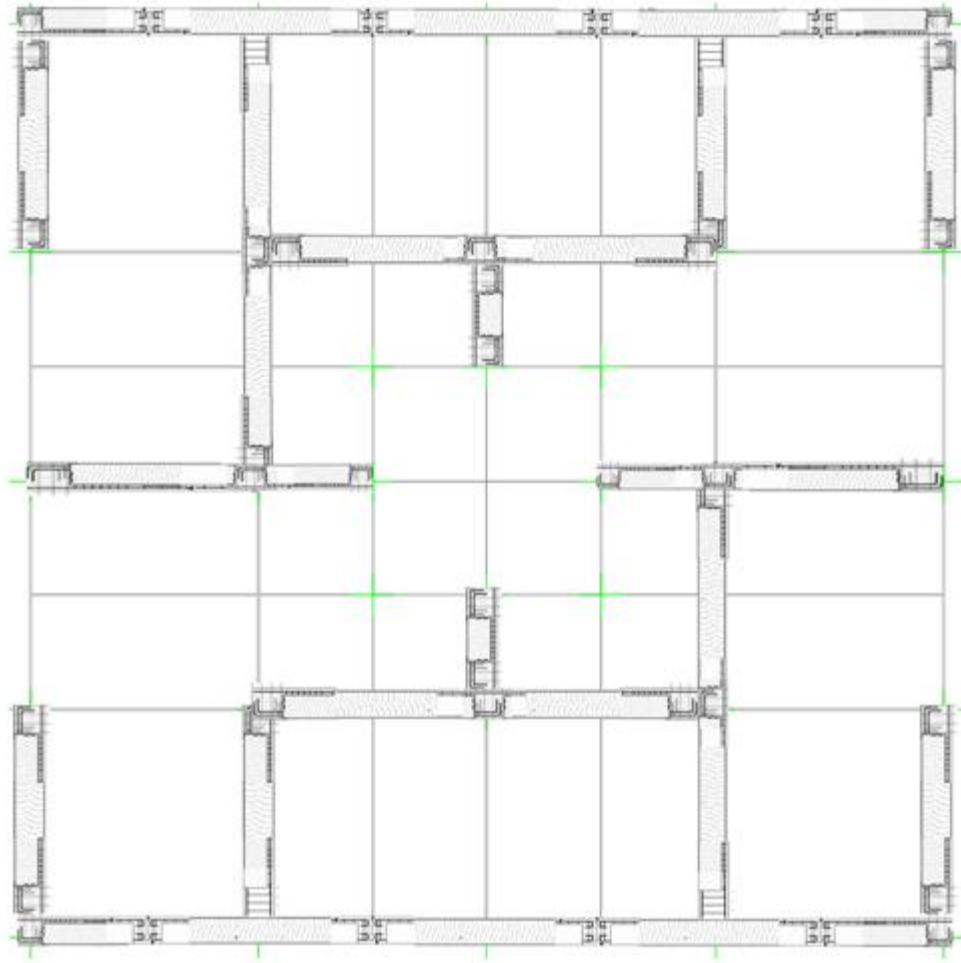


Figura 4-14. Diagrama de elementos y conexiones en planta para ambas edificaciones.

A continuación se expone el despiece de una fila de vigas y el detalle de las diferentes conexiones presentes en el diseño.

Tabla 4-51. Longitudes de desarrollo para utilizar en el despiece.

Longitudes de Desarrollo	
No. 8	
l_d (mm)	1061
l_{dh} (mm)	433
No. 6	
l_d (mm)	644
l_{dh} (mm)	325

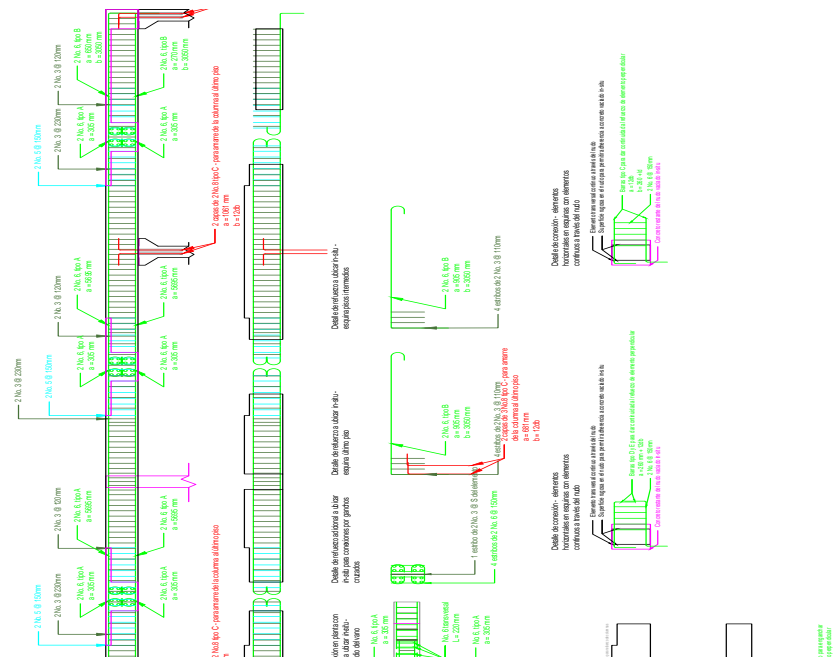


Figura 4-15. Despiece y detalle de conexiones para las vigas, edificación de altura media. Nota: en magenta se presenta el concreto vaciado *in-situ*.

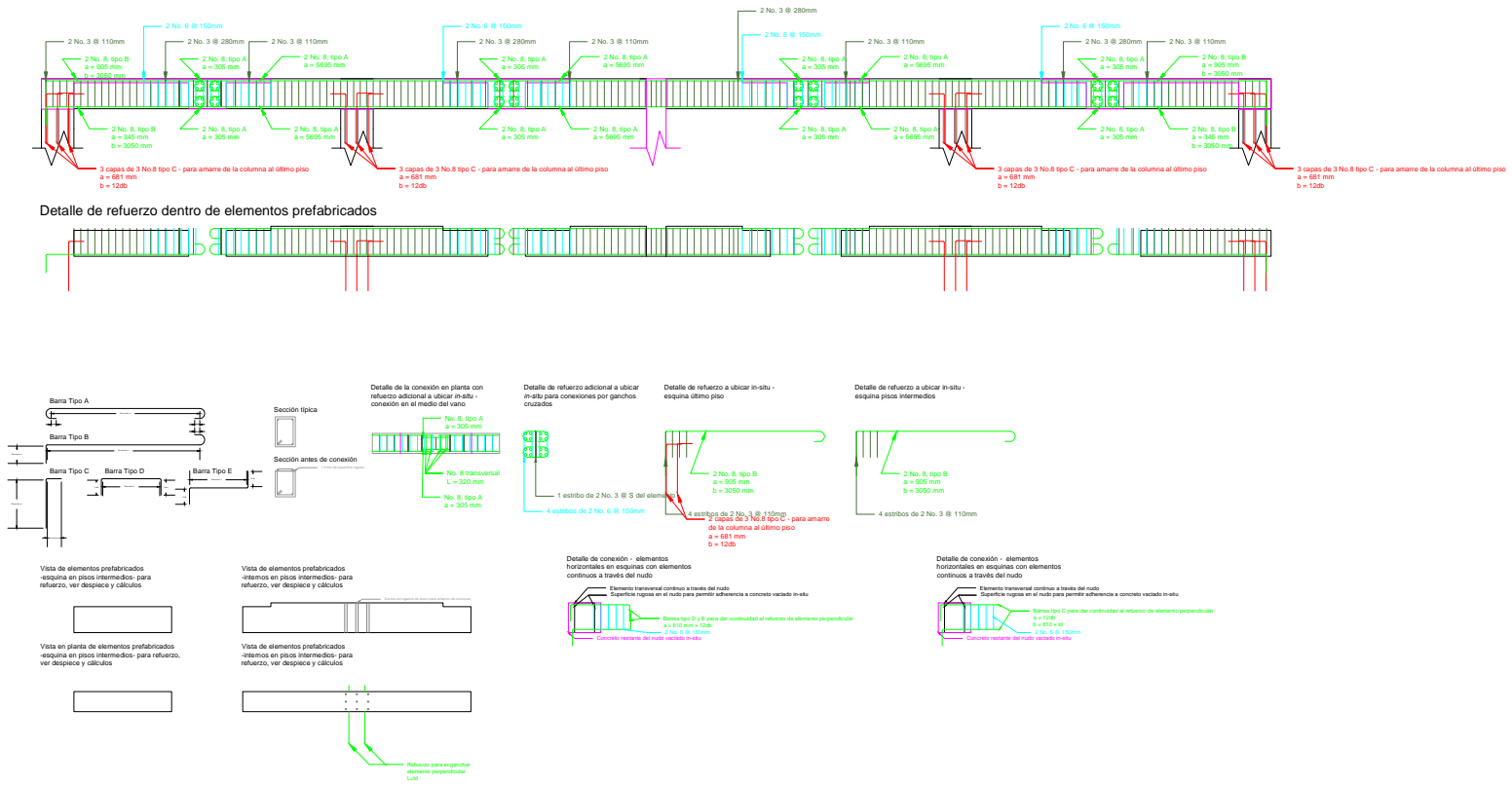


Figura 4-16. Despiece y detalle de conexiones para las vigas, edificación de gran altura. Nota: en magenta se presenta el concreto vaciado *in-situ*.

○ Diseño de conexión columna-columna

La conexión columna-columna elegida, como se mencionó anteriormente, es mediante traslapos al final de la columna, como se ve en la figura a continuación (la misma del segundo capítulo):

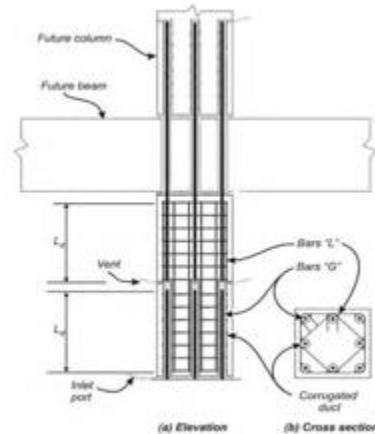


Figura 4-17. Empalmes por traslapo en columnas (fib, 2003).

Para el diseño de la conexión, se tuvieron en cuenta las recomendaciones de Brenes y otros y los requisitos de la NSR-10 y el PCI (Brenes, Wood, & Kreger, 2006; PCI, 1999). En cuanto a la profundidad de anclaje de los ductos, se tomó la mayor entre la obtenida mediante las ecuaciones (Brenes et al., 2006), las tablas (PCI, 1999), las recomendaciones obtenidas mediante ensayos (Brenes et al., 2006), 8 veces el diámetro de la barra de refuerzo principal, 12" (31 mm) y la longitud de desarrollo, calculada de acuerdo a lo especificado en el capítulo C.12 de la NSR-10. Se hacen las siguientes aclaraciones para tener en cuenta en el momento de la producción de los elementos (Brenes et al., 2006):

- Los ductos deben tener una cobertura de al menos 3 pulgadas (76 mm)
- El espesor mínimo de los ductos es de 0.023 pulgadas (0.60 mm)
- Los ductos deben exceder el diámetro de la barra en 0.375 pulgadas (10mm)
- El mortero a utilizar para el vaciado *in-situ* debe tener por lo menos la misma resistencia del concreto utilizado en el elemento y nunca debe ser inferior a 5000 psi (35 MPa)

Adicionalmente, se siguieron los parámetros de fuerzas de diseño especificados en el capítulo C.21.8 de la NSR-10, se verificó la no excedencia de las fuerzas de aplastamiento en el apoyo entre columnas según lo especificado en el numeral C.16.6.2.1 y se adicionó el refuerzo suponiendo esfuerzos de tracción adicionales según el numeral C.16.5.1.3 para garantizar integridad estructural en los elementos que no cumplen las condiciones de vigas débiles-columnas fuertes. En ambos casos se diseñó para la fila de columnas 1. Los resultados obtenidos son expuestos a continuación, y más adelante se expone el despiece de la columna, donde se incluyen los detalles de las conexiones. Adicionalmente, en los anexos se encuentran los archivos “DespieceColumna20Pisos.dwg”, “DespieceColumna20Pisos.pdf”, “DespieceColumna5Pisos.dwg” y “DespieceColumna5Pisos.pdf”.

Tabla 4-52. Detalle de conexiones columna-columna, edificación de altura media.

Conexión	$M_{conexión}$ [kNm]	$V_{conexión}$ [kN]	$T_{conexión}$ [kN]	P_u [kN]	P_u máxima aplastamiento [kN]	ℓ_d conexión [mm]	A_{st} 2 No. 4 [mm ²]	S [mm]	V_u suponiendo $V_c=0$ [kN]	Barras No. 6 para tracción	A_s [mm ²]	$T_{conexión}$ [kN]
Piso 1-2	125	144	126	606	2008	1061	258	150	141	7	1988	132
Piso 2-3	120	144	126	485	2008	1061	258	150	141	7	1988	132
Piso 3-4	109	135	126	364	2008	1061	258	150	141	7	1988	132
Piso 4-5	97	120	126	242	2008	1061	258	150	141	7	1988	132

Tabla 4-53. Detalle de conexiones columna-columna, edificación de gran altura.

Conexión	$M_{conexión}$ [kNm]	$V_{conexión}$ [kN]	P_u [kN]	P_u máxima aplastamiento [kN]	ℓ_d conexión [mm]	A_{st} 3 No. 5 [mm ²]	S [mm]	V_u suponiendo $V_c=0$ [kN]
Piso 1-2	650	346	4389	9427	785	597	130	882
Piso 2-3	652	346	4204	9427	769	597	130	882
Piso 3-4	653	346	4010	9427	753	597	130	882
Piso 4-5	655	346	3808	9427	737	597	130	882
Piso 5-6	641	346	3599	9427	691	597	130	882
Piso 6-7	619	346	3384	9427	681	597	130	882
Piso 7-8	602	346	3164	9427	681	597	130	882
Piso 8-9	585	346	2941	9427	681	597	130	882
Piso 9-10	569	346	2714	9427	681	597	130	882
Piso 10-11	552	346	2486	9427	681	597	130	882
Piso 11-12	533	346	2256	9427	681	597	130	882
Piso 12-13	511	346	2026	9427	681	597	130	882
Piso 13-14	490	346	1795	9427	681	597	130	882
Piso 14-15	469	346	1565	9427	681	597	130	882
Piso 15-16	447	346	1337	9427	681	597	130	882
Piso 16-17	417	346	1109	9427	681	597	130	882
Piso 17-18	387	346	883	9427	681	597	130	882
Piso 18-19	357	346	658	9427	681	597	130	882
Piso 19-20	327	346	436	9427	681	597	130	882

A continuación, se exponen los despieces para las columnas prefabricadas requeridas en ambas edificaciones.

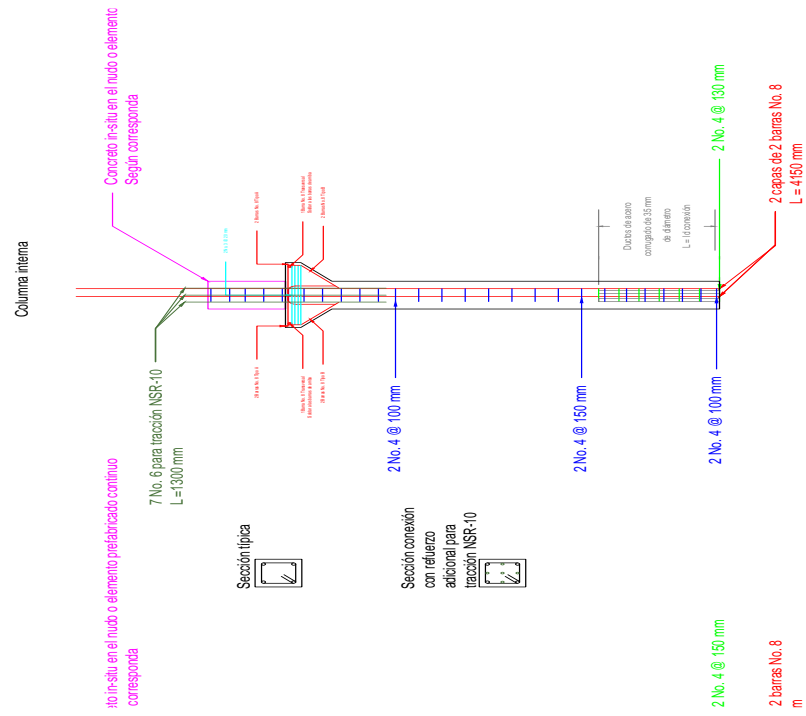


Figura 4-18. Despiece y detalle de conexiones para columnas, edificación de altura mediana.

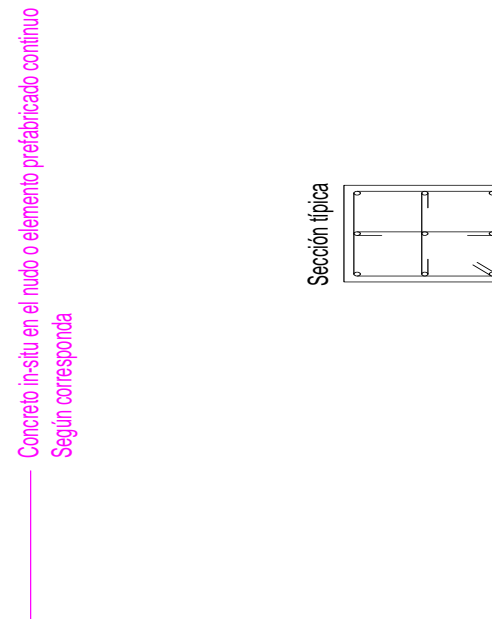


Figura 4-19. Detalle de conexiones y despiece para columnas, edificación de gran altura.

4.2.4 Elementos no diseñados: losas, muros y cimentaciones

El diseño y detallado de conexiones para losas prefabricadas tiene otras metodologías y normativa, pero el alcance de este trabajo no lo cubre. En un trabajo posterior, podría explorarse esta adición, propuesta dentro del sistema estructural elegido y que ha demostrado desempeño adecuado. El diseño de losas debe cumplir todo lo especificado en el capítulo C.13, y adicionalmente lo estipulado para losas prefabricadas y sus conexiones en C.16.4.1 y C.16.5.1.2. Adicionalmente, deberá cumplirse lo especificado en C.21.11 en cuanto al detallado sísmico.

En cuanto a muros y cimentaciones, la propuesta de este trabajo es hacerlos mediante métodos tradicionales. Considerando que el propósito es evaluar la diferencia entre construir utilizando métodos prefabricados y tradicionales y que en ambas metodologías se construirían de la misma manera, su diseño no está incorporado en el alcance del presente. Futuros trabajos podrían evaluar el impacto del uso de elementos prefabricados tipo muros, cimentaciones o su combinación. Igualmente, en caso de implementarse la alternativa propuesta, deberían diseñarse según lo estipulado por el título C de la NSR-10.

4.2.5 Tolerancias para elementos estructurales en concreto prefabricado

Las siguientes son las recomendaciones para las tolerancias de producción e instalación en obra de los elementos prefabricados en concreto. Las medidas fueron convertidas de pulgadas a milímetros.

Tabla 4-54. Tolerancias del producto relacionadas a las conexiones (Sturm et al., 1988).

Concreto Estructural Prefabricado - Tolerancias del producto relacionadas a las conexiones	
Elemento	Tolerancia recomendada (mm)
Posición de platos	± 26
Ubicación de insertos	± 13
Ubicación de platos de apoyo	± 20
Posición de bloqueos	± 26
Longitud del elemento	± 20
Profundidad del elemento	± 7
Ancho del	± 4
Ancho del elemento	± 7
Desviación horizontal de extremos respecto a escuadra	± 7
Desviación vertical de extremos respecto a escuadra	± 4 mm por cada 31 cm de altura
Desviación de apoyos respecto a un plano	± 5
Posición de ductos en miembros prefabricados	± 13

Tabla 4-55. Tolerancias del producto relacionadas a las conexiones (Sturm et al., 1988).

Concreto Estructural Prefabricado - Tolerancias de erección para	
Elemento	Tolerancia recomendada (mm)
Variación respecto a localización en planos (cualquier columna o viga, cualquier localización)	115
Variación paralela a ejes de construcción especificados en planos	± 1 mm por cada 31 cm de longitud, cualquier viga de menos de 610 mm o columnas adyacentes con separación inferior a 610 mm
	± 13 mm en columnas adyacentes con separación igual o superior a 610 mm
Diferencia en posición relativa de columnas adyacentes respecto a posición relativa especificada (en cualquier nivel de losa)	13
Variación respecto a plomo	± 7 mm en 3048 mm de altura
	± 26 mm en altura completa
Variación en elevación de superficies de apoyo respecto a elevación especificada (cualquier viga o columna, cualquier ubicación)	± 13
Variación de parte superior de dintel respecto a elevación especificada (cualquier dintel)	115
Variación en la elevación desde las superficies de apoyo de líneas paralelas a líneas de pendiente especificadas	± 1 mm por cada 31 cm de longitud, cualquier viga de menos de 610 mm o columnas adyacentes con separación inferior a 610 mm
	± 13 mm máximo en columnas adyacentes con separación igual o superior a 610 mm
Variación de longitud de apoyo en el soporte	± 20
Variación de ancho de apoyo en el soporte	± 13
Cambio en alineamiento de bordes coincidentes	± 13 mm, máximo

4.2.6 Viabilidad de la implementación en Colombia

Considerando la demanda de materiales y profesionales, y según los diseños propuestos, puede concluirse que la norma de diseño actual y las condiciones locales permiten la implementación de sistemas estructurales prefabricados en concreto en el ámbito colombiano, en términos técnicos.

4.3 DETERMINAR LA VIABILIDAD ECONÓMICA DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ELEGIDO EN EDIFICACIONES DESTINADAS PARA VIVIENDA EN ALTURA EN COLOMBIA

4.3.1 Cantidades

A partir de los diseños propuestos en el objetivo anterior, se procedió a calcular las cantidades de obra. Dado que el alcance del trabajo es hallar principalmente el efecto económico que presenta el cambio de un sistema estructural con métodos de construcción tradicionales a métodos prefabricados, se calcularon las cantidades requeridas por ambos métodos para tener una base de comparación. El alcance de las cantidades incluye:

- Concreto para vigas – *in-situ* y prefabricado, según corresponda
- Concreto para columnas – *in-situ* y prefabricado, según corresponda
- Acero de refuerzo – según corresponda

Se excluyeron los demás ítems porque no son en elementos prefabricados y por tanto no tendrán efecto favorable o desfavorable para ninguno de los métodos de construcción. Las losas serían prefabricadas pero las cantidades no se incluyen, puesto que su diseño no es cubierto por el alcance del presente trabajo de grado. A continuación se exponen los totales hallados:

Tabla 4-56. Cantidades de material, métodos tradicionales, edificación de gran altura.

Cantidades - Construcción Tradicional		
Concreto		
Total Concreto in-situ 35 MPa	207	m ³
Total Concreto in-situ 21 MPa	667	m ³
Acero		
Refuerzo No. 8 Vigas	44896	kg
Refuerzo No. 3 Vigas	9957	kg
Refuerzo No. 8 Columnas	34244	kg
Refuerzo No. 6 Columnas	8561	kg

Tabla 4-57. Cantidades de material, método prefabricado, edificación de gran altura.

Cantidades - Construcción Prefabricada		
Concreto		
Total Concreto Prefabricado 35 MPa	186	m ³
Total Concreto in-situ 35 MPa	22	m ³
Total Concreto Prefabricado 21 MPa	629	m ³
Total Concreto in-situ 21 MPa	38	m ³
Acero		
Tradicional Vigas No. 8	44896	kg
Conexiones Vigas No. 8	1282	kg
Tradicional Vigas No. 3	9957.4	kg
Conexiones Vigas No. 6	12419.0	kg
Tradicional Columnas No. 8	23743	kg
Tradicional Columnas No. 5	34244	kg
Conexiones Columnas No. 5	8561	kg

4.3.2 Grúa

A partir de los resultados del diseño, se hallaron los pesos de los elementos más pesados presentes en cada edificación para verificar el tipo de grúa a utilizar. La grúa se eligió a partir del elemento más crítico para cada caso, puesto que implica mayores costos y demoras el cambio de grúa constante para disminuir sus demandas que la utilización de una con mayor capacidad que la demandada por los elementos más livianos.

Tabla 4-58. Peso de elementos más críticos, edificación de altura media.

Verificación peso elementos		
Máximo peso de una viga	1.85	ton
Máximo peso de una columna	0.59	ton

Tabla 4-59. Peso de elementos más críticos, edificación de gran altura.

Verificación peso elementos		
Máximo peso de una viga	2.97	ton
Máximo peso de una columna	2.79	ton

Partiendo de los pesos más críticos hallados y según lo consultado con la división encargada de maquinaria para Acierto Inmobiliario, empresa de gerencia y constructora de proyectos principalmente de vivienda, un proyecto como el mencionado para la edificación de altura media requeriría de una grúa pequeña, de costo de alquiler de alrededor de 10 millones de pesos por mes, mientras que la de gran altura requeriría de una de alrededor de 15 millones de pesos por mes. Para lograr elevar y erguir los elementos prefabricados, los costos serían de 15 y 20 millones mensuales para las edificaciones de mediana y gran altura, respectivamente.

4.3.3 Tiempo

De acuerdo con la investigación sobre el tiempo de construcción en estructuras comparables *in-situ* y prefabricadas (Holla, Anant, Ali Mohammad, Periwal, & Kapoor, 2008), la construcción *in-situ* puede tardar dos veces lo que tardaría la construcción prefabricada. Según datos estadísticos para censos en EEUU (U.S. Department of Housing, 2019), el tiempo promedio multianual (datos desde 1999) de construcción de edificaciones multifamiliares con más de 20 unidades es de 13.5 meses, mientras que según la prensa colombiana, puede tardar 24 meses en el ámbito local (Portafolio, 2018). Para el análisis de costos y la comparación, se consideró lo anterior y que la construcción de la estructura puede tardar del orden del 30-40% del tiempo total de construcción (Holla et al., 2008). El tiempo de realización permitió también calcular los costos derivados del alquiler mensual de la grúa y costo financiero partiendo de un financiamiento del 70% con una tasa del 12%

anual (J.C. González, comunicación personal 15 octubre 2018). Se supuso un préstamo únicamente para la construcción de los elementos diseñados en el presente trabajo.

4.3.4 Costos

Dado que se tienen las cantidades, se solicitaron presupuestos de cuatro diferentes proyectos de construcción de vivienda en Medellín a la compañía Acierto Inmobiliario. Los presupuestos actualizados a octubre de 2019 obtenidos son para Lagos del Sur (etapa del proyecto Mi Ciudad), Dublín (etapa del proyecto Mi Ciudad), Guatapurí (etapa del proyecto La Cuenca) y Madera Nativa (etapa del proyecto La Madera). A partir de dichos presupuestos, se tomaron los precios unitarios de mano de obra y material por m³ de concreto y kg de acero. Los precios unitarios mencionados fueron para calcular el precio total de concreto y acero *in-situ* de ambos métodos de construcción. En cuanto a los precios unitarios para elementos prefabricados, se realizó un APU, considerando que la producción y ubicación de cada elemento requerirá de menor cantidad de mano de obra que para el concreto vaciado *in-situ* pero mayor supervisión. A continuación se exponen ambos precios unitarios.

Tabla 4-60. Precios unitarios incluyendo mano de obra.

Precios Unitarios		
Concreto in-situ 35 MPa	\$628,597.00	\$/m ³
Concreto in-situ 21 MPa	\$514,485.00	\$/m ³
Acero de refuerzo in-situ	\$6,869.63	\$/kg
Concreto prefabricado 35 MPa	\$565,128.30	\$/m ³
Concreto prefabricado 21 MPa	\$483,375.30	\$/m ³
Acero de refuerzo prefabricado	\$4,722.42	\$/kg

Así, partiendo de las cantidades calculadas anteriormente y los precios unitarios, se halló el costo total de material y mano de obra relacionado con los elementos prefabricados cubiertos por el alcance del presente trabajo y los elementos construidos *in-situ* que permitan un resultado equivalente.

Tabla 4-61. Resumen de costos, edificación de altura media.

Cantidades - Construcción Tradicional	
Concreto	
Total Concreto in-situ 35 MPa	\$7,293,812
Total Concreto in-situ 21 MPa	\$63,305,091
Acero	
Refuerzo No. 8 Vigas	\$32,044,803
Refuerzo No. 3 Vigas	\$14,890,636
Refuerzo No. 8 Columnas	\$20,266,788
Refuerzo No. 6 Columnas	\$5,674,701
TOTAL MATERIALES + MO	\$143,475,830.92
Cantidades - Construcción Prefabricada	
Concreto	
Total Concreto Prefabricado 35 MPa	\$6,001,663
Total Concreto in-situ 35 MPa	\$618,112
Total Concreto Prefabricado 21 MPa	\$56,005,509
Total Concreto in-situ 21 MPa	\$3,695,105
Acero	
Tradicional Vigas No. 8	\$22,028,712
Conexiones Vigas No. 8	\$755,829
Tradicional Vigas No. 3	\$10,236,341
Conexiones Vigas No. 6	\$10,213,492
Tradicional Columnas No. 8	\$12,458,095
Tradicional Columnas No. 5	\$13,932,095
Conexiones Columnas No. 5	\$3,900,987
Conexiones Columnas No. 6	\$7,518,265
TOTAL MATERIALES + MO	\$147,364,205.43

Tabla 4-62. Resumen de costos, edificación de gran altura.

Cantidades - Construcción Tradicional	
Concreto	
Total Concreto in-situ 35 MPa	\$130,395,441
Total Concreto in-situ 21 MPa	\$342,909,274
Acero	
Refuerzo No. 8 Vigas	\$308,418,202
Refuerzo No. 3 Vigas	\$68,403,861
Refuerzo No. 8 Columnas	\$235,242,139
Refuerzo No. 6 Columnas	\$58,810,535
TOTAL MATERIALES + MO	\$1,144,179,452
Cantidades - Construcción Prefabricada	
Concreto	
Total Concreto Prefabricado 35 MPa	\$105,057,350
Total Concreto in-situ 35 MPa	\$13,539,259
Total Concreto Prefabricado 21 MPa	\$303,826,676
Total Concreto in-situ 21 MPa	\$19,528,521
Acero	
Tradicional Vigas No. 8	\$212,017,401
Conexiones Vigas No. 8	\$6,051,932
Tradicional Vigas No. 3	\$47,023,193
Conexiones Vigas No. 6	\$58,647,788
Tradicional Columnas No. 8	\$112,122,851
Tradicional Columnas No. 5	\$161,713,630
Conexiones Columnas No. 5	\$40,428,407
TOTAL MATERIALES + MO	\$1,079,957,009

Finalmente, con el fin de tener en cuenta la afectación al precio derivada de la grúa y reducción de tiempos de construcción, se hizo un cuadro comparativo para ver el comportamiento en el cambio de precio entre la construcción mediante prefabricados y métodos tradicionales, hallando la sensibilidad que puede tener ante la variación en la velocidad de construcción respecto a métodos tradicionales. Adicionalmente, con el fin de saber la afectación que puede tener la disminución en el costo de la estructura sobre el presupuesto total, dado que no se cuenta con uno se tomaron los datos de los presupuestos consultados para conocer, en promedio, el peso específico que puede tener una disminución en el costo de la estructura. A partir del promedio hallado se halló la disminución en el presupuesto global aproximada. Es importante aclarar que no se consideró la reducción en costos por reducción en cantidad de obra falsa requerida.

Tabla 4-63. Peso de costo de estructura en el presupuesto global de diferentes proyectos reales.

Proyecto	% Estructura en presupuesto
Dublín	14%
Madera Nativa	20%
Lagos	15%
Guatapurí	14%
Promedio	16%

Tabla 4-64. Comparación de costos entre métodos, edificación de altura media.

Duración Prefabricados [meses]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Prefabricados	\$15,000,031.37	\$30,000,062.73	\$45,000,094.10	\$60,000,125.47	\$75,000,156.84	\$90,000,188.20	\$105,000,219.57	\$120,000,250.94	\$135,000,282.30	\$150,000,313.67
Total Prefabricados	\$162,364,236.80	\$177,364,268.16	\$192,364,299.53	\$207,364,330.90	\$222,364,362.27	\$237,364,393.63	\$252,364,425.00	\$267,364,456.37	\$282,364,487.73	\$297,364,519.10
Duración tradicional, prefabricados duran 50%	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Tradicional	\$21,905,977.43	\$43,811,954.86	\$65,717,932.29	\$87,623,909.72	\$109,529,887.16	\$131,435,864.59	\$153,341,842.02	\$175,247,819.45	\$197,153,796.88	\$219,059,774.31
Total Tradicional	\$165,381,808.35	\$187,287,785.79	\$209,193,763.22	\$231,099,740.65	\$253,005,718.08	\$274,911,695.51	\$296,817,672.94	\$318,723,650.37	\$340,629,627.80	\$362,535,605.23
Relación prefabricados/tradicional	98.18%	94.70%	91.96%	89.73%	87.89%	86.34%	85.02%	83.89%	82.89%	82.02%
Disminución en presupuesto global	0.29%	0.83%	1.27%	1.62%	1.91%	2.15%	2.36%	2.54%	2.69%	2.83%
Duración tradicional, prefabricados duran 60%	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10.00	11.67	13.33	15.00	16.67
Tradicional	\$18,254,981.19	\$36,509,962.39	\$54,764,943.58	\$73,019,924.77	\$91,274,905.96	\$109,529,887.16	\$127,784,868.35	\$146,039,849.54	\$164,294,830.73	\$182,549,811.93
Total Tradicional	\$161,730,812.12	\$179,985,793.31	\$198,240,774.50	\$216,495,755.69	\$234,750,736.89	\$253,005,718.08	\$271,260,699.27	\$289,515,680.46	\$307,770,661.66	\$326,025,642.85
Relación prefabricados/tradicional	100.39%	98.54%	97.04%	95.78%	94.72%	93.82%	93.03%	92.35%	91.75%	91.21%
Disminución en presupuesto global	-0.06%	0.23%	0.47%	0.66%	0.83%	0.97%	1.10%	1.21%	1.30%	1.38%
Duración tradicional, prefabricados duran 70%	1.43	2.86	4.29	5.71	7.14	8.57	10.00	11.43	12.86	14.29
Tradicional	\$15,647,126.74	\$31,294,253.47	\$46,941,380.21	\$62,588,506.95	\$78,235,633.68	\$93,882,760.42	\$109,529,887.16	\$125,177,013.89	\$140,824,140.63	\$156,471,267.36
Total Tradicional	\$159,122,957.66	\$174,770,084.40	\$190,417,211.13	\$206,064,337.87	\$221,711,464.61	\$237,358,591.34	\$253,005,718.08	\$268,652,844.81	\$284,299,971.55	\$299,947,098.29
Relación prefabricados/tradicional	102.04%	101.48%	101.02%	100.63%	100.29%	100.00%	99.75%	99.52%	99.32%	99.14%
Disminución en presupuesto global	-0.32%	-0.23%	-0.16%	-0.10%	-0.05%	0.00%	0.04%	0.08%	0.11%	0.14%
Duración tradicional, prefabricados duran 80%	1.25	2.5	3.75	5	6.25	7.5	8.75	10	11.25	12.5
Tradicional	\$13,691,235.89	\$27,382,471.79	\$41,073,707.68	\$54,764,943.58	\$68,456,179.47	\$82,147,415.37	\$95,838,651.26	\$109,529,887.16	\$123,221,123.05	\$136,912,358.94
Total Tradicional	\$157,167,066.82	\$170,858,302.71	\$184,549,538.61	\$198,240,774.50	\$211,932,010.40	\$225,623,246.29	\$239,314,482.18	\$253,005,718.08	\$266,696,953.97	\$280,388,189.87
Relación prefabricados/tradicional	103.31%	103.81%	104.23%	104.60%	104.92%	105.20%	105.45%	105.68%	105.87%	106.05%
Disminución en presupuesto global	-0.52%	-0.60%	-0.67%	-0.72%	-0.78%	-0.82%	-0.86%	-0.89%	-0.93%	-0.95%
Duración tradicional, prefabricados duran 90%	1.11	2.22	3.33	4.44	5.56	6.67	7.78	8.89	10.00	11.11
Tradicional	\$12,169,987.46	\$24,339,974.92	\$36,509,962.39	\$48,679,949.85	\$60,849,937.31	\$73,019,924.77	\$85,189,912.23	\$97,359,899.69	\$109,529,887.16	\$121,699,874.62
Total Tradicional	\$155,645,818.38	\$167,815,805.85	\$179,985,793.31	\$192,155,780.77	\$204,325,768.23	\$216,495,755.69	\$228,665,743.15	\$240,835,730.62	\$253,005,718.08	\$265,175,705.54
Relación prefabricados/tradicional	104.32%	105.69%	106.88%	107.91%	108.83%	109.64%	110.36%	111.02%	111.60%	112.14%
Disminución en presupuesto global	-0.68%	-0.90%	-1.08%	-1.25%	-1.39%	-1.52%	-1.63%	-1.73%	-1.83%	-1.91%
Igual duración ambos métodos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tradicional	\$10,952,988.72	\$21,905,977.43	\$32,858,966.15	\$43,811,954.86	\$54,764,943.58	\$65,717,932.29	\$76,670,921.01	\$87,623,909.72	\$98,576,898.44	\$109,529,887.16
Total Tradicional	\$154,428,819.64	\$165,381,808.35	\$176,334,797.07	\$187,287,785.79	\$198,240,774.50	\$209,193,763.22	\$220,146,751.93	\$231,099,740.65	\$242,052,729.36	\$253,005,718.08
Relación prefabricados/tradicional	105.14%	107.25%	109.09%	110.72%	112.17%	113.47%	114.63%	115.69%	116.65%	117.53%
Disminución en presupuesto global	-0.81%	-1.14%	-1.43%	-1.69%	-1.92%	-2.12%	-2.30%	-2.47%	-2.62%	-2.76%

Tabla 4-65. Comparación de costos entre métodos, edificación de gran altura.

Duración Prefabricados [meses]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Prefabricados	\$27,173,241.90	\$54,346,483.81	\$81,519,725.71	\$108,692,967.61	\$135,866,209.51	\$163,039,451.42	\$190,212,693.32	\$217,385,935.22	\$244,559,177.13	\$271,732,419.03
Total Prefabricados	\$1,107,130,250.50	\$1,134,303,492.40	\$1,161,476,734.31	\$1,188,649,976.21	\$1,215,823,218.11	\$1,242,996,460.01	\$1,270,169,701.92	\$1,297,342,943.82	\$1,324,516,185.72	\$1,351,689,427.63
Duración tradicional, prefabricados duran 50%	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Tradicional	\$45,199,634.66	\$90,399,269.32	\$135,598,903.98	\$180,798,538.64	\$225,998,173.30	\$271,197,807.96	\$316,397,442.62	\$361,597,077.28	\$406,796,711.94	\$451,996,346.60
Total Tradicional	\$1,189,379,086.63	\$1,234,578,721.29	\$1,279,778,355.95	\$1,324,977,990.61	\$1,370,177,625.26	\$1,415,377,259.92	\$1,460,576,894.58	\$1,505,776,529.24	\$1,550,976,163.90	\$1,596,175,798.56
Relación prefabricados/tradicional	93.08%	91.88%	90.76%	89.71%	88.73%	87.82%	86.96%	86.16%	85.40%	84.68%
Disminución en presupuesto global	1.09%	1.28%	1.46%	1.62%	1.77%	1.92%	2.05%	2.18%	2.30%	2.41%
Duración tradicional, prefabricados duran 60%	1.67	3.33	5.00	6.67	8.33	10.00	11.67	13.33	15.00	16.67
Tradicional	\$37,666,362.22	\$75,332,724.43	\$112,999,086.65	\$150,665,448.87	\$188,331,811.08	\$225,998,173.30	\$263,664,535.51	\$301,330,897.73	\$338,997,259.95	\$376,663,622.16
Total Tradicional	\$1,181,845,814.18	\$1,219,512,176.40	\$1,257,178,538.62	\$1,294,844,900.83	\$1,332,511,263.05	\$1,370,177,625.26	\$1,407,843,987.48	\$1,445,510,349.70	\$1,483,176,711.91	\$1,520,843,074.13
Relación prefabricados/tradicional	93.68%	93.01%	92.39%	91.80%	91.24%	90.72%	90.22%	89.75%	89.30%	88.88%
Disminución en presupuesto global	1.00%	1.10%	1.20%	1.29%	1.38%	1.46%	1.54%	1.61%	1.68%	1.75%
Duración tradicional, prefabricados duran 70%	1.43	2.86	4.29	5.71	7.14	8.57	10.00	11.43	12.86	14.29
Tradicional	\$32,285,453.33	\$64,570,906.66	\$96,856,359.98	\$129,141,813.31	\$161,427,266.64	\$193,712,719.97	\$225,998,173.30	\$258,283,626.63	\$290,569,079.95	\$322,854,533.28
Total Tradicional	\$1,176,464,905.30	\$1,208,750,358.62	\$1,241,035,811.95	\$1,273,321,265.28	\$1,305,606,718.61	\$1,337,892,171.94	\$1,370,177,625.26	\$1,402,463,078.59	\$1,434,748,531.92	\$1,467,033,985.25
Relación prefabricados/tradicional	94.11%	93.84%	93.59%	93.35%	93.12%	92.91%	92.70%	92.50%	92.32%	92.14%
Disminución en presupuesto global	0.93%	0.97%	1.01%	1.05%	1.08%	1.12%	1.15%	1.18%	1.21%	1.24%
Duración tradicional, prefabricados duran 80%	1.25	2.5	3.75	5	6.25	7.5	8.75	10	11.25	12.5
Tradicional	\$28,249,771.66	\$56,499,543.32	\$84,749,314.99	\$112,999,086.65	\$141,248,858.31	\$169,498,629.97	\$197,748,401.64	\$225,998,173.30	\$254,247,944.96	\$282,497,716.62
Total Tradicional	\$1,172,429,223.63	\$1,200,678,995.29	\$1,228,928,766.95	\$1,257,178,538.62	\$1,285,428,310.28	\$1,313,678,081.94	\$1,341,927,853.60	\$1,370,177,625.26	\$1,398,427,396.93	\$1,426,677,168.59
Relación prefabricados/tradicional	94.43%	94.47%	94.51%	94.55%	94.59%	94.62%	94.65%	94.68%	94.71%	94.74%
Disminución en presupuesto global	0.88%	0.87%	0.86%	0.86%	0.85%	0.85%	0.84%	0.84%	0.83%	0.83%
Duración tradicional, prefabricados duran 90%	1.11	2.22	3.33	4.44	5.56	6.67	7.78	8.89	10.00	11.11
Tradicional	\$25,110,908.14	\$50,221,816.29	\$75,332,724.43	\$100,443,632.58	\$125,554,540.72	\$150,665,448.87	\$175,776,357.01	\$200,887,265.15	\$225,998,173.30	\$251,109,081.44
Total Tradicional	\$1,169,290,360.11	\$1,194,401,268.26	\$1,219,512,176.40	\$1,244,623,084.54	\$1,269,733,992.69	\$1,294,844,900.83	\$1,319,955,808.98	\$1,345,066,717.12	\$1,370,177,625.26	\$1,395,288,533.41
Relación prefabricados/tradicional	94.68%	94.97%	95.24%	95.50%	95.75%	96.00%	96.23%	96.45%	96.67%	96.88%
Disminución en presupuesto global	0.84%	0.79%	0.75%	0.71%	0.67%	0.63%	0.59%	0.56%	0.52%	0.49%
Igual duración ambos métodos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tradicional	\$22,599,817.33	\$45,199,634.66	\$67,799,451.99	\$90,399,269.32	\$112,999,086.65	\$135,598,903.98	\$158,198,721.31	\$180,798,538.64	\$203,398,355.97	\$225,998,173.30
Total Tradicional	\$1,166,779,269.30	\$1,189,379,086.63	\$1,211,978,903.96	\$1,234,578,721.29	\$1,257,178,538.62	\$1,279,778,355.95	\$1,302,378,173.28	\$1,324,977,990.61	\$1,347,577,807.94	\$1,370,177,625.26
Relación prefabricados/tradicional	94.89%	95.37%	95.83%	96.28%	96.71%	97.13%	97.53%	97.91%	98.29%	98.65%
Disminución en presupuesto global	0.81%	0.73%	0.66%	0.59%	0.52%	0.45%	0.39%	0.33%	0.27%	0.21%

Como puede observarse, la edificación de altura mediana no es factible económicamente a no ser que tarde el 50% del tiempo que tardaría una equivalente con métodos tradicionales en su construcción, pues en los demás casos resulta más costosa al desarrollarse con métodos prefabricados que con métodos tradicionales. Sin embargo, la edificación de gran altura resulta más económica utilizando construcción prefabricada en lugar de construcción tradicional para todos los casos, presentando mejores resultados para proyectos de más de 6 meses de construcción y mayor efectividad en tiempo de desarrollo.

5. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- La implementación de muros prefabricados podría representar una mayor disminución en costos en cuanto a mano de obra y material que la hallada para pórticos prefabricados combinados con muros vaciados *in-situ*. No obstante, considerando las dimensiones de los elementos de este tipo, su izado en obra puede ser complejo y requerir de maquinaria no disponible comúnmente en el ámbito colombiano y la NSR-10 presenta rigurosas exigencias adicionales para los mismos por su naturaleza prefabricada, puesto que representan el sistema principal de resistencia ante cargas laterales y el detallado de sus conexiones es crítico.
- De manera similar a los muros, el uso de losas prefabricadas podría presentarse favorable y según la investigación realizada ha mostrado resultados exitosos ante demandas sísmicas en la realidad. No obstante, su diseño y conexión no está cubierta por este trabajo de grado y a la hora del izado en obra puede demandar de grúas de grandes capacidades por sus dimensiones o requerir de mucho material para las conexiones para permitir paneles más livianos, lo cual a su vez podría resultar en mayores costos.
- Una vez se demuestre el adecuado desempeño sísmico de las estructuras propuestas, la NSR-10 podría favorecer el diseño de los elementos prefabricados, puesto que al tener una producción en una planta especializada y de forma más sistemática, tendrían mayor control de calidad y se podrían disminuir algunos de los factores amplificadores utilizados actualmente por los diseños permitidos.
- Es importante tener en cuenta que el diseño del presente trabajo se realizó utilizando un coeficiente de disipación de energía (R_0) superior al permitido por la NSR-10,

puesto que estudios en edificaciones existentes demostraron que es adecuado tomarlo en un rango entre 5.5 y 8.5 y es lo implementado actualmente en Indonesia. Esto debería presentarse ante la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes y cumplir los requisitos que ésta exija para implementarlo de la misma manera en el país.

- En trabajos posteriores puede explorarse la implementación de secciones huecas como los “hollow-core”, que permitan menor intervención en obra que métodos tradicionales pero que funcionen como “formaletas permanentes” para el concreto vaciado in-situ, aliviando así costos de equipo para su transporte e izado y permitiendo elementos de mayores dimensiones, reduciendo también costos adicionales por requisitos en las conexiones.
- En el ámbito colombiano, un limitante para la implementación será la compleja accesibilidad a lotes donde actualmente se hacen desarrollos, puesto que las vías no tienen secciones amplias o presentan pendientes pronunciadas y el transporte de los elementos puede complicarse, puesto que por las dimensiones que presentan y su peso requieren de vehículos de gran tamaño.
- Debe resaltarse que el presente trabajo es válido para perfiles de suelo tipo C y D y que, en caso de desear implementarse en perfiles E o F deberá estudiarse su viabilidad o remover dichos perfiles hasta alcanzar alguno de los cubiertos por este trabajo.
- En el desarrollo de este trabajo se evidenció el incremento en costo que representan los requisitos adicionales impuestos por la NSR-10 para las conexiones, lo cual abre la puerta para analizar, en trabajos futuros, la posibilidad de incrementar longitudes de los elementos, puesto que disminuye la cantidad de conexiones y con ello reduce

costos adicionales impuestos por ellas. Como pudo observarse en el análisis comparativo de precios entre construcción tradicional y prefabricada, para una edificación de gran altura podría analizarse cuánto costaría la importación o el alquiler de una grúa con mayor capacidad de carga que permita elementos de mayor longitud y dimensiones como se menciona, lo cual podría traducirse en una mayor disminución de costos.

- Al realizar el análisis comparativo de la reducción de costos que representa la implementación de elementos prefabricados, surge el pensamiento que, aun tomando un 50% del tiempo respecto a métodos tradicionales, la reducción en el presupuesto global no es mayor al 3%. Considerando lo anterior y que la implementación de los métodos prefabricados implicaría la creación de nuevas plantas de producción en el país y capacitación de personal, junto con una mejor coordinación para el transporte e izado en obra, es posible que la relación costo/beneficio no sea suficiente para que la industria de la construcción implemente esta metodología. Así, queda abierta la puerta para futuros trabajos que impliquen lo mencionado por conclusiones anteriores; mayor uso de elementos prefabricados (muros y losas), incremento en dimensiones de los elementos para la reducción de cantidad de conexiones y la implementación de secciones huecas.
- En futuros trabajos podría analizarse limitar la implementación de estos métodos a zonas de menor amenaza sísmica, puesto que estas deben cumplir requisitos menores en cuanto a capacidad de disipación de energía y su detallado en conexiones es menos riguroso, reduciendo así costos.

- Debe resaltarse que, en caso de implementar la alternativa propuesta, el control y cuidado de los elementos al momento de transportarlos es crítico, pues un manejo inadecuado puede resultar en mayores desperdicios y elementos defectuosos.
- Se concluye que, aun cuando los elementos puedan resultar un poco sobredimensionados en cuanto a resistencia, la mejor opción para la implementación de construcción mediante elementos prefabricados sería mediante una gran simplificación de los diseños y reducir la diferencia entre elementos al mínimo posible, para así poder replicar a gran escala y prevenir confusión de elementos o conexiones entre los mismos, mientras que se acelera la producción de éstos.
- Considerando los bajos pesos de los elementos diseñados para la edificación de altura media, se concluye que una posible solución para sus resultados deficientes en reducción de costos podría ser el alargamiento de los elementos, disminuyendo así la cantidad de conexiones y sus requisitos. Adicionalmente, se recomienda también en trabajos posteriores incrementar las dimensiones de las columnas, para así cumplir los requisitos que lleven a un comportamiento de “columnas fuertes-vigas débiles” y reducir los requisitos adicionales impuestos por el incumplimiento de dicha condición. Todo lo anterior podría traducirse en una reducción en costos considerable y podría llevar a que sea mejor la solución de implementar la construcción de una edificación de altura media con prefabricados en concreto.
- En un futuro trabajo podría hacerse el diseño de distribución de obra falsa y compararlo con la requerida para una edificación con construcción tradicional, permitiendo así mayores reducciones en costos y así mejores resultados económicos para la implementación de la solución propuesta.

- Podría analizarse la disminución de área de puntos fijos y que la planta, debido a su gran dimensión, se utilice para 6 apartamentos, incrementando la factibilidad del proyecto en caso de implementarse.
- Debido a la baja reducción en costos o inclusive su incremento en algunos casos, se concluye que, bajo los supuestos del presente trabajo, no es viable la implementación de una edificación de altura media mediante elementos prefabricados de concreto con las características propuestas en el ámbito colombiano. No obstante, para una edificación de estas características en lugares de menor a me
- Se concluye que la implementación de la edificación de gran altura con los supuestos trabajados y las características descrita es viable en el ámbito colombiano.

REFERENCIAS

ACI. (2005). *ACI 318-05*.

BBC Mundo. (2016). *5 errores humanos que hacen que se derrumben los edificios*. Recuperado de www.bbc.com/mundo/noticias/2016/05/160505_edificios_derrumbe_colapso_razones_all

Blandón, C. A., & Rave, J. F. (2016). *Reporte Vigilancia Proyecto Prefabricados*. Envigado.

Brenes, F. J., Wood, S. L., & Kreger, M. E. (2006). Anchorage Requirements for Grouted Vertical-Duct Connectors in Precast Bent Cap Systems: A Summary. *Project Summary Report 0-4176*, 7(22), 1-3.

Building and Construction Authority. (s. f.). *Fabrication Process for Precast Concrete Elements*. Recuperado de <https://www.bca.gov.sg/Professionals/IQUAS/others/precastfabrication.pdf>

Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (2010a). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Recuperado de <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/3titulo-a-nsr-100.pdf>

Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (2010b). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Recuperado de <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/3titulo-c-nsr-100.pdf>

DANE. (2018). Índice de Costos de la Construcción de Vivienda (ICCV). Recuperado 29 de julio de 2018, de <https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/precios-y-costos/indice-de-costos-de-la-construccion-de-vivienda-iccv>

DANE, & Camacol. (2013). *¿Cómo se construye en Colombia?* Recuperado 29 de julio de

2018, de

http://www.construdata.com/Bc/Otros/Archivos/como_se_construye_en_colombia.asp

fib. (2003). *Seismic design of precast concrete building structures*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete.

Galvis, G. (2016). *Cambiar la mentalidad empresarial | Portafolio*. Recuperado de <http://www.portafolio.co/opinion/gustavo-galvis-hernandez/cambiar-la-mentalidad-empresarial-500773>

Ghosh, S. K., & Cleland, N. (2010). *PCI Reconnaissance Team Report Observations from the February 27 , 2010 , earthquake in Chile. 2*, 52-75.

Global Seismic Hazard Program. (2011). World Seismic Hazard Map. Recuperado 25 de agosto de 2018, de <https://cdn1.img.sputniknews.com/images/16573/36/165733622.jpg>

GRH. (s. f.). *Site Erection of Precast Elements*.

Holla, B. R. K., Anant, S., Ali Mohammad, M., Periwal, A., & Kapoor, A. (2008). Time, Cost , Productivity and Quality Analysis of Precast Buildings. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 9001(5), 6. Recuperado de www.irjet.net

Jaramillo, L. N., & Contreras, R. A. (2014). *Estudio de los rendimientos en mano de obra para proyectos de construcción de edificios en altura tipo vivienda en la ciudad de Medellín* (Universidad de San Buenaventura). Recuperado de http://bibliotecadigital.usb.edu.co/bitstream/10819/4057/1/Estudio_Rendimiento_Man_o_Jaramillo_2015.pdf

Kurama, Y. C., Sritharan, S., Fleischman, R. B., Restrepo, J. I., Henry, R. S., Cleland, N. M., ... Bonelli, P. (2018). Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 144(4), 03118001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001972](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001972)

Magliulo, G., Ercolino, M., Petrone, C., Coppola, O., & Manfredi, G. (s. f.). *Emilia*

Earthquake: the Seismic Performance of Precast RC Buildings.

Manitowok Crane Group. (2003). *Potain MC85B*.

Murari, S., & Joshi, A. M. (2017). Precast Construction Methodology in Construction Industry. *International Conference on Emerging Research Trends in Mechanical and Civil Engineering (ICERTMCE - 2017)*, (July).
<https://doi.org/10.13140/RG.2.2.31646.59200>

Nurjaman, H. N., Hariandja, B. H., & Sidjabat, H. R. (s. f.). *THE USE OF PRECAST CONCRETE SYSTEMS IN THE CONSTRUCTION OF LOW-COST APARTMENTS IN INDONESIA*. (22), 1-8.

O'Reilly Concrete. (2018). Heathrow T2 Precast Building. Recuperado 13 de agosto de 2018, de <http://www.oreillyconcrete.co.uk/wp-content/uploads/2018/07/Heathrow-T2-Precast-Building-2.png>

PCI. (s. f.). Precast Structural Systems. Recuperado de <https://www.pci.org/BuildingEngineeringResources>

PCI. (1999). *PCI Design Handbook 5th Edition*.

Portafolio. (2018). *Estructurar proyectos de vivienda en Colombia, muy demorado*. Recuperado de <https://www.portafolio.co/economia/estructurar-proyectos-de-vivienda-muy-demorado-515591>

Raths, C. H. (1965). *Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels*.

Restrepo, J. I., Ph, D., Park, R., Ph, D., Buchanan, A. H., & Ph, D. (1995). *Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings 2.pdf*.

Reymann Technik. (2018). *Better Ideas for Modular Houses*. Recuperado de https://www.ratec.org/fileadmin/resources/downloads/produkte/englisch/Modular_Housing_GB.pdf

Sturm, E. R., Baker, C. B., Birkeland, C. J., Gibson, B. N., Harbage, J. R., Heuvel, J. S., ...

Pery, E. (1988). *Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete*.

TPUB. (s. f.). *Double-T Wall* (pp. 7-15). pp. 7-15. Recuperado de <http://engineeringtraining.tpub.com/14069/css/Precast-Concrete-Floors-Roof-Slabs-Walls-And-Partitions-253.htm>

U.S. Department of Housing. (2019). *New Residential Construction*.

United Nations Development Programme. (2017a). | *Human Development Reports - Colombia*. Recuperado 25 de agosto de 2018, de <http://hdr.undp.org/en/countries/profiles/COL>

United Nations Development Programme. (2017b). | *Human Development Reports - Indonesia*. Recuperado 25 de agosto de 2018, de <http://hdr.undp.org/en/countries/profiles/IDN>

Watanabe, F. (2015). *International Seminar on Design and Construction of Precast Structures in Seismic Regions*. Recuperado de http://ich.cl/descargas/wp-content/uploads/2015_10_06_SEM_PREF_watanabe_ChilePresentationOct2015%28Part1%29.pdf

Wijanto, S., & Andriono, T. (2008). *State of the Art : Research and Application of Precast / Prestressed Concrete Systems in Indonesia*. Recuperado de www.iappi-indonesia.org

6. ANEXOS

Anexo 1. Cálculos realizados

Ver anexo de Microsoft Excel "Anexo1_Calculos.xlsx"

Anexo 2. Modelo de edificación de altura media

Ver anexo de SAP2000 "Anexo2_Modelo5Pisos.sdb"

Anexo 3. Modelo de edificación de gran altura

Ver anexo de SAP2000 "Anexo3_Modelo20Pisos.sdb"

Anexo 4. Derivas totales, edificación de altura media

Ver anexo de Microsoft Excel "Anexo4_Derivas5Pisos.xlsx"

Anexo 5. Derivas totales, edificación de gran altura

Ver anexo de Microsoft Excel "Anexo5_Derivas20Pisos.xlsx"

Anexo 6. Modelo de vigas en AutoCAD, edificación de altura media

Ver anexo de AutoCAD "Anexo6_DespieceVigas5Pisos.dwg"

Anexo 7. Modelo de vigas en AutoCAD, edificación de gran altura

Ver anexo de AutoCAD "Anexo7_DespieceVigas20Pisos.dwg"

Anexo 8. Modelo de vigas en pdf, edificación de altura media

Ver anexo en Portable Document Format (pdf) "Anexo8_DespieceVigas5Pisos.pdf"

Anexo 9. Modelo de vigas en pdf, edificación de gran altura

Ver anexo en Portable Document Format (pdf) "Anexo9_DespieceVigas20Pisos.pdf"

Anexo 10. Modelo de columnas en AutoCAD, edificación de altura media

Ver anexo de AutoCAD "Anexo10_DespieceColumnas5Pisos.dwg"

Anexo 11. Modelo de columnas en AutoCAD, edificación de gran altura

Ver anexo de AutoCAD "Anexo11_DespieceColumnas20Pisos.dwg"

Anexo 12. Modelo de columnas en pdf, edificación de altura media

Ver anexo en Portable Document Format (pdf) "Anexo12_DespieceColumnas5Pisos.pdf"

Anexo 13. Modelo de columnas en pdf, edificación de gran altura

Ver anexo en Portable Document Format (pdf) "Anexo13_DespieceColumnas20Pisos.pdf"

Anexo 14. Modelo de ménsula en AutoCAD, edificación de altura media

Ver anexo de AutoCAD "Anexo14_Mensula.dwg"

Anexo 15. Modelo de ménsula en pdf, edificación de altura media

Ver anexo en Portable Document Format (pdf) "Anexo15_Mensula.pdf"