

**COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DEL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA
MIXTA CON RESPECTO A UNA CONVENCIONAL DE CONCRETO REFORZADO.**



JUAN PABLO CEBALLOS MORA

JUAN DAVID RODRIGUEZ SABOGAL

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

FACULTAD DE INGENIERÍA

BOGOTÀ, D.C.

2016

**COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DEL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA
MIXTA CON RESPECTO A UNA CONVENCIONAL DE CONCRETO REFORZADO.**

JUAN PABLO CEBALLOS MORA

JUAN DAVID RODRIGUEZ SABOGAL

TRABAJO DE GRADO

PARA OBTENER LOS TÍTULOS DE INGENIEROS CIVILES

DIRECTOR:

INGENIERO. JESÚS DANIEL VILLALBA MORALES

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

FACULTAD DE INGENIERÍA

BOGOTÀ, D.C.

2016

AGRADECIMIENTOS

JUAN DAVID:

Quiero comenzar agradeciéndole a Dios por permitirme optar por el título de Ingeniero Civil y así lograr uno de mis principales objetivos. Todo esto gracias a mi familia los cuales cumplieron una función indispensable brindándome acompañamiento y formación integral en este arduo camino.

A nuestro Director de Trabajo de Grado, el Ingeniero Jesús Daniel Villalba Morales y nuestra Codirectora la ingeniera Mary González por su guía y orientación durante todo el desarrollo de este trabajo.

A los ingenieros Daniel Ruiz, Edgar Muñoz y Federico Núñez por los conocimientos dados a lo largo de la carrera que fueron fructíferos para lograr nuestro objetivo.

JUAN PABLO:

Gracias a Dios, por todo. Gracias a mi familiar por su amor, a mis amigos por su apoyo. Gracias a los Ingenieros Jesús Daniel Villalba, Mary Yorley González, Daniel Mauricio Ruíz y Edgar Muñoz por sus valiosísimos aportes. Gracias a todo aquel que a lo largo de este proceso aportó algo en mi formación y crecimiento personal. Gracias... totales.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 JUSTIFICACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	14
1.2 OBJETIVOS.....	16
1.2.1 GENERAL.....	16
1.2.2 ESPECÍFICOS	16
2. MARCO TEÓRICO	17
2.1 GENERALIDADES DEL CONCRETO	17
2.1.1 Composición del Concreto.....	17
2.1.2 Concreto Reforzado	20
2.2 ESTRUCTURAS MIXTAS	21
2.2.1 Secciones transversales típicas en columnas mixtas.....	22
2.3 EN EL MUNDO.....	25
2.3.1 ALGUNAS ESTRUCTURAS MIXTAS EN EL MUNDO	25
2.3.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTO EN COLOMBIA.....	26
3. METODOLOGÍA	28
3.1 ESTRUCTURA CONCRETO REFORZADO	28
3.2 ESTRUCTURA MIXTA.....	30
4. RESULTADOS Y ANÁLISIS	34

4.1	DISEÑO CONVENCIONAL EN CONCRETO REFORZADO	34
5.1.1	Materiales.....	34
5.1.2	Cargas	36
5.1.3	Fuerza Sísmica de Diseño	37
5.1.4	Combinaciones de Carga	41
5.1.5	Coefficiente “R” Disipación de Energía	42
5.1.6	Pre Dimensionamiento.....	43
5.1.7	Peso de la estructura.....	46
5.1.8	Fuerza sísmica de diseño	47
5.1.9	Análisis Modal	50
5.1.10	Análisis de rigidez de la estructura	54
5.1.11	Análisis de Esbeltez	58
5.1.12	Diseño de elementos verticales.....	61
5.1.13	Diseño de elementos horizontales.....	66
5.1.14	Diseño de elementos no estructurales	66
5.2	DISEÑO ESTRUCTURA MIXTA (ACERO-CONCRETO).....	68
5.2.1	Materiales.....	68
5.2.2	Cargas	70
5.2.3	Fuerza Sísmica de Diseño.....	72
5.2.4	Combinaciones de Carga	75

5.2.5	Coeficiente “R” disipación de Energía	76
5.2.6	Pre dimensionamiento.....	77
5.2.7	Peso de la estructura.....	82
5.2.8	Fuerza sísmica de diseño	84
5.2.9	Análisis Modal	87
5.2.10	Análisis de rigidez de la estructura	90
5.2.11	Diseño de elementos horizontales.....	94
5.2.12	Diseño de elementos verticales de sección compuesta.....	99
5.2.13	Arriostramientos	104
5.2.14	Diseño de elementos no estructurales.....	105
5.2.15	Conexiones.....	107
5.2.16	Perno A-325	115
5.2.17	Soldadura	115
6.	COMPARACIÓN DE LOS DOS DISEÑOS PROPUESTOS.....	118
6.1	ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS	118
6.2	FACTORES TÉCNICOS.....	123
7.	CONCLUSIONES.....	126
8.	RECOMENDACIONES	130
8.1	SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO	130
8.1.1	Diseño	130

8.1.2	Construcción	131
8.2	SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN ACERO ESTRUCTURAL CON ARRIOSTRAMIENTO.....	132
8.2.1	Diseño	132
8.2.2	Construcción	133
9.	REFERENCIAS	134

ÍNDICE DE ILUSTACIONES

Ilustración 1 . Variación de la resistencia a la compresión, f'_c , del concreto como variable dependiente del tiempo Fuente: Tomado de referencias (KrishnaJhawa, 2016).	18
Ilustración 2 .Curvas típicas tracción-deformación para aceros de F_y : 240 MPa (2400 kgf/cm ² o 34000 psi), 350 MPa (3500 kgf/cm ² o 50000 psi), y 420 MPa (4200 kgf/cm ² o 60000 psi). Fuente: Tomado de referencias (Franco, 2011), Pág. 9.	21
Ilustración 3. (a) Secciones huecas en acero rellenas de concreto, (b) Secciones reforzadas rellenas de concreto, (c) Secciones tipo CFST reforzadas rellenas de concreto. Fuente: Tomado de referencias (Yang, Lam, & Gardner, 2008), Pág. 3773.	22
Ilustración 4 . (d) Secciones tipo CFST con perfil recubierto de acero relleno de concreto y perfil embebido, (e) secciones anidadas rellenas de concreto. Fuente: Tomado de referencias (Yang, Lam, & Gardner, 2008). Pág. 3773.....	22
Ilustración 5. (f) Secciones con doble perfil en acero relleno de concreto. Fuente: Tomado de referencias (Yang, Lam, & Gardner, 2008).Pág. 3773.	23
Ilustración 6. (a) Columna tipos CSFT durante la construcción, (b) Sección típica, (c) Ruta de carga. Fuente: Tomado de referencias (An & Han, 2014) , Pág. 316.....	24
Ilustración 7.Columna hexagonal en acero con recubrimiento en la base de concreto armado. Fuente: tomado de referencia (Xu, Han, & Li, 2016) , pág. 354.	24
Ilustración 8. Composición estructural compuesta edificios en el mundo. Fuente: Tomado de Referencias (KrishnaJhawa, 2016)	25

Ilustración 9. Render arquitectónico Edificio Gerardo Arango (Construdata, 2016).....	26
Ilustración 10. Proceso constructivo edificio Gerardo Arango PUJ. Fuente: Tomado de Referencias (Construdata, 2016). Pág. 10.....	27
Ilustración 11. Modelo concreto reforzado computacional diseñado en ETABS ®.....	34
Ilustración 12. Consideraciones generales- Análisis y Diseño, Fuente: Tomado de Referencia (NSR-10, 2010) Título C.8, Pág. 112.	35
Ilustración 13. Coeficientes de Diseño (Zona Lacustre-500), Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010), Pág.9.	38
Ilustración 14. Valores de Coeficiente de importancia según uso, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág.A-26.....	39
Ilustración 15.Espectro elástico de aceleración de diseño. Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010) Pág. 10.	40
Ilustración 16. Espectro de aceleraciones calculado manualmente con base en el decreto 523 de la microzonificación (Bogotá, 2010).	41
Ilustración 17. Factor de reducción R para Estructuras Irregulares, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título-A, Pág.A-43.....	43
Ilustración 18.Sección transversal columna C-1.....	45
Ilustración 19. Método de la fuerza horizontal equivalente. Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág., A-45.....	48
Ilustración 20. Fuerza sísmica horizontal Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010) Título A, Pág. A-65.	48

Ilustración 21. Time Function obtenido del modelo de ETABS.	50
Ilustración 22. Modos de vibración de las estructuras (vibratorios, 2013).	51
Ilustración 23. Fuentes de masa para el análisis dinámico de la estructura.	51
Ilustración 24. Efectos p-delta y bases del análisis modal.	52
Ilustración 25. Resultados de análisis – Modos de Vibración y sus correspondientes períodos. .	53
Ilustración 26. Porcentajes de participación de masa del análisis modal.	53
Ilustración 27. Período fundamental de la estructura junto su respectiva deformada.	54
Ilustración 28. Definición de deriva, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Apéndice 1.	55
Ilustración 29. Combinaciones para el chequeo desplazamientos laterales.	56
Ilustración 30. Gráficas de desplazamientos laterales en puntos extremos de la edificación.	57
Ilustración 31. Índice de estabilidad por piso, Fuente: Tomado de Referencias (Muñoz, 2014) pág. 81	58
Ilustración 32. Gráficas de Esbeltez en dirección X, Y del a estructura no arriostrada.	59
Ilustración 33. Método de diseño ETABS v.15 para esbeltez local.	61
Ilustración 34. Diagrama de interacción columna C-1 cuadrada, cuantía escogida 2%.	62
Ilustración 35. Diagrama de interacción muro pantalla sobre en eje X, cuantía escogida 2%.	62
Ilustración 36. Diagrama de interacción muro pantalla sobre en eje Y, cuantía escogida 3%.	63
Ilustración 37. Cuantías escogidas para los diferentes elementos verticales.	64
Ilustración 38. Diseño de muro sección pier con elementos de borde.	65

Ilustración 39. Revisión biaxial de Bresler.	65
Ilustración 40. Diseño de la losa de entrepiso, sección transversal en SAP 2000.	66
Ilustración 41. Control de Deflexiones en la losa.	67
Ilustración 42. Refuerzo a flexión y por retracción y fraguado.	67
Ilustración 43. Modelo mixto computacional diseñado en ETABS ®	68
Ilustración 44. Consideraciones generales- Análisis y Diseño, Fuente: Tomado de Referencia (NSR-10, 2010) Título C.8, Pág. 112.	69
Ilustración 45. Coeficientes de Diseño (Zona Lacustre-500), Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010), Pág.9.	72
Ilustración 46. Valores de Coeficiente de importancia según uso, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág.A-26.	73
Ilustración 47. Espectro de diseño microzonificación de Bogotá. Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010). Pág.10.	74
Ilustración 48. Espectro de aceleraciones calculado según microzonificación de Bogotá (Bogotá, 2010).....	74
Ilustración 49. Factor de reducción R para Estructuras Irregulares, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título-A, Pág.A-43.	76
Ilustración 50. Perfil W 18x46 ^c	78
Ilustración 51. Perfil W24x76 ^c	78
Ilustración 52. Perfil W27x84 ^c	78
Ilustración 53. Perfil 12x26 ^c	79

Ilustración 54. Perfiles tubulares estructurales (PTE) trabajando como columnas rellenas de concreto de 3000 psi -28MPa (300x300x12) “catálogo Metaltub”	80
Ilustración 55. Perfiles tubulares estructurales (PTE) trabajando como arriostramientos.	81
Ilustración 56. Método de la fuerza horizontal equivalente. Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág., A-45.	85
Ilustración 57. Fuerza sísmica horizontal Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010) Título A, Pág. A-65.	85
Ilustración 58. Time Function obtenido del modelo de ETABS.	86
Ilustración 59. Modos de vibración de las estructuras - Ídem	87
Ilustración 60. Fuentes de masa para el análisis dinámico de la estructura.	88
Ilustración 61. Efectos p-delta y bases del análisis modal.	88
Ilustración 62. Resultados de análisis – Modos de Vibración y sus correspondientes períodos. .	89
Ilustración 63. Período obtenido con base en la (NSR-10, 2010).	89
Ilustración 64. Porcentajes de participación de masa del análisis modal.	90
Ilustración 65. Período fundamental de la estructura ($T= 0.681$) junto a su respectiva deformada.	90
Ilustración 66. Definición de deriva, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Apéndice 1.	91
Ilustración 67. Gráficas de desplazamientos laterales en puntos extremos de la edificación.	93
Ilustración 68. Sección compacta en alma y aleta.	94
Ilustración 69. Coeficiente de esbeltez λ	95

Ilustración 70. Fórmulas Pandeo elástico e Inelástico.	95
Ilustración 71. Pandeo inelástico.	96
Ilustración 72. Esfuerzo crítico torsional y no torsional.	96
Ilustración 73. Capacidades nominales por LRFD & ASD.	96
Ilustración 74. Sección compacta alma y aleta del perfil.....	97
Ilustración 75. $L_p < L_b < L_r$	97
Ilustración 76. Capacidad nominal a momento C_b , M_p , M_n	97
Ilustración 77. Esquema de Euler. Fuente: Tomado de referencias (UDC, 2014).....	100
Ilustración 78. Bloque de witney para el cálculo del momento plástico. Fuente: Tomado de Referencias (AISC, 2010), Chapter I, Pág. 147.	103
Ilustración 79. Punto para la elaboración del diagrama de interacción P-M.	103
Ilustración 80. Diagrama de interacción para columnas mixtas.	104
Ilustración 81. Diseño de losa (steel deck) en Arquimet 2.0 de ACESCO ®.....	106
Ilustración 82. Modelo conexión a momento by RAM connections.	107
Ilustración 83. Modelo conexión a cortante by RAM connections.	110
Ilustración 84. Modelo cartelas by RAM connections.....	112
Ilustración 85. Presupuesto estructura en concreto reforzado.	121
Ilustración 86. Presupuesto estructura mixta.	122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades de los materiales- Concreto	35
Tabla 2. Propiedades de los materiales - Acero de refuerzo.....	36
Tabla 3. Valores del peso propio de la estructura.	36
Tabla 4. Valores de carga muerta de la estructura.	37
Tabla 5. Valores de carga viva para los diferentes escenarios dentro de la estructura.	37
Tabla 6. Coeficientes de fuerza sísmica según tipo de suelo Lacustre-500 (Bogotá, 2010).....	39
Tabla 7. Cálculo de la fuerza sísmica en la base S_a	40
Tabla 8. Combinaciones de Diseño chequeo desplazamientos.....	41
Tabla 9. Combinaciones de diseño para elementos estructurales.	42
Tabla 10. Cálculo del coeficiente de disipación de energía R	43
Tabla 11. Dimensiones losa típica de entrepiso.....	44
Tabla 12. Sección transversal viga típica.....	44
Tabla 13. Sección transversal vigueta típica.	44
Tabla 14. Propiedades de la sección columna C-1 con diferentes cuantías.....	45
Tabla 15. Sección transversal de muro de cortante típico.	45
Tabla 16. Cálculo manual del peso del entrepiso.	46
Tabla 17. Cálculo manual del peso de los elementos horizontales.....	46

Tabla 18. Cálculo manual del peso de los elementos verticales.	47
Tabla 19. Resumen general del peso de los elementos estructurales.....	47
Tabla 20. Comparación pesos manuales vs modelo computacional.....	47
Tabla 21. Fuerza horizontal equivalente.	49
Tabla 22. Momento torsional accidental.....	49
Tabla 23. Chequeo de deriva en el centro de rigidez (diafragma rígido).	56
Tabla 24. Cálculo manual de la escalera para el modelo en concreto reforzado.	67
Tabla 25. Propiedades de los materiales- Concreto	69
Tabla 26. Propiedades de los materiales - Acero de refuerzo.....	70
Tabla 27. Valores del peso propio de la estructura.	71
Tabla 28. Valores de carga muerta de la estructura.	71
Tabla 29. Valores de carga viva para los diferentes escenarios dentro de la estructura.	71
Tabla 30. Coeficientes de fuerza sísmica según tipo de suelo Lacustre-500 (Bogotá, 2010).....	73
Tabla 31. Cálculo de la fuerza sísmica en la base S_a	74
Tabla 32. Combinaciones de Diseño chequeo desplazamientos.....	75
Tabla 33. Combinaciones de diseño para elementos estructurales.	75
Tabla 34. Cálculo del coeficiente de disipación de energía R	77
Tabla 35. Dimensiones losa típica de entrepiso.....	77
Tabla 36. Propiedades y características de los perfiles W utilizados dentro del sistema estructural.....	80

Tabla 37. Dimensiones por piso de los (PTE) trabajando como columnas.	81
Tabla 38. Dimensiones por piso de los (PTE) trabajando como arriostramientos.....	82
Tabla 39. Cálculo manual del peso del entrepiso.	82
Tabla 40. Cálculo manual del peso de los elementos horizontales.....	83
Tabla 41. Cálculo manual del peso de los elementos verticales.....	83
Tabla 42. Resumen general del peso de los elementos estructurales.....	84
Tabla 43. Comparación pesos manuales vs modelo computacional.....	84
Tabla 44. Fuerza horizontal equivalente.....	85
Tabla 45. Momento torsional accidental.....	86
Tabla 46. Combinaciones de Diseño chequeo desplazamientos laterales.	92
Tabla 47. Chequeo de deriva en el centro de rigidez (diafragma rígido).	92
Tabla 48. Propiedades del perfil W18x46.....	94
Tabla 49. Cálculo del Q.	95
Tabla 50. Cuadro resumen cálculos momentos internos de los elementos.	98
Tabla 51. Cuadro resumen cálculo B1 y B2 con índices de sobreesfuerzos.....	98
Tabla 52. Propiedades de la sección compuesta rellena de concreto de 28 MPa -4000 psi	99
Tabla 53. Sección compacta.	99
Tabla 54. Coeficiente de esbeltez λ	100
Tabla 55. Límite de pandeo Elástico (pandeo Inelástico).....	101
Tabla 56. Cálculo del esfuerzo crítico.	101

Tabla 57. Cálculo de Pmax nominal (ASD & LRFD).....	102
Tabla 58. Índices de sobreesfuerzo.....	102
Tabla 59. Cuadro resumen PTE trabajando con arriostramientos.....	104
Tabla 60. Cálculo de los componentes de la losa que está comprendida por steel deck, malla electro soldada, conectores de cortante y concreto.....	105
Tabla 61. Conectores de cortante para que la losa trabaje monolíticamente.....	105
Tabla 62. Cálculo manual de la escalera para el modelo en concreto reforzado.....	107
Tabla 63. Input para diseñar la conexión a momento.....	108
Tabla 64. Cargas de diseño, cortantes actuantes, Bearing capacity.....	108
Tabla 65. Espaciamientos mínimos.....	109
Tabla 66. Bearing capacity.....	109
Tabla 67. Capacidad de pernos precalificados A-325.....	110
Tabla 68. Input para realizar cálculos manuales de la conexión a cortante.....	111
Tabla 69. Cargas para diseñar la conexión a cortante.....	111
Tabla 70. Cantidad de pernos conexión a cortante.....	111
Tabla 71. Espaciamientos mínimos entre pernos de la conexión.....	112
Tabla 72. Dimensiones de la platina y Ruptura de Withmore.....	112
Tabla 73. Input con propiedades de los elementos.....	113
Tabla 74. Cargas de diseño para diseño de cartelas.....	113
Tabla 75. Espaciamientos mínimos entre pernos precalificados A-325.....	113

Tabla 76. Bearing Capacity para las dos metodologías (LRFD & ASD).	114
Tabla 77. Ruptura de Withmore e índices de sobreesfuerzo.	115
Tabla 78. Cuadro resumen pernos A-325.	115
Tabla 79. Calculo del momento para la soldadura.....	116
Tabla 80.Descripción soldadura West Arco ® E70xx (Arco, 2016)	116
Tabla 81. Recomendaciones correcto manejo de soldadura (Arco, 2016)	117
Tabla 82. Insumos correspondientes a la estructura en concreto reforzado.	119
Tabla 83.Insumos correspondientes a la estructura mixta.	120
Tabla 84. Diferencial de precios entre las dos estructuras propuestas.....	122
Tabla 85. Diferencial en pesos de las estructuras propuestas.	123

1. INTRODUCCIÓN

El siguiente proyecto de grado desarrollado para la carrera de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana, se encuentra fundamentado en la comparación de dos tipos de edificación. El primero, un edificio en concreto reforzado que está regido bajo los estándares del reglamento Colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10, 2010), contrastándolo con un edificio de sección compuesta basándose en (Eurocódigo4, 1994) y la (NSR-10, 2010), tomando la iniciativa de discrepar estos dos tipos de sistema constructivo con el fin de comparar factores técnicos y económicos a lo largo de la ejecución estructural.

Hoy en día la Ingeniería Civil busca desarrollar proyectos de una manera eficaz, por esta razón día a día se busca innovar en construcciones versátiles que permitan una rápida ejecución y bajos costos, pero que sobre todo garanticen seguridad para el consumidor final por lo que se ha dado a la tarea de descubrir nuevas combinaciones de materiales, por ejemplo, acero concreto para satisfacer las demandas tanto sociales como estructurales relacionadas directamente con la industria de la construcción.

Para nuestro caso en específico, se van utilizar materiales indispensables que van a constituir las estructuras a analizar para el primer modelo convencional. En ello, intervienen materiales como el concreto u hormigón, como se conoce en el medio ingenieril, el cual es un material heterogéneo, de tipo pétreo que está constituido “por la mezcla de cemento, agregado grueso, arena como agregado fino, agua y aire” (Sanchez de Guzmán, 1996), materiales los cuales

garantizan un excelente comportamiento a compresión. El acero de refuerzo, el cual colabora con las solicitaciones de los elementos a tensión y según la (NSR-10, 2010) el acero longitudinal deberá estar constituido por varillas corrugadas las cuales generan mejor adherencia en entre el acero y el concreto, además para el refuerzo transversal está permitido la utilización de barras lisas para los estribos, espirales y el refuerzo de repartición.

El segundo modelo corresponde a una estructura de sección compuesta, la cual está constituida por columnas en perfil de acero rectangular rellenas de concreto. De este modo combinando estos dos materiales para satisfacer los diferentes requerimientos de la estructura, la cual estará sometida a diferentes esfuerzos a lo largo de su análisis.

1.1 JUSTIFICACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La construcción en el mundo actual avanza a pasos agigantados de la mano del desarrollo tecnológico e industrial que viene experimentando el mundo desde mediados del siglo pasado. Cada vez el hombre piensa en estructuras más grandes y con diseños arquitectónicos más elaborados, por ende, mucho más complejas tanto en el aspecto de diseño como de su proceso constructivo. Esto supone para el ingeniero civil del siglo XXI mayores retos, así como la necesidad de idear e implementar técnicas y tecnologías que vayan más allá de la ingeniería tradicional; que sean innovadoras y que presenten ventajas frente a lo que se hace actualmente. En respuesta al problema anteriormente planteado, se han estudiado e implementado en el mundo nuevas metodologías de diseño, pasando de los estados de esfuerzo admisible a diseños por factores de mayoración de cargas (LRFD - Load and Resistance Factor Design) (AISC, 2010), como también análisis inelásticos de las estructuras, entre otros.

En este orden de ideas, han aparecido estructuras mixtas, específicamente elementos estructurales compuestos: acero-concreto, los cuales dan respuesta a las diferentes necesidades y solicitaciones del mundo moderno, presentándose como una opción innovadora y llamativa de diseño, ya que presentan beneficios notables frente a aquellos construidos con base en los métodos convencionales, como lo son el concreto armado, por esta razón que su utilización e implementación ha aumentado considerablemente en la actualidad, en especial en países con altos niveles de desarrollo (Panchal, 2014).

Por otro lado, se han desarrollado también numerosos estudios con base en este tipo de elementos (Hatzigeorgiou, 2004) que han dejado como resultado diferentes manuales con el objetivo de apoyar y estandarizar su diseño. Entre estos se encuentran los códigos de diseño estructural europeos específicamente en (Eurocódigo4, 1994) , la norma de diseño sismo resistente de Colombia (NSR-10, 2010) el código americano de diseño by American Institute of Steel Construction (AISC, 2010), en los cuales se dan lineamientos teóricos para el diseño de estos elementos, de tal manera que las estructuras cumplan con los requisitos de resistencia, seguridad y sismo resistencia. Al momento de revisar las anteriores normas de diseño se ve que las estructuras mixtas están catalogadas en dos grandes grupos: aquellos elementos en los cuales un alma de acero se encuentra embebida en una matriz de concreto (Steel Reinforced Concrete, SRC) (Carrasco, 2014) y los elementos en los que un perfil tubular estructural es llenado de concreto (Concrete Filled Tube,CFT (Carrasco, 2014), generalmente de altas resistencias e incluyendo refuerzo convencional (Hatzigeorgiou, 2004).

Por lo tanto, la finalidad del presente proyecto es realizar un acercamiento a los elementos estructurales de sección mixta: acero-concreto, mediante la implementación dentro del diseño de una estructura propuesta en concreto reforzado para finalmente analizar qué tan viable es su implementación en la cotidianidad ingenieril del país, con base en factores técnicos y económicos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 GENERAL

Determinar las diferencias técnicas y de costos directos al momento de implementar un sistema con elementos estructurales mixtos acero-concreto con respecto a uno convencional en concreto reforzado.

1.2.2 ESPECÍFICOS

- Proponer una estructura convencional de concreto reforzado.
- Rediseñar dicha estructura con base en los lineamientos de diseño de estructuras metálicas y mixtas.
- Realizar una comparación técnica y de costos directos de los dos diseños propuestos para la estructura.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES DEL CONCRETO

2.1.1 Composición del Concreto

A lo largo del tiempo, el concreto se ha caracterizado por ser el material más utilizado en el medio de la construcción en todo el mundo gracias a su excelente adaptación respecto a su capacidad de moldeado, versatilidad y economía (durabilidad), arrasando con las antiguas construcciones hechas en materiales tradicionales tales como la madera, piedra y hierro.

Hay que recordar que el concreto es una “mezcla compuesta de cemento, agregado grueso, arena como agregado fino, agua y aire” (Sanchez de Guzmán, 1996). Primero, el cemento caracterizándose como material ligante que al contacto con el agua actúa como catalizador garantizando la unión entre ellos, luego los agregados finos y gruesos funcionan como material de relleno. La mezcla de cemento con agua se denomina “pasta”, si a esta se le incluye agregados finos tales como la arena, adapta el nombre de “mortero” el cual es comúnmente utilizado como "pega”, permitiendo la unión entre ladrillos o bloques que componen los muros tradicionales. Adicionalmente, cuando al concreto se le agregan piedras de gran tamaño (diámetros entre 10 y 20 cm) se conoce con el nombre de concreto ciclópeo, el cual es comúnmente utilizado en los muros de gravedad y cimentaciones (Awad, 2007).

Para garantizar su durabilidad y resistencia, hay que tener en cuenta un factor sumamente importante denominado “curado” ya que, este controla la variación de humedad y temperatura del concreto cuando este empieza a endurecerse evitando que se presenten grietas y/o déficit en

la resistencia final esperada del mismo, en la ilustración 1 se puede apreciar la variación de la resistencia a la compresión con respecto al tiempo.

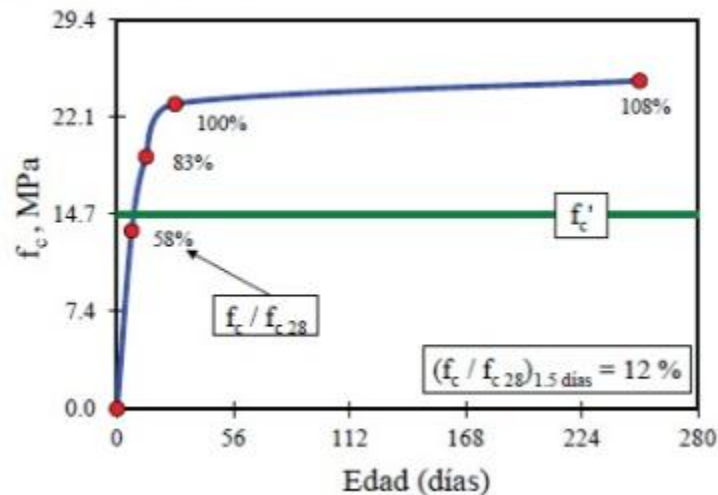


Ilustración 1 . Variación de la resistencia a la compresión, f'_c , del concreto como variable dependiente del tiempo Fuente: Tomado de referencias (KrishnaJhawa, 2016).

La principal causa que afecta la resistencia del concreto es la relación agua/cemento, puesto que entre mayor sea esta relación, menor será su capacidad de resistir a compresión y tensión, aclarando que la resistencia a tensión del concreto es del orden del 10% de su resistencia a compresión. A continuación, se mostraran las cinco (5) tipologías de cementos según (Awad, 2007).

2.1.1.1 Clases de cementos

Tipo 1: Para hacer hormigones de uso general en la construcción, tiene una amplia aplicación en la elaboración de pastas y lechadas de inyección, morteros de mampostería, hormigones simples y reforzados, y obras de hormigón general.

Tipo 2: Para empleo cuando se desea un bajo calor de hidratación, como es el caso de masas de hormigón, estribos de puentes y grandes muros de contención.

Tipo 3: Es un cemento de uso estructural a temprana edad, su aplicación es especialmente recomendada en la producción de hormigones de alta resistencia inicial, sin en uso de aditivos acelerantes. Sin embargo, también es ampliamente recomendado en la elaboración de hormigones de alto desempeño, como aquellos de más de 420 kgf/cm² de resistencia final a la compresión.

Tipo 4: Para obras donde se requiera el empleo de hormigón en masa en donde se requiera un bajo calor de hidratación.

Tipo 5: Para obras donde se requiera alta resistencia al ataque químico, bajo calor de hidratación y en donde no se requieran altas resistencias iniciales. Es el cemento especial para obras marítimas, hormigones en contacto con suelos que contengan sulfatos y en la construcción de grandes masas de hormigón.

En la actualidad en el mercado Colombiano (Cemex, 2016) uno de los productores de cemento más grandes del país ofrece cinco (5) diferentes tipos los cuales están a disposición del medio constructor; primero, cemento portland gris de uso general compuesto por clinker, molienda, yeso y otras adiciones el cual se utiliza en la mayoría de plazas en donde se construye en donde intervienen la industria comercial, residencial y pública. Segundo, cemento portland blanco compuesto por piedra caliza, arcilla de caolín con bajo contenido de hierro y yeso. Mayormente utilizado en obras arquitectónicas gracias a su facilidad en terminados. Tercero, Masonería o mortero compuesto por materiales inertes multifuncionales que satisface diferentes propósitos,

incluyendo bloques de concreto, acabados o fabricación de ladrillos. Cuarto, cemento para pozos petroleros diseñado de cemento hidráulico constituido con Clinker y portland gris caracterizado por tiempos de fraguado altos, capaz de manejarse en altas temperaturas y presiones; además es catalogado en diferentes tipos (A-H y J) y su aplicación depende de tres aspectos primordiales profundidad, presión y agresión química. Quinto, cemento mixto compuesto por la mezcla de cenizas volantes y diferentes tipos de puzolanas, este tipo de cemento está caracterizado por la reducción en la dosificación de agua de la mezcla y tiempos de curado inhibiendo ataques de sulfatos y reduciendo el calor de hidratación (Cemex, 2016).

2.1.2 Concreto Reforzado

Es el concreto el cual se le ha agregado un refuerzo ya sea barras de acero, mallas electro soldadas, fibras o cualquier otro tipo de material en su composición para mejorar su resistencia a flexión y su ductilidad en la ilustración 2 vemos las curvas típicas a las que se encuentran sometidas los aceros a tracción. Por otro lado el acero colabora a la no aparición de grietas las cuales son originadas por la escasa resistencia del concreto a resistir esfuerzos a tensión. La combinación de estos dos materiales concreto y acero de refuerzo trae beneficios mutuos por ejemplo el acero tiende a corroerse muy fácil cuando está expuesto al ambiente pero al momento de estar embebido en el concreto este actúa como protector, en otros casos al momento de estar en contacto con el fuego la baja conductividad térmica del concreto resulta ventajosa en caso de el acero estar expuesto.

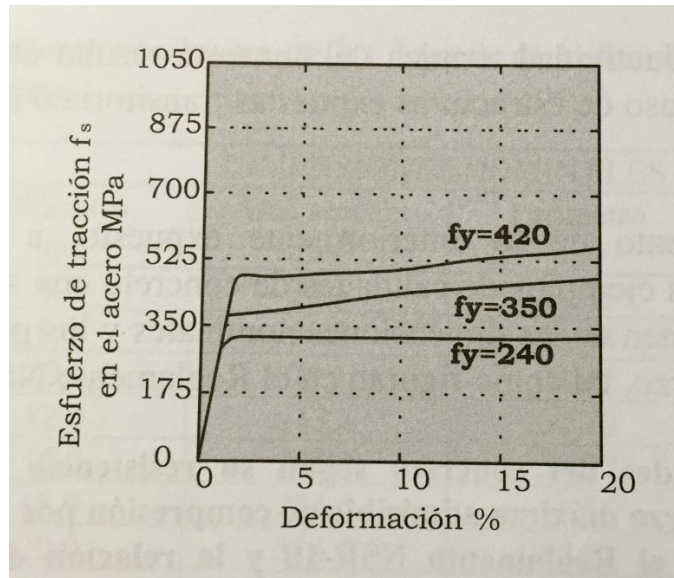


Ilustración 2 .Curvas típicas tracción-deformación para aceros de F_y : 240 MPa (2400 kgf/cm² o 34000 psi), 350 MPa (3500 kgf/cm² o 50000 psi), y 420 MPa (4200 kgf/cm² o 60000 psi). Fuente: Tomado de referencias (Franco, 2011), Pág. 9.

2.2 ESTRUCTURAS MIXTAS

En el medio de la construcción moderna se busca lograr estructuras en las cuales los grandes retos ingenieriles predominen, de este modo poder obtener diseños vanguardistas en donde las luces sean mayores, los costos sean acordes a nuevos tiempos de construcción, ya que estos se verán reducidos notablemente gracias al fácil empalme de los elementos dentro del sistema estructural y el personal altamente capacitado. De esta manera se logra introducir la construcción mixta, la cual emplea miembros estructurales compuestos por dos importantes materiales como lo son: el concreto y el acero estructural, que al ser combinados obtienen características altamente provechosas para este nuevo tipo de sección. Destacando su resistencia y rigidez, además logrando así elementos más ligeros con un mejor rendimiento respecto a los elementos del concreto armado (Chang, Wei, & Yun, 2012). En las ilustraciones 3, 4 y 5 se verán plasmados los diferentes tipos de secciones transversales típicas en columnas mixtas.

2.2.1 Secciones transversales típicas en columnas mixtas

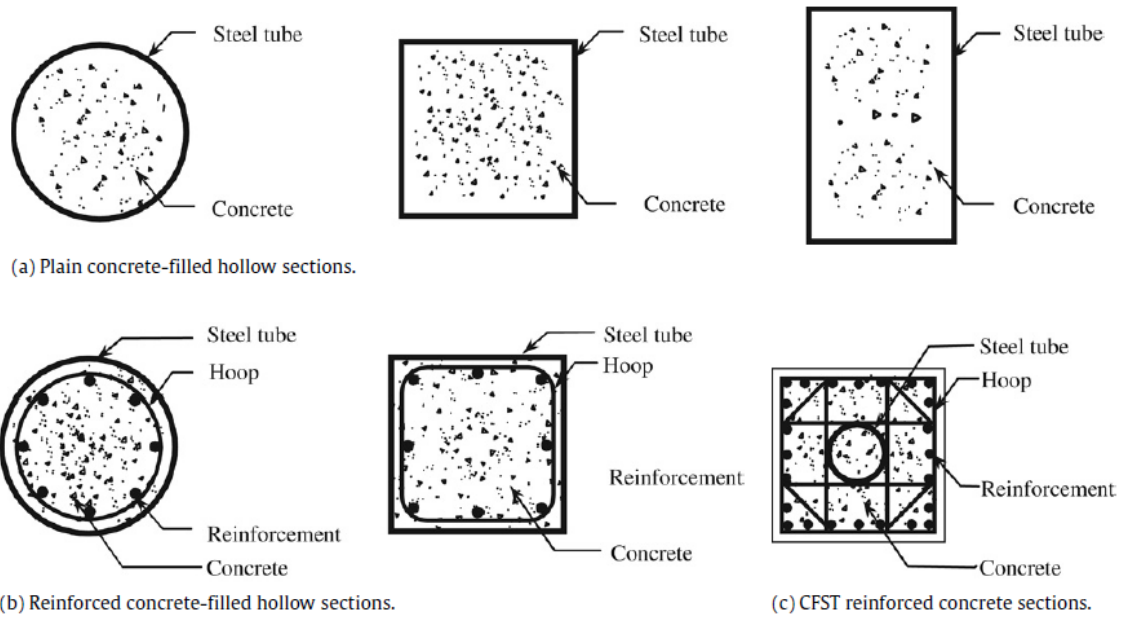


Ilustración 3. (a) Secciones huecas en acero rellenas de concreto, (b) Secciones reforzadas rellenas de concreto, (c) Secciones tipo CFST reforzadas rellenas de concreto. Fuente: Tomado de referencias (Yang, Lam, & Gardner, 2008), Pág. 3773.

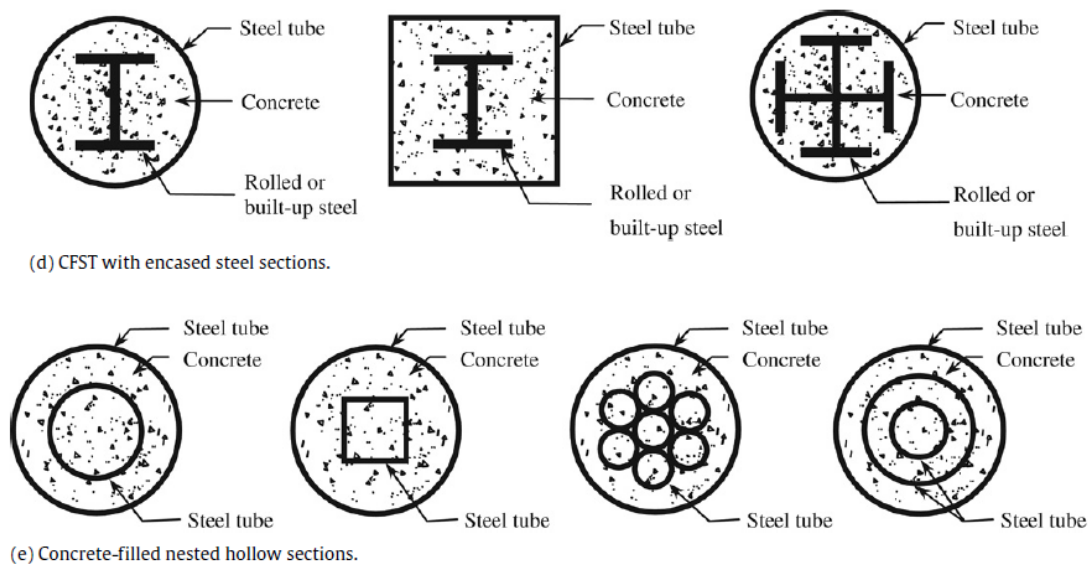


Ilustración 4. (d) Secciones tipo CFST con perfil recubierto de acero relleno de concreto y perfil embebido, (e) secciones anidadas rellenas de concreto. Fuente: Tomado de referencias (Yang, Lam, & Gardner, 2008). Pág. 3773.

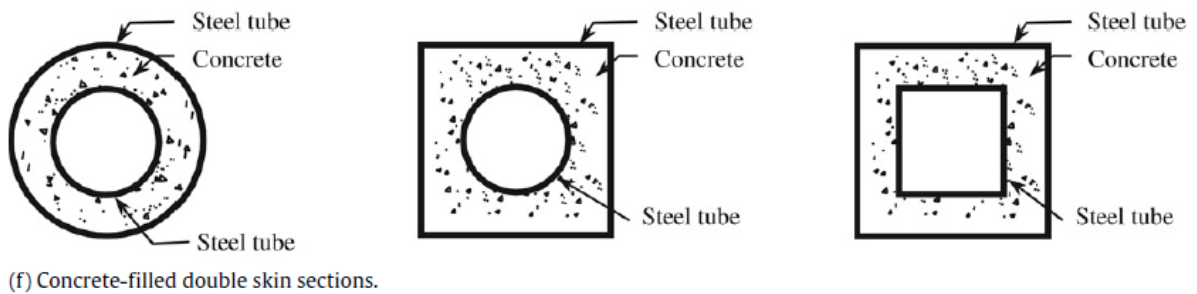


Ilustración 5. (f) Secciones con doble perfil en acero relleno de concreto. Fuente: Tomado de referencias (Yang, Lam, & Gardner, 2008).Pág. 3773.

Por ejemplo, para los casos en donde el acero se encuentra en el perímetro de la columna este se comporta de una manera efectiva aportando resistencia a flexión y a fuerzas axiales, mientras que el concreto que está almacenado en su interior forma un resistente núcleo el cual se encarga de resistir las cargas a compresión que son transmitidas piso a piso en el caso de las edificaciones de varios niveles. El uso de este sistema constructivo tiene otra ventaja económica ya que los tubos en acero sirven de encofrado eliminando la formaleta tradicional (Hajjar, 2002). A diferencia de las columnas en concreto reforzado que en campo hay que garantizar su verticalidad ejecutando por parte de los obreros un perfecto aplome, estas al ser el elemento completo de la longitud del piso solo hay que izarlas con la ayuda de una pluma telescópica. Al hablar del cálculo según la (AISC, 2010) hay que tener en cuenta unas cargas adicionales Notional Loads ya que los elementos en su ejecución no van hacer del todo verticales debido a los diferentes agentes externos en obra como el mal manejo del personal, formaletas en mal estado, aplome, etc. Por los que hay que incluirlas en los cálculos estructurales. En las ilustraciones 6 y 7 se verán dos ejemplos de columnas mixtas durante su construcción.

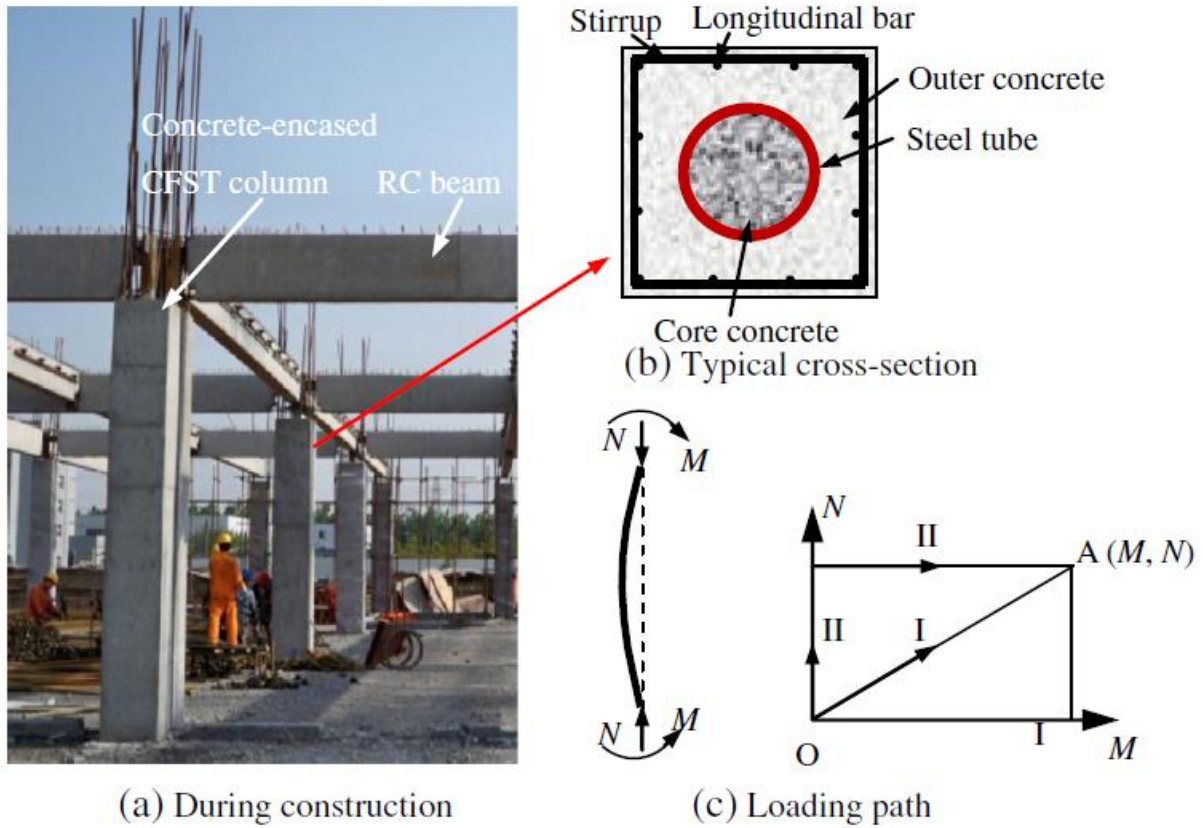


Ilustración 6. (a) Columna tipos CSFT durante la construcción, (b) Sección típica, (c) Ruta de carga. Fuente: Tomado de referencias (An & Han, 2014) , Pág. 316.



Ilustración 7. Columna hexagonal en acero con recubrimiento en la base de concreto armado. Fuente: tomado de referencia (Xu, Han, & Li, 2016) , pág. 354.

2.3 EN EL MUNDO

2.3.1 ALGUNAS ESTRUCTURAS MIXTAS EN EL MUNDO

Debido al auge de las mega-construcciones y a la optimización de recursos alrededor del mundo, muchas empresas importantes en el medio de la construcción han optado por implementar en su diseño los sistemas estructurales compuestos como se ve reflejado en la ilustración 8 donde se ve el caso del edificio Taipéi 101 el cual se encuentra localizado en Taiwán. Además otras edificaciones importantes con sistema estructural compuesto alrededor de mundo son: 2 Union Square Building, El Pacific First Center y El Gateway Tower en Seattle, El First Bank Place en Minneapolis entre otros.

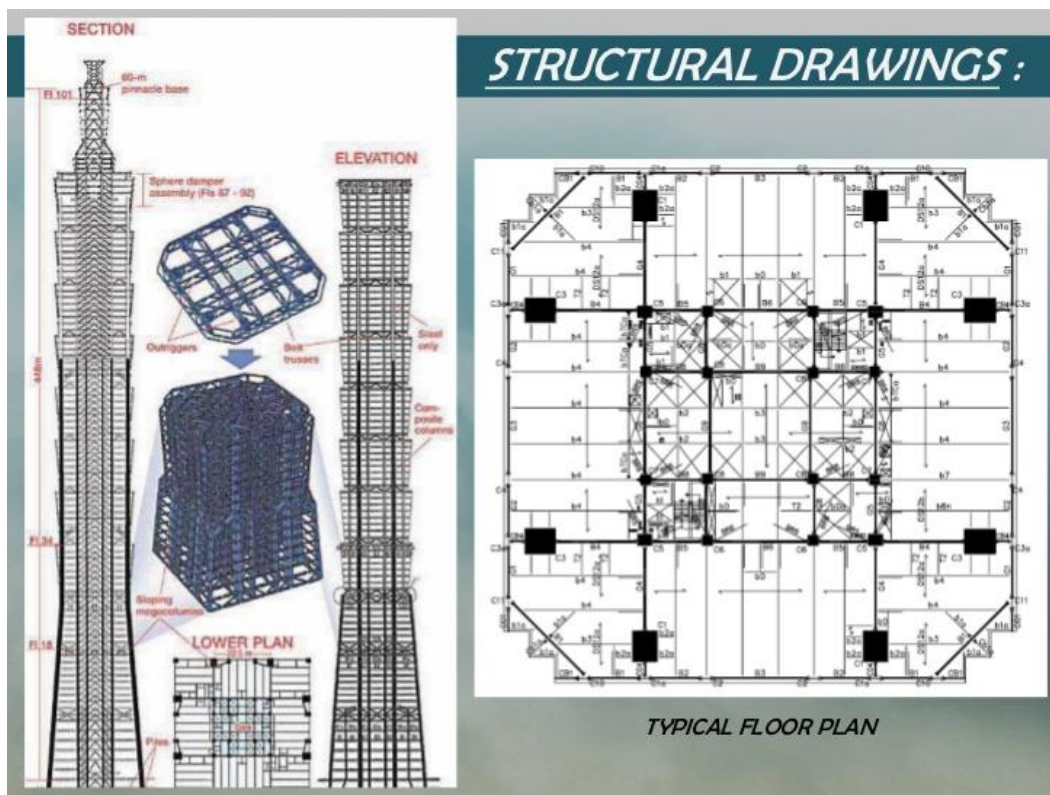


Ilustración 8. Composición estructural compuesta edificios en el mundo. Fuente: Tomado de Referencias (KrishnaJhawa, 2016)

2.3.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTO EN COLOMBIA

La Pontificia Universidad Javeriana se ha caracterizado por brindarle a la comunidad estudiantil un entorno agradable que cumpla con estándares de calidad y seguridad para sus ocupantes, es por esto que la universidad materializa el primer proyecto del plan maestro y desarrollo urbanístico y arquitectónico 2008-2028 mostrado en la ilustración 9. De esta manera la PUJ incorpora nuevas infraestructuras educativas con diseños vanguardistas que implementan nuevas tecnologías en el área de la construcción.

2.3.2.1 Edificio Gerardo Arango

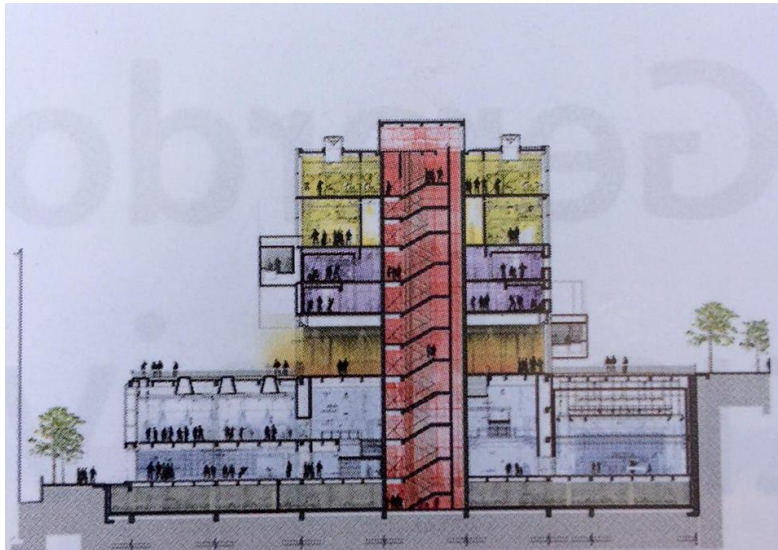


Ilustración 9. Render arquitectónico Edificio Gerardo Arango (Construdata, 2016)

En esta oportunidad fueron construidos 17800 metros cuadrados implementando un sistema constructivo mixto (acero – concreto), el cual permitió reducir el peso total de la estructura en más de 2000 toneladas contrastándolo con una estructura en concreto reforzado, aun así el peso

correspondiente a la estructura metálica utilizada dentro del sistema estructural equivale a dos veces el peso de la estatua de la libertad.

Durante la etapa de planeación se contemplaron tres sistemas estructurales diferentes (concreto,acero,mixto). Para comenzar con la fase de cimentación se ejecutó la plataforma del edificio en concreto armado y, a partir del nivel +11.65m , que corresponde al primer volumen, la torre se levantó con columnas metálicas tubulares que permiten secciones esbeltas, además una caja estructural que soportan los voladizos del cajón superior de la edificación, la estructural metálica logra disminuir las dimensiones de las secciones (Construdata, 2016).



Ilustración 10. Proceso constructivo edificio Gerardo Arango PUJ. Fuente: Tomado de Referencias (Construdata, 2016). Pág. 10.

3. METODOLOGÍA

3.1 ESTRUCTURA CONCRETO REFORZADO

Para concebir el primer edificio en concreto reforzado se alcanzaron los requisitos generales de construcción sismo resistente basados en la (NSR-10, 2010) . Donde se siguió el procedimiento general para el diseño estructural (Titulo A), el cual será mencionado a continuación:

Pre dimensionamiento:

- Definición del sistema estructural.
- Estimación de las dimensiones.
- Masa de la estructura.
- Live, Dead and Seismic Factors.

Evaluación de solicitaciones definitivas (Titulo B):

- Efectos Gravitacionales de la masa.
- Acabados y elementos no estructurales.
- Cargas muertas Adicionales.

Niveles de amenaza sísmica:

- Localización del Proyecto.
- Microzonificación (Aa, Av).

Movimientos sísmicos de diseño:

- Espectro elástico de diseño.(Aa, Av, Fa, Fv, I)

Características de la estructura:

- Tipo de sistema estructural.
- Materiales empleados.
- Capacidad de disipación de energía.
- Periodo de vibración de la estructura.
- Cortante basal.

Grado de irregularidad de la estructura:

- Irregularidad en planta y alzado.
- Grados de redundancia.
- Definición del proceso de análisis.

Determinación de la fuerza sísmica:

- Análisis sísmico de la estructura.

Desplazamientos horizontales

- Verificación de derivas (max 1%).
- Torsión extrema e irregularidad torsional.
- Participación de masa.

Combinaciones de diseño que satisfagan las diferentes solicitaciones:

- 18 combinaciones de diseño.
- Envolvente de diseño.

Diseño de elementos estructurales:

- Columnas: Esbeltez, Diagramas de interacción, Bresler, diseño a cortante.
- Longitudes de confinamiento y separación de estribos.
- Vigas: Diseño a flexión y cortante.
- Despieces.

3.2 ESTRUCTURA MIXTA

Para concebir la segunda estructura mixta (acero- concreto) se lograron los requisitos generales de construcción sismo resistente basado en la (NSR-10, 2010), para el diseño de los elementos metálicos vigas y de las columnas en sección mixta se siguieron los lineamientos de la (AISC, 2010) que se verán plasmados a continuación:

Pre dimensionamiento:

- Definición del sistema estructural.
- Estimación de las dimensiones.
- Masa de la estructura.
- Live, Dead and Seismic Factors.

Evaluación de solicitaciones definitivas (Titulo B):

- Efectos Gravitacionales de la masa.
- Acabados y elementos no estructurales.

- Cargas muertas Adicionales.

Niveles de amenaza sísmica:

- Localización del Proyecto.
- Microzonificación (Aa, Av).

Movimientos sísmicos de diseño:

- Espectro elástico de diseño.(Aa, Av, Fa, Fv, I)

Características de la estructura:

- Tipo de sistema estructural.
- Materiales empleados.
- Capacidad de disipación de energía.
- Periodo de vibración de la estructura.
- Cortante basal.

Grado de irregularidad de la estructura:

- Irregularidad en planta y alzado.
- Grados de redundancia.
- Definición del proceso de análisis.

Determinación de la fuerza sísmica:

- Análisis sísmico de la estructura.

Desplazamientos horizontales

- Verificación de derivas (max 1%).
- Torsión extrema e irregularidad torsional.
- Participación de masa.

Combinaciones de diseño que satisfagan las diferentes sollicitaciones:

- 18 combinaciones de diseño.

Diseño de elementos estructurales

Capacidad como columna:

- Sección compacta.
- Método Directo (K) Sidesway inhibited.
- Coeficiente de esbeltez (λ)
- Límite de pandeo elástico.
- Torsional – no torsional F_e .
- Esfuerzo crítico F_{cr} .
- Capacidad P_{max} nominal LRFD y ASD.

Capacidad como viga:

- Sección compacta.
- Longitudes de plasticidad $L_p < L_b < L_r$.

- Capacidad nominal a momento C_b , M_p , M_n .
- Capacidad M_{max} nominal LRFD y ASD.
- $\beta_1 P-\delta$
- $\beta_2 P-\Delta$
- Capacidades requeridas P_r , M_r .
- Índices de sobreesfuerzo.
- Entrepiso Steel deck.
- Conexiones.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 DISEÑO CONVENCIONAL EN CONCRETO REFORZADO

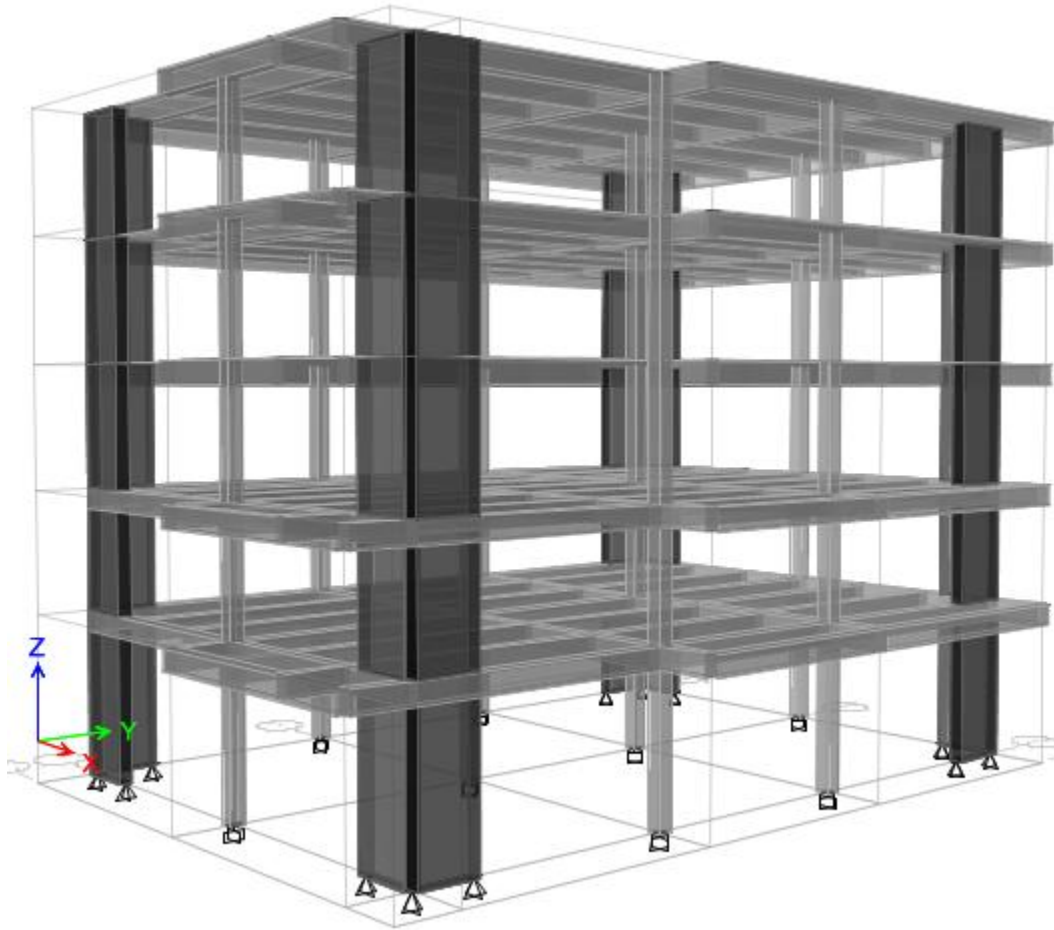


Ilustración 11. Modelo concreto reforzado computacional diseñado en ETABS ®

5.1.1 Materiales

Según el tipo de elemento y su nivel importancia dentro del sistema estructural sismo resistente, se utilizaron tres diferentes tipos de concreto; estos se diferenciaron esencialmente en la resistencia a la compresión medida a los veintiocho (28) días, así como otras propiedades reológicas del material tales como su módulo de elasticidad y su módulo de rotura.

Cabe resaltar que, dentro del análisis de la estructura, un parámetro muy importante es el módulo de elasticidad del material (E, fuerza por unidad de área) ya que este determina de manera considerable la respuesta del mismo al verse solicitado frente a fuerzas y/o deformaciones externas. En este orden de ideas y con base en la NSR, este se calculó con base en la siguiente expresión de la ilustración 12 consideraciones generales:

C.8.5 — Módulo de elasticidad

C.8.5.1 — El módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m³. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700 \sqrt{f'_c}$.

Ilustración 12. Consideraciones generales- Análisis y Diseño, Fuente: Tomado de Referencia (NSR-10, 2010) Título C.8, Pág. 112.

De este modo, se muestra a continuación, los tres diferentes tipos de concreto utilizados junto con sus respectivos módulos de Elasticidad (E_c), como se muestra en la tabla 1 propiedades de los materiales utilizados.

MUROS		COLUMNAS		VIGAS/ENTREPISO	
f'c (Mpa)	35	f'c (Mpa)	28	f'c (Mpa)	21
E (Mpa)	27806	E (Mpa)	24870	E (Mpa)	21538
fr (Mpa)	4.141	fr (Mpa)	3.704	fr (Mpa)	3.208

Tabla 1. Propiedades de los materiales- Concreto

Por otro lado, para el armado del refuerzo de los elementos y garantizar su correcto desempeño en términos de ductilidad y resistencia se utilizó acero corrugado grado 60 con las siguientes propiedades mostradas en la tabla 2.

REFUERZO LONGITUDINAL		REFUERZO CORTANTE	
f_y (Mpa)	420	f_y (Mpa)	420
E (Mpa)	203900	E (Mpa)	203900

Tabla 2. Propiedades de los materiales - Acero de refuerzo.

5.1.2 Cargas

En este punto es importante resaltar que, con fines del análisis de la estructura, se definieron tres tipologías de cargas: primero, la cual corresponde al peso propio de la estructura (elementos en concreto); segundo, la cual corresponde a la carga muerta externa sobrepuesta a la estructura y finalmente, la carga viva (cargas no permanentes).

Para el cálculo del peso propio del esqueleto estructural se adoptó un peso unitario del concreto reforzado de $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$. Los valores de carga viva, expresados en kN/m^2 , fueron obtenidos de la NSR-10, título B. Los valores adoptados para cada caso como se muestra en las tablas 3, 4 y 5 respectivamente.

PESO PROPIO ESQUELETO ESTRUCTURAL - PLANTA TÍPICA		PESO PROPIO ESQUELETO ESTRUCTURAL - PLANTA DE CUBIERTA	
ELEMENTO	PESO	ELEMENTO	PESO
Losa Maciza (e=0.1)	1.44	Losa Maciza (e=0.1)	1.44
Vigas Secundarias	1.38	Vigas Secundarias	1.38
PP (KN/m2)	2.82	PP (KN/m2)	2.82

Tabla 3. Valores del peso propio de la estructura.

CARGA MUERTA - PLANTA TÍPICA		CARGA MUERTA - PLANTA DE CUBIERTA	
ELEMENTO	PESO	ELEMENTO	PESO
Acabados	0.80	Acabados	0.80
Particiones	3.00	Particiones	0.00
CM (KN/m²)	3.80	CM (KN/m²)	0.80

Tabla 4. Valores de carga muerta de la estructura.

USO	W (KN/m ²)
Habitacional	1.8
Balcón	5.0
Cubierta	5.0
Escalera	3.0

Tabla 5. Valores de carga viva para los diferentes escenarios dentro de la estructura.

5.1.3 Fuerza Sísmica de Diseño

El cálculo de la fuerza sísmica de diseño es un paso crucial dentro de la concepción, análisis y diseño de una estructura, ya que dicha fuerza determina el tipo de elementos necesarios y su disposición dentro del sistema estructural para cumplir con los requisitos de sismo resistencia.

El primer paso consiste en definir la ubicación del proyecto con el fin de determinar el nivel de amenaza sísmica al cual se verá expuesta las dos edificaciones; por lo tanto con el fin de realizar el presente ejercicio académico lo más parecido a la realidad se utilizó el decreto 523 de la microzonificación de Bogotá, Por tal motivo dicha estructura estará cimentada sobre un suelo tipo Lacustre 500.

El siguiente paso consiste en obtener el espectro de respuesta de diseño, en donde se exhiben las diferentes aceleraciones del terreno con respecto al período fundamental de la estructura. Para esto deben obtenerse una serie de coeficientes (A_a , A_v , F_a , F_v) los cuales pueden obtenerse de la microzonificación de Bogotá (Bogotá, 2010) con base en el tipo de suelo presente y una serie de tablas; sin embargo, con el fin de realizar un análisis exhaustivo y obtener resultados más acordes a la realidad, se obtuvieron los valores de los coeficientes anteriormente nombrados del Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá (decreto No. 523,16 de diciembre del 2010), tal y como se muestra en la ilustración 13.

Zona	F_a (475)	F_v (475)	T_C (s)	T_L (s)	A_0 (475) (g)
CERROS	1.35	1.30	0.62	3.0	0.18
PIEDEMONTA A	1.65	2.00	0.78	3.0	0.22
PIEDEMONTA B	1.95	1.70	0.56	3.0	0.26
PIEDEMONTA C	1.80	1.70	0.60	3.0	0.24
LACUSTRE-50	1.40	2.90	1.33	4.0	0.21
LACUSTRE-100	1.30	3.20	1.58	4.0	0.20
LACUSTRE-200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18
LACUSTRE-300	1.05	2.90	1.77	5.0	0.16
LACUSTRE-500	0.95	2.70	1.82	5.0	0.14
LACUSTRE ALUVIAL-200	1.10	2.80	1.63	4.0	0.17
LACUSTRE ALUVIAL-300	1.00	2.50	1.60	5.0	0.15
ALUVIAL-50	1.35	1.80	0.85	3.5	0.20
ALUVIAL-100	1.20	2.10	1.12	3.5	0.18
ALUVIAL-200	1.05	2.10	1.28	3.5	0.16
ALUVIAL-300	0.95	2.10	1.41	3.5	0.14
DEPÓSITO LADERA	1.65	1.70	0.66	3.0	0.22

Ilustración 13. Coeficientes de Diseño (Zona Lacustre-500), Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010), Pág.9.

Los valores escogidos se muestran entonces a manera de resumen en la tabla 6 obtenidos del decreto 523 de la microzonificación (Bogotá, 2010).

Aa	0.15	Fa	0.95
Av	0.2	Fv	2.7

Tabla 6. Coeficientes de fuerza sísmica según tipo de suelo Lacustre-500 (Bogotá, 2010).

Así mismo y con base a la sección A.2.5 del título A de la (NSR-10, 2010), se definió el coeficiente de importancia de la estructura como $I=1.0$, correspondientes a las estructuras del grupo uno destinadas a ocupación normal tal y como se muestra en la ilustración 14.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Ilustración 14. Valores de Coeficiente de importancia según uso, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág.A-26.

Finalmente, con base en el espectro elástico de diseño, se calculó la fuerza sísmica de diseño S_a , expresada en porcentaje de la gravedad tal y como se puede apreciar en la tabla 7, que llega lateralmente a la estructura en su base. En la ilustración 15 se puede apreciar el espectro de diseño obtenido del decreto 523 de la microzonificación (Bogotá, 2010). De este modo y realizando los cálculos manuales se elaboró el espectro de diseño tal y como se ve en la ilustración 16.

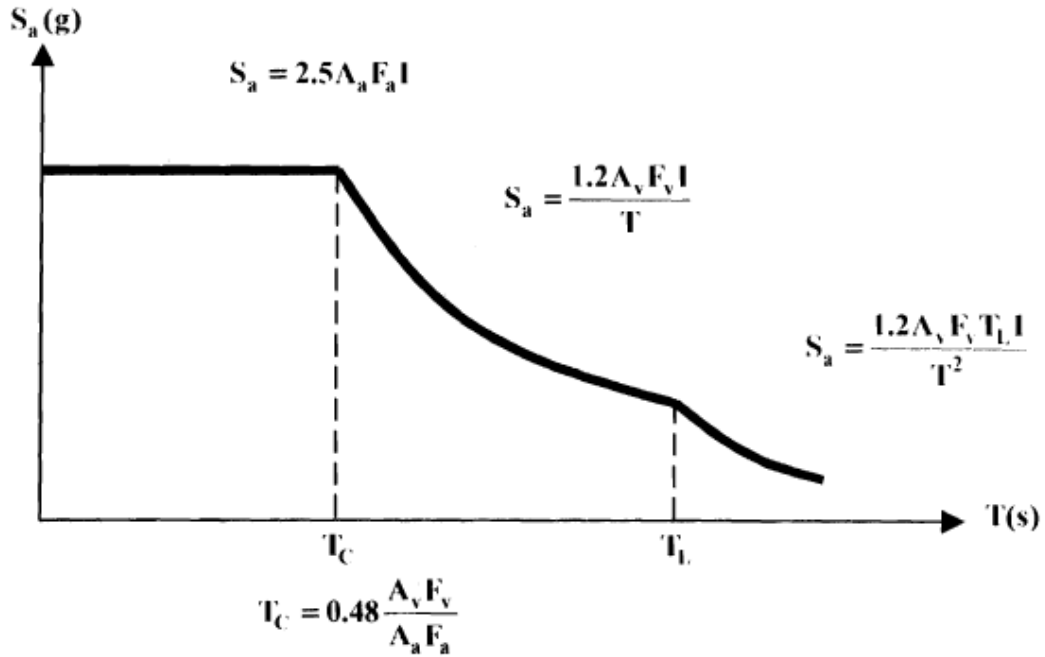


Ilustración 15. Espectro elástico de aceleración de diseño. Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010) Pág. 10.

To (s)	0.38
Tc (s)	1.82
Tl (s)	6.48
Ta (s)	0.54
Sa (%g)	0.36

Tabla 7. Cálculo de la fuerza sísmica en la base Sa.

5.1.3.1 Espectro de aceleraciones de diseño

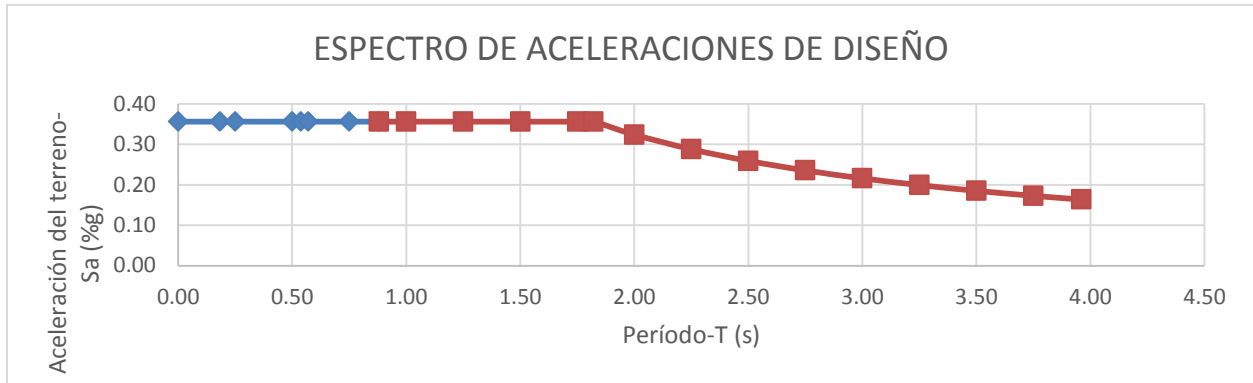


Ilustración 16. Espectro de aceleraciones calculado manualmente con base en el decreto 523 de la microzonificación (Bogotá, 2010).

5.1.4 Combinaciones de Carga

Para el diseño es muy importante tener en cuenta una combinación de efectos dentro de la estructura debido a la coexistencia y presencia de diferentes tipos de carga dentro de la estructura. Dichas combinaciones deben basarse en diferentes suposiciones de situaciones críticas e irán acompañadas de factores de mayoración dependiendo del tipo de carga y su incidencia.

De esta manera se supusieron dos grandes grupos de combinaciones de carga, uno para el chequeo de la deriva del edificio como se puede ver en la tabla 8 y otro para el diseño sísmo resistente de los elementos del sistema, tal y como se muestra en la tabla 9.

Análisis de Rigidez de la Estructura (deriva)	
COMBINACIONES (6)	Ex
	Ey
	Ex +/- 0,3Ey
	Ey +/- 0,3Ex

Tabla 8. Combinaciones de Diseño chequeo desplazamientos

<i>Diseño de Elementos Sismoresistentes</i>	
COMBINACIONES (18)	1,4CM
	1,2CM + 1,6CV
	1,2CM + CV +/- (Ex/R +/- 0,3Ey/R)
	1,2CM + CV +/- (Ey/R +/- 0,3Ex/R)
	0,9CM + CV +/- (Ex/R +/- 0,3Ey/R)
	0,9CM + CV +/- (Ey/R +/- 0,3Ex/R)

Tabla 9. Combinaciones de diseño para elementos estructurales.

5.1.5 Coeficiente “R” Disipación de Energía

Tal y como se puede ver en las combinaciones expuestas anteriormente consignadas en las tablas 8 y 9, para el diseño de los elementos del sistema sismo resistente principal de la estructura debe tenerse en cuenta un factor R, denominado factor de disipación de energía. Este representa la capacidad de ductilidad de la estructura; que en pocas palabras es la capacidad de la estructura a trabajar dentro del rango inelástico y está definido de la siguiente manera:

$$R = \frac{X_u}{X_y}$$

Donde X_u y X_y denotan los desplazamientos a la falla y a la fluencia de la sección respectivamente, los cuales deben ser obtenidos mediante un análisis dinámico de la estructura. Sin embargo, la norma permite calcular de manera simplificada el valor de este coeficiente mediante la verificación de ciertos parámetros, tal y como se muestra en la ilustración 17.

A.3.3.3 — REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA — Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía **R** que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación A.3.3-1.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \quad (\text{A.3.3-1})$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p . Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a .

Ilustración 17. Factor de reducción R para Estructuras Irregulares, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título-A, Pág.A-43.

Cada uno de los coeficientes fueron obtenidos de la norma y su cálculo se muestra de manera detallada en la memoria de cálculo de diseño; de todas maneras se muestran a continuación los valores obtenidos y el valor del coeficiente de disipación de energía R a manera de resumen en la tabla 10.

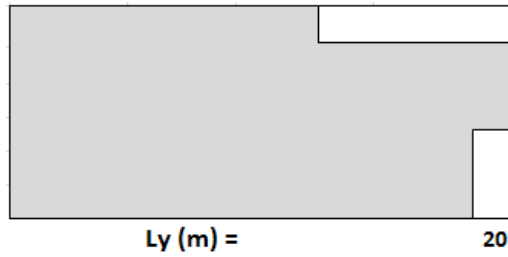
R₀	5.0
ϕ_p	1.0
ϕ_a	0.8
ϕ_r	1.0
R	4.0

Tabla 10. Cálculo del coeficiente de disipación de energía R.

5.1.6 Pre Dimensionamiento

A continuación, se muestran las secciones y dimensiones de los diferentes elementos que hacen parte del sistema estructural el cual comprende placas con vigas descolgadas y casetón recuperable.

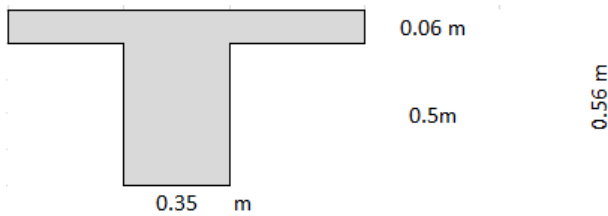
5.1.6.1 Losa de entrepiso



ÁREA	
A1	290
A2	-12
A3	-9.75
At (m2)	268.25

Tabla 11. Dimensiones losa típica de entrepiso.

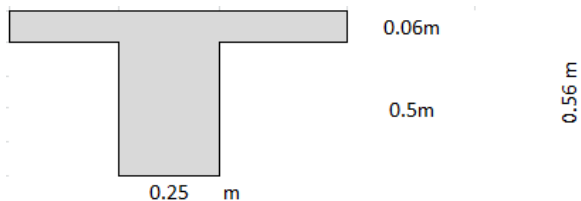
5.1.6.2 Vigas principales



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
d' (m)	0.04
d (m)	0.46
Ag (m2)	0.161

Tabla 12. Sección transversal viga típica.

5.1.6.3 Vigas secundarias



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
d' (m)	0.04
d (m)	0.04
Ag (m2)	0.01

Tabla 13. Sección transversal vigueta típica.

5.1.6.4 Columnas

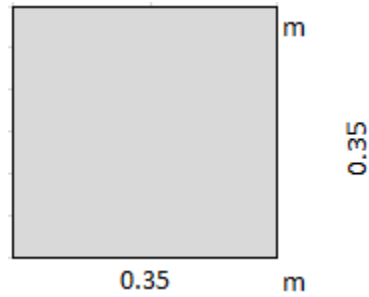
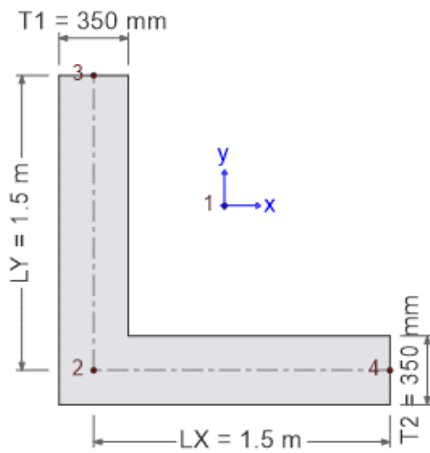


Ilustración 18. Sección transversal columna C-1.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN		PROPIEDADES DE LA SECCIÓN		PROPIEDADES DE LA SECCIÓN		PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Ag (m²)	0.1225	Ag (m²)	0.1225	Ag (m²)	0.1225	Ag (m²)	0.1225
ρ preliminar	2.50%	ρ preliminar	3.00%	ρ preliminar	3.50%	ρ preliminar	4.00%
As (mm²)	3062.5	As (mm²)	3675	As (mm²)	4287.5	As (mm²)	4900
No. Barras	8	No. Barras	8	No. Barras	12	No. Barras	10
As/barra (mm²)	382.8	As/barra (mm²)	459.4	As/barra (mm²)	357.3	As/barra (mm²)	490.0
# Barras	7	# Barras	8	# Barras	7	# Barras	8
As real (mm²)	3096	As real (mm²)	4080	As real (mm²)	4644	As real (mm²)	5100

Tabla 14. Propiedades de la sección columna C-1 con diferentes cuantías.

5.1.6.5 Muros pantalla



Diseño Preliminar	
Ag (m²)	0.93
ρ preliminar	4.00%
As (mm²)	37100
No. Barras	77
As/barra (mm²)	481.8181818
# Barras	8

Tabla 15. Sección transversal de muro de cortante típico.

5.1.7 *Peso de la estructura*

Para el desenlace del análisis sísmico de la estructura, es conveniente calcular el peso de la misma con el fin de poder estimar que masa va a entrar en vibración y de qué manera va a responder esta frente a los eventos telúricos. Así mismo, es importante verificar que los valores calculados manualmente sean consistentes con los arrojados por el modelo computacional. Los resultados se muestran a continuación en las tablas 16, 17, 18,19 y 20 donde además se compararán los pesos calculados con los del modelo computacional:

5.1.7.1 *Peso del entrepiso*

ITEM	A (m ²)	V-losa (m ³)	W-Losa (KN)	W-PP (KN)	W-CM (KN)
ENTREPISO NE+4,00	268.25	16.1	386.3	756.5	1019.35
ENTREPISO NE+7,00	268.25	16.1	386.3	756.5	1019.35
ENTREPISO NE+10,00	268.25	16.1	386.3	756.5	1019.35
ENTREPISO NE+13,00	268.25	16.1	386.3	756.5	1019.35
ENTREPISO NE+16,00	268.25	16.1	386.3	756.5	214.60
Total			1931.40	3782.33	4292.00

Tabla 16. Cálculo manual del peso del entrepiso.

5.1.7.2 *Peso de elementos horizontales*

ITEM	CANTIDAD	LONG (m)	B (m)	H (m)	Ag (m ²)	Vol (m ³)	W (KN)
VG-01	10	20.0	0.35	0.50	0.18	3.50	840.00
VG-01'	5	18.5	0.35	0.50	0.18	3.24	388.50
VG-02	5	12.0	0.35	0.50	0.18	2.10	252.00
VG-03	15	14.5	0.35	0.50	0.18	2.54	913.50
VG-03'	5	13.0	0.35	0.50	0.18	2.28	273.00
VG-04	5	6.5	0.35	0.50	0.18	1.14	136.50
Subtotal							2803.50
VT-01	10	20.0	0.25	0.40	0.10	20.00	480.00
VT-01'	10	18.5	0.25	0.40	0.10	18.50	444.00
Total							3727.50

Tabla 17. Cálculo manual del peso de los elementos horizontales.

5.1.7.3 *Peso de elementos verticales*

ITEM	CANT.	H (m)	Ag (m2)	Vol (m3)	W (KN)
C-1	4	16	0.1225	1.96	188.16
C-2	4	16	0.175	2.8	268.8
MC	4	16	0.93	14.84	1424.64
Σ					1612.8

Tabla 18. Cálculo manual del peso de los elementos verticales.

5.1.7.4 *Resumen general pesos estructurales*

ITEM	W (KN)
ENTREPISO - TORTA	1931.40
ENTREPISO - CM	4292.00
VIGAS	2803.50
VIGAS+VIGETAS	3727.50
COLUMNAS	1612.80
TOTAL CUBICADA	7271.70
TOTAL CARGA MUERTA	4292.00

Tabla 19. Resumen general del peso de los elementos estructurales.

5.1.7.5 *Comparación cálculos manuales vs ETABS*

ITEM	MANUAL	ETABS
PESO PROPIO(KN)	7271.70	7772.45
CM(KN)	4292.00	4292.00
CV(KN)	3477.85	3627.85

Tabla 20. Comparación pesos manuales vs modelo computacional.

5.1.8 *Fuerza sísmica de diseño*

El análisis de la respuesta sísmica de la estructura se realizó inicialmente de manera estática por medio del método de la fuerza horizontal equivalente como se muestra en la ilustración 19, el

cual es descrito a profundidad en capítulo A.4. Del título A de la NSR-10. Para este, se calculó la fuerza cortante que induce el sismo en la base y esta se distribuyó piso a piso dependiendo de factores tales como su peso y su altura como se muestra en la tabla 21. Adicionalmente se calculó el momento de torsión accidental alrededor del eje vertical de la estructura, el cual es aplicado en el centro de rigidez de la misma y calculado con base a los lineamientos de la (NSR-10, 2010) como se muestra en la tabla 22.

A.3.4.2.1 — Método de la fuerza horizontal equivalente — Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

- (a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja,
- (b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia,
- (c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de $2T_C$,
- (d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base,
- (e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.

Ilustración 19. Método de la fuerza horizontal equivalente. Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág., A-45.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (\text{A.4.3-2})$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{A.4.3-3})$$

donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Ilustración 20. Fuerza sísmica horizontal Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010) Título A, Pág. A-65.

5.1.8.1 Cálculo de la fuerza horizontal equivalente distribuida por piso

PISO	ENTREPISO	COL's	VG's	PESO	h (m)	m X h^k	Cv	Fx-fuerza
CUB	214.60	161.28	560.7	936.58	16	15790.37	0.18	1429.11
5	1093.45	322.56	560.7	1976.71	13	26971.91	0.31	2441.10
4	1093.45	322.560	560.7	1976.71	10	20645.13	0.24	1868.49
3	1093.45	322.56	560.7	1976.71	7	14354.63	0.17	1299.17
2	1093.45	322.56	560.7	1976.71	4	8116.46	0.09	734.58
Σ	4588.40	1451.52	2803.5	8843.42	16	85878.50	1.00	7772.45

Tabla 21. Fuerza horizontal equivalente.

5.1.8.2 Cálculo del momento torsional accidental

PISO	FUERZA (KN)	TORSIÓN ACCIDENTAL EJE X		TORSIÓN ACCIDENTAL EJE Y		Mt (KN-m)
		Brazo (m)	MTx(KN-m)	Brazo (m)	MTy(KN-m)	
1	0.0000	1.00	0.00	0.725	0.000	0.000
2	734.5813	1.00	734.58	0.725	532.571	1267.153
3	1299.1676	1.00	1299.17	0.725	941.897	2241.064
4	1868.4905	1.00	1868.49	0.725	1354.656	3223.146
5	2441.0962	1.00	2441.10	0.725	1769.795	4210.891
CUB	1429.1095	1.00	1429.11	0.725	1036.104	2465.214

Tabla 22. Momento torsional accidental.

Sin embargo con el fin de obtener resultados más consistentes y modelarse de manera más acertada los efectos del sismo en la realidad, se optó por realizar un análisis dinámico apoyado de la herramienta 'Time Function' del programa ETABS como se ve en la ilustración 21, debido a que con esta, se define la fuerza sísmica como un espectro de respuesta el cual automáticamente induce en la estructura los efectos de determinado evento, definido previamente por el usuario. Usando los coeficientes descritos anteriormente y obtenidos del estudio de microzonificación de la ciudad, se obtuvo el siguiente espectro:

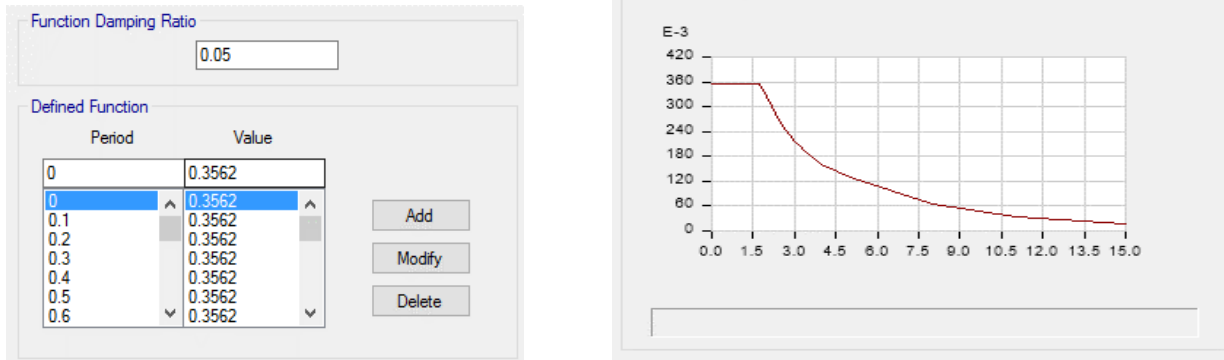


Ilustración 21. Time Function obtenido del modelo de ETABS.

Es importante resaltar que, para los dos espectros obtenidos, se obtuvo un mismo valor de aceleración pico del terreno de $S_a (\%g) = 0.36$, lo cual habla de la consistencia del análisis.

5.1.9 *Análisis Modal*

Es de suma importancia realizar un análisis dinámico de la estructura con el fin de determinar la frecuencia natural y la manera de vibrar de esta al verse sometida frente a excitaciones externas libres. Dicho análisis se basa en la consideración de la posibilidad del edificio de deformarse en diferentes direcciones varios grados de libertad como se muestra en la ilustración 22 y que es de gran utilidad ya que permite entender más fácilmente el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones externas, tales como los sismos.

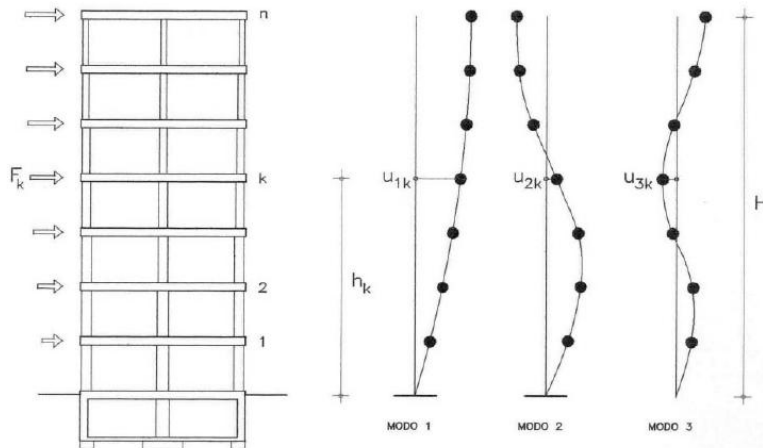


Ilustración 22. Modos de vibración de las estructuras (vibratorios, 2013).

Dicho análisis se realizó de la mano del programa ETABS v.15, en el cual debieron inicialmente definirse las fuentes de masa del análisis, las consideraciones pertinentes de efectos de segundo orden (p-delta) y otras consideraciones del tipo de análisis a realizar, tal y como se muestra en la ilustraciones 23 y 24 correspondiente a los efectos P- Δ .

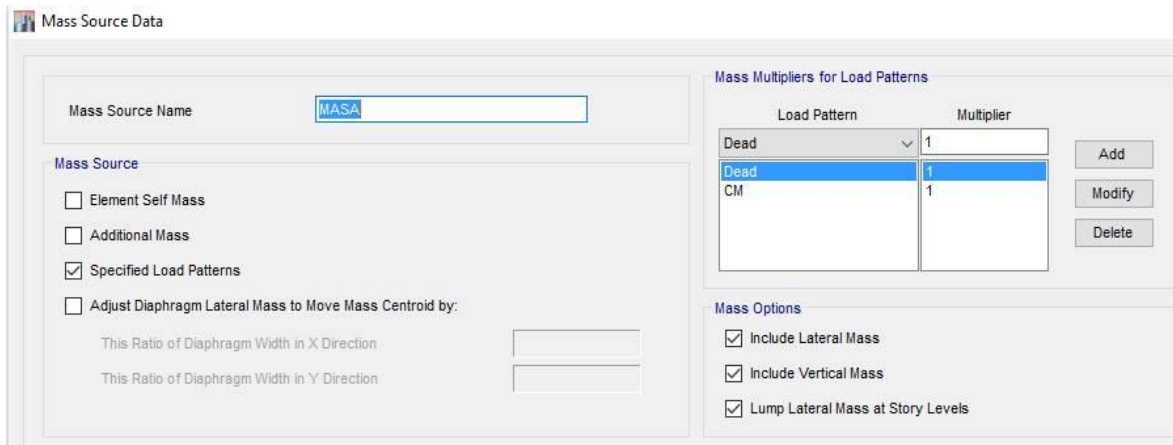


Ilustración 23. Fuentes de masa para el análisis dinámico de la estructura.

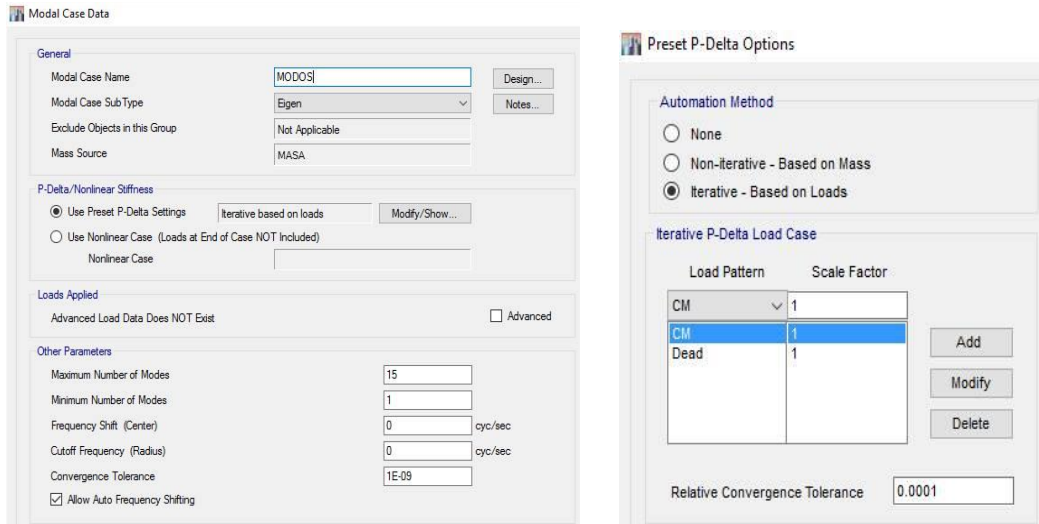


Ilustración 24. Efectos p-delta y bases del análisis modal.

Es importante resaltar que se le ordenó al programa realizar el análisis con base a un número de modos igual a 3 veces el número de pisos de la estructura, es decir, quince modos de vibración. Dichos modos de vibración junto con sus correspondientes frecuencias y períodos se muestran a continuación en la ilustración 25.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
MODOS	1	0.568	1.76	11.0556	122.2264
MODOS	2	0.558	1.791	11.2562	126.7011
MODOS	3	0.358	2.794	17.5534	308.1205
MODOS	4	0.143	6.987	43.9006	1927.2625
MODOS	5	0.141	7.098	44.597	1988.8929
MODOS	6	0.139	7.181	45.1177	2035.604
MODOS	7	0.137	7.292	45.8142	2098.9395
MODOS	8	0.135	7.435	46.714	2182.1946
MODOS	9	0.128	7.815	49.1051	2411.309
MODOS	10	0.127	7.886	49.5462	2454.8274
MODOS	11	0.126	7.923	49.7835	2478.3985
MODOS	12	0.125	8.008	50.3129	2531.3872
MODOS	13	0.123	8.099	50.8905	2589.8435
MODOS	14	0.123	8.147	51.1874	2620.1471
MODOS	15	0.122	8.181	51.4032	2642.2929

Ilustración 25. Resultados de análisis – Modos de Vibración y sus correspondientes períodos.

Se obtuvo, entonces, un período fundamental de la estructura de 0.568 segundos; dicho período es consistente con el período obtenido con base en las simplificaciones de la NSR-10 ($T_a = 0.538$ segundos) y con la estimación inicial del número de pisos del edificio sobre diez ($5/10 = 0.5$ segundos). También es importante resaltar que se obtuvo una correcta participación de la masa asignada al análisis, tal y como se muestra en la ilustración 26.

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
MODOS	Acceleration	UX	99.91	91.25
MODOS	Acceleration	UY	99.92	91.73
MODOS	Acceleration	UZ	84.39	49.95

Ilustración 26. Porcentajes de participación de masa del análisis modal.

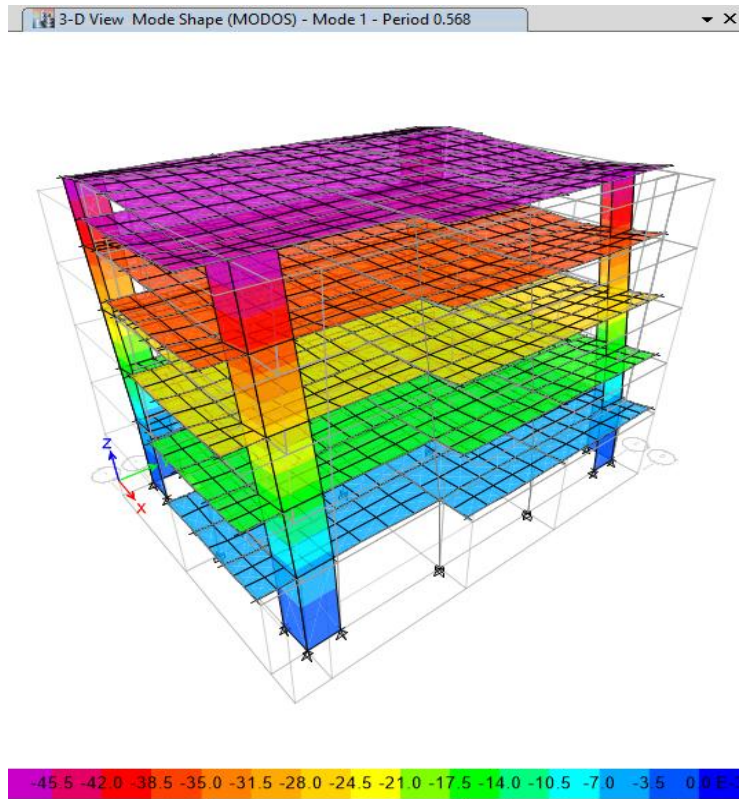


Ilustración 27. Período fundamental de la estructura junto su respectiva deformada.

5.1.10 *Análisis de rigidez de la estructura*

Es importante señalar que en muchas ocasiones, las pérdidas humanas que se producen luego de un evento telúrico son ocasionadas por el desplome de elementos no estructurales tales como muros de mampostería, cielo-rasos, etc. y no por el colapso total de la estructura. Por este motivo con el fin de controlar dichos eventos y garantizar, no sólo la resistencia del sistema estructural sino también la seguridad de las personas, el diseño sismo resistente contempla un límite de desplazamiento horizontal relativo en altura, conocido como deriva. Esta puede definirse como la diferencia de desplazamiento horizontal entre dos puntos arriostrados en

relación a la distancia (altura) que separa dichos puntos, y ha sido limitada a un valor del 1% de dicha altura, en la ilustración 28 se puede interpretar de una mejor manera el concepto de deriva.

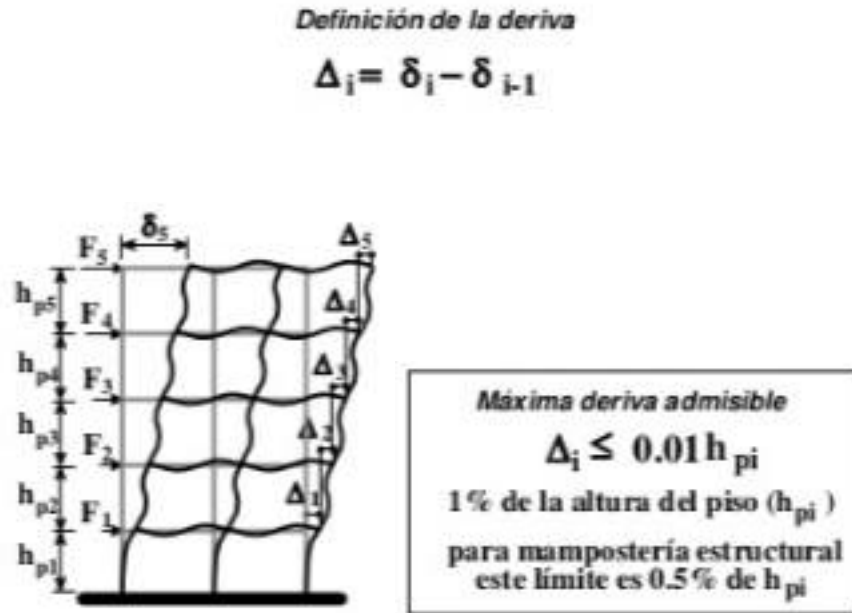


Ilustración 28. Definición de deriva, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Apéndice 1.

Para realizar este análisis debió entonces calcularse la fuerza sísmica de diseño, la cual fue obtenida por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal y como se mostró en los incisos anteriores, así como el momento torsional accidental alrededor del eje vertical de la estructura (centro de rigidez). Luego se definieron las combinaciones de carga con base a las cuales realizar el análisis, teniendo en cuenta que dichas combinaciones de carga deberían tener en consideración las diferentes maneras en que podría presentarse el sismo en el terreno, con el fin de modelar de manera acertada el evento y así obtener una respuesta representativa. En este orden de ideas, las combinaciones de carga utilizadas para el análisis fueron las expuestas en la ilustración 29.

Análisis de Rigidez de la Estructura (deriva)	
COMBINACIONES (6)	Ex
	Ey
	Ex +/- 0,3Ey
	Ey +/- 0,3Ex

Ilustración 29. Combinaciones para el chequeo desplazamientos laterales.

Inicialmente y con la ayuda del programa ETABS v.15, se analizaron los límites de deriva de la estructura con respecto al centro de rigidez de la estructura (diafragma rígido); los resultados de dicho análisis se muestran expuestos en la tabla 23.

CASO	DERIVA X	DERIVA Y	DERIVA REAL
Ex	0.007345	0.000233	0.73%
Ex + 0,3Ey	0.007642	0.002457	0.80%
Ex - 0,3Ey	0.007048	0.002039	0.73%
Ey	0.001033	0.007467	0.75%
Ey + 0,3Ex	0.003194	0.007532	0.82%
Ey - 0,3Ex	0.003027	0.007402	0.80%

Tabla 23. Chequeo de deriva en el centro de rigidez (diafragma rígido).

Sin embargo, la (NSR-10, 2010) exige que la deriva en los extremos de la estructura (esquinas del sistema sismo resistente principal), ya en estos puntos y no en el centro de rigidez es donde van a verse de una manera más clara los efectos del momento de torsión accidental. Los resultados de dicho análisis se muestran en la ilustración 30.

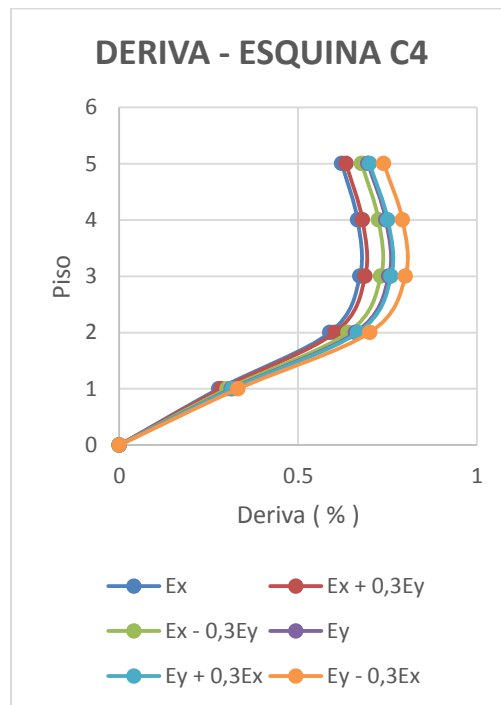
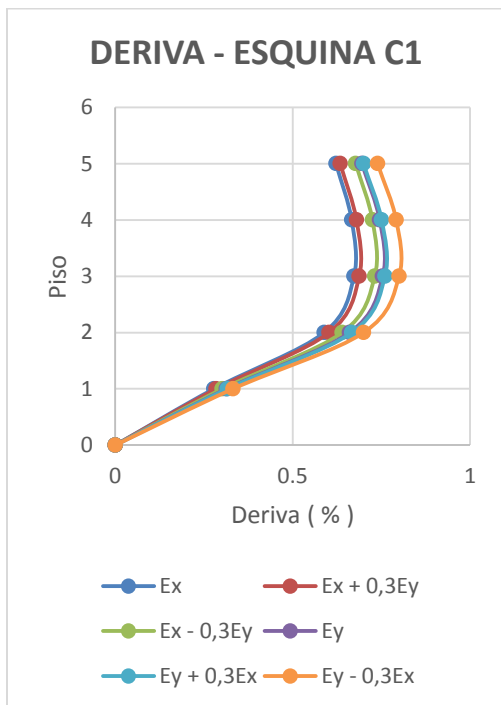
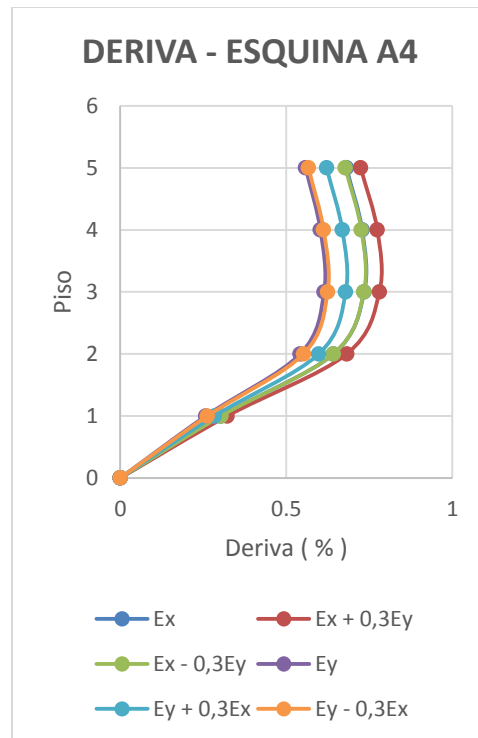
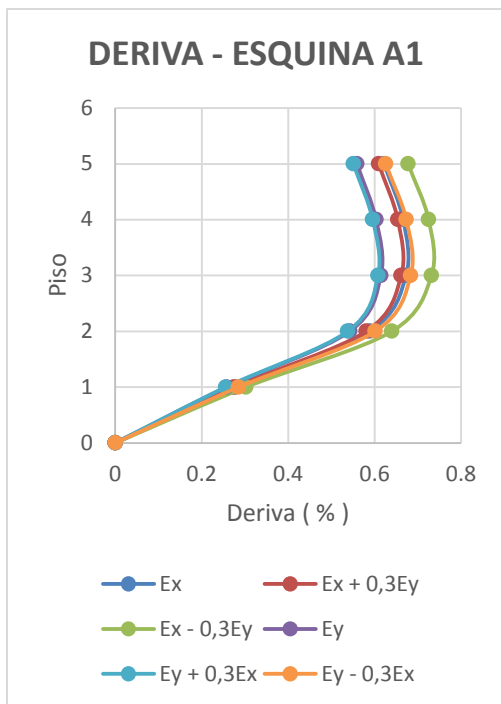


Ilustración 30. Gráficas de desplazamientos laterales en puntos extremos de la edificación.

5.1.11 Análisis de Esbeltez

Una vez realizado el análisis de rigidez de la estructura pueden entonces definirse de manera cuasi definitiva las dimensiones de los elementos que hacen parte del sistema estructural; sin embargo, antes de proceder al diseño de estos, debe hacerse un análisis de esbeltez de los elementos horizontales con el fin de verificar su comportamiento y los posibles efectos de segundo orden que puedan presentarse en estos. La (NSR-10, 2010) plantea dos tipos de análisis de esbeltez: uno global, es decir del comportamiento de los elementos como parte de un todo (la estructura); otro local, que analiza los elementos de manera aislada y busca esencialmente tener en cuenta los efectos de segundo orden y así garantizar el comportamiento viga débil-columna fuerte para garantizar un correcto comportamiento ante una posible falla de la estructura frente a eventos sísmicos.

5.1.11.1 Esbeltez Global

Se realizó con base en los lineamientos de la norma; dicho análisis busca determinar si la estructura cuenta o no con arriostramiento lateral. Para esto, es necesario encontrar el valor del índice de estabilidad ‘Q’ para cada una de las combinaciones de carga de diseño. Dicho índice de estabilidad se define como se muestra en la ilustración 31.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} L_c} \quad (4 - 8)$$

Dónde:

Q	Índice de estabilidad por piso
$\sum P_u$	Sumatoria de la carga vertical (generalmente a compresión) total por piso (carga mayoradas)
Δ_o	Diferencia entre la deformación horizontal de la parte superior e inferior de cada piso (deriva)
V _{us}	Sumatoria del cortante total por piso (mayorado)
L _c	Longitud entre ejes de cada piso(medidas centro a centro)

Ilustración 31. Índice de estabilidad por piso, Fuente: Tomado de Referencias (Muñoz, 2014) pág. 81

La norma define como límite del valor de índice de estabilidad $Q = 0,05$; en caso dado de que este valor sea superado se define la estructura como no arriostrada y por ende debe realizarse el análisis de esbeltez local. Para nuestro caso, en ambas direcciones se superó dicho límite y por ende la estructura es no arriostrada. Los resultados se muestran en las ilustraciones 32.

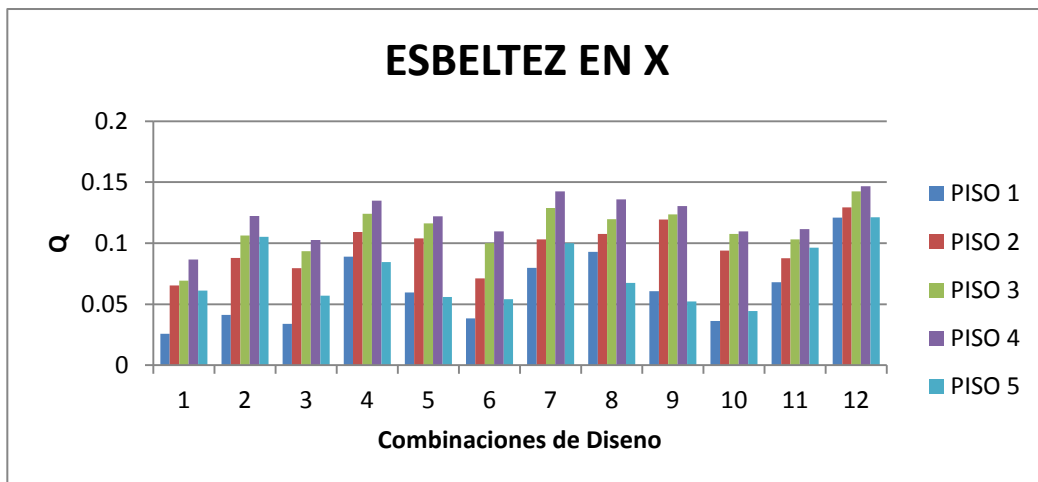
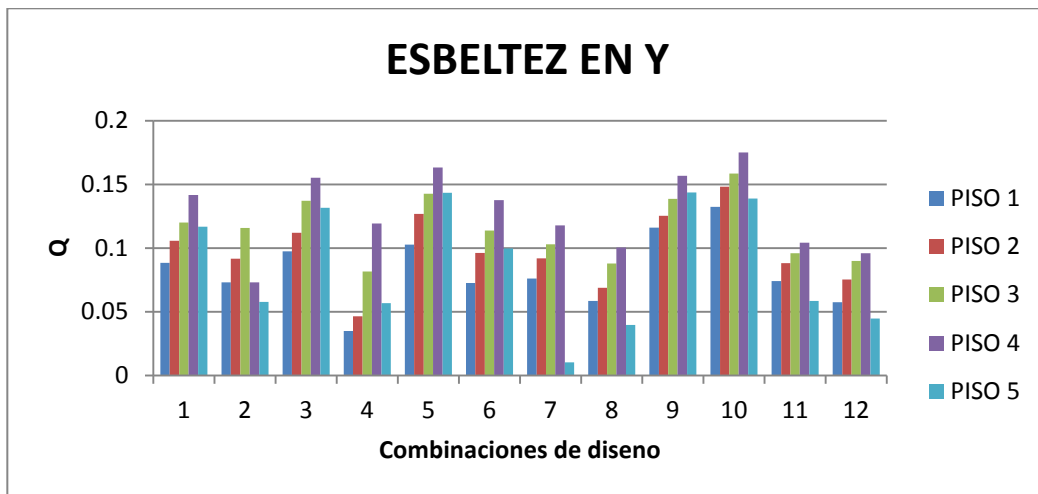
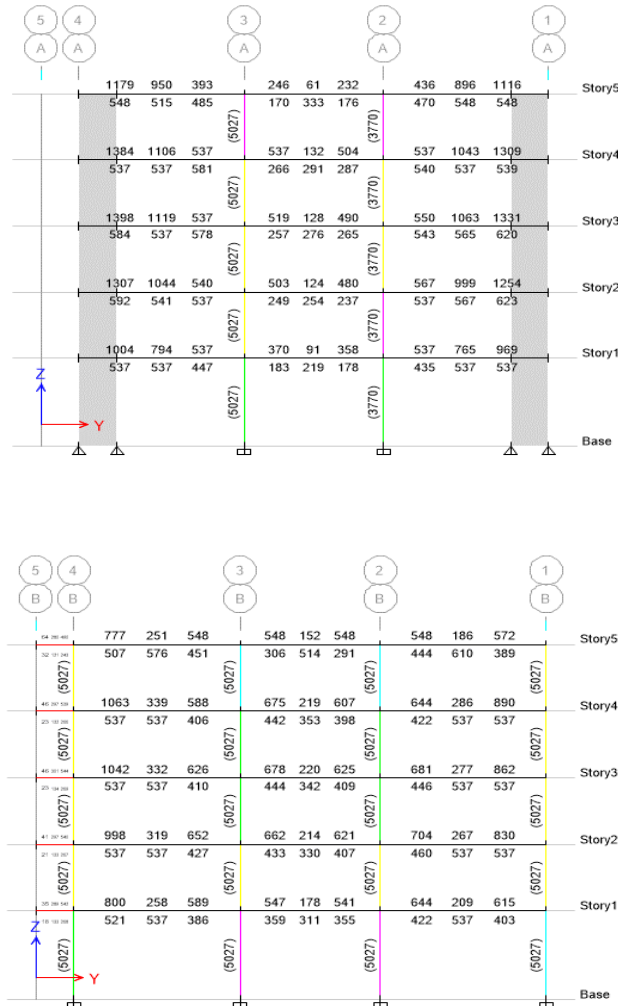


Ilustración 32. Gráficas de Esbeltez en dirección X, Y del a estructura no arriostrada.

5.1.11.2 Esbeltez local

Para los efectos de esbeltez local de los elementos se utilizó el programa ETABS v.15, específicamente su función de diseño ('Concrete Frames Design'), el cual a la vez se basa en la ACI-318-14. Con este, se fue aumentando la cuantía de las secciones de columnas hasta obtener que no se presentara falla en ninguna de ellas, lo cual en el programa se representa como un color rojo del elemento. Los resultados arrojaron una cuantía del 4% para la mayoría de elementos, con excepción de dos que llevaron el 3,5%. Dicho análisis puede verificarse en el modelo estructural anexo, y sus resultados se muestran a continuación en la ilustración 33.



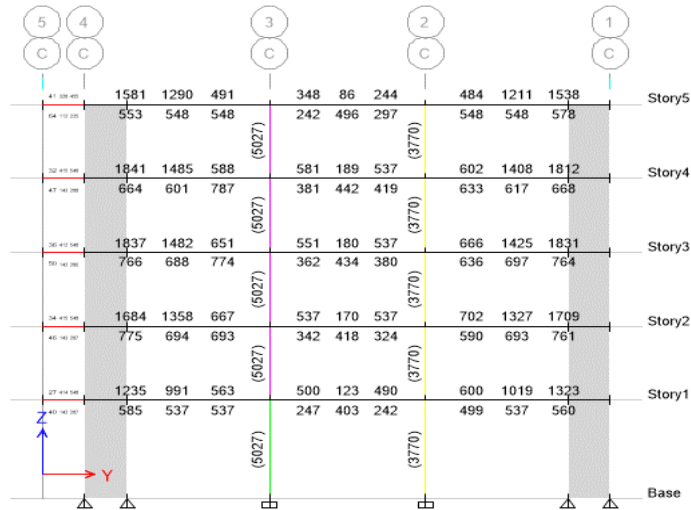


Ilustración 33. Método de diseño ETABS v.15 para esbeltez local.

5.1.12 Diseño de elementos verticales

Se realizó el diseño a flexo compresión de elementos verticales (columnas C-1 y muros MP) mediante un análisis de las fuerzas de compresión y flexión obtenidas en el modelo, y los efectos se integraron mediante el uso de diagramas de interacción (P-M), los cuales a su vez fueron obtenidos con ayuda del programa XTRACT. Inicialmente se realizó un análisis en cada una de las direcciones (X, Y) por separado, es decir, un chequeo uní axial; los resultados se muestran a continuación en la ilustración 34 que corresponden al diagrama de interacción de la columna y las ilustraciones 35 y 36 que corresponden a los diagramas de interacción de los muros.

5.1.12.1 Columna tipo C-1

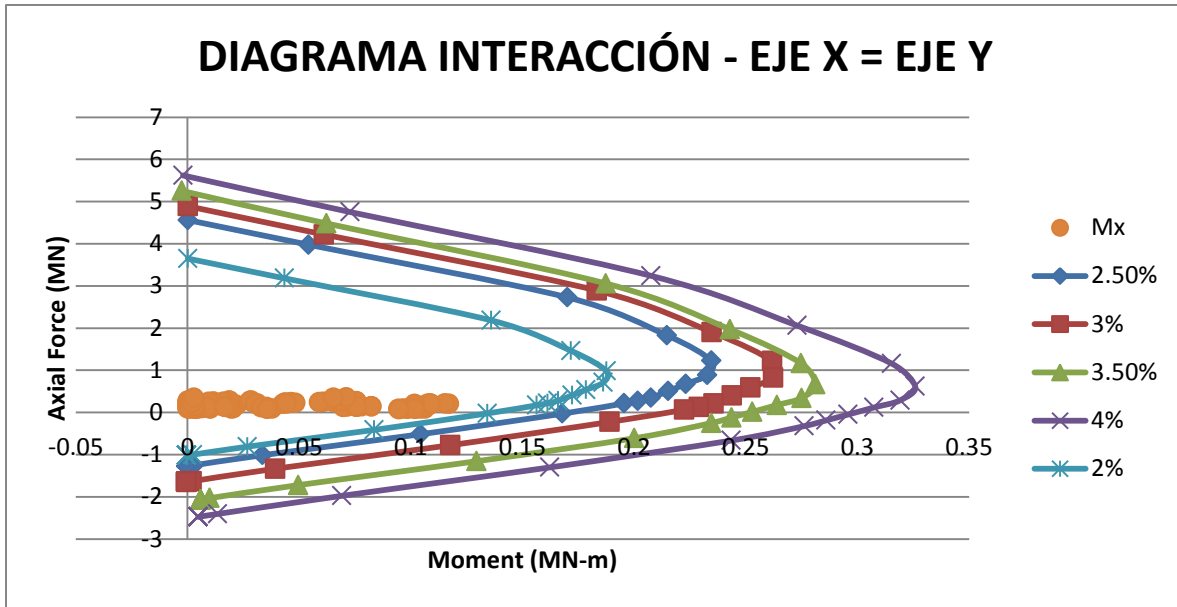


Ilustración 34. Diagrama de interacción columna C-1 cuadrada, cuantía escogida 2%.

5.1.12.2 Muro Pantalla

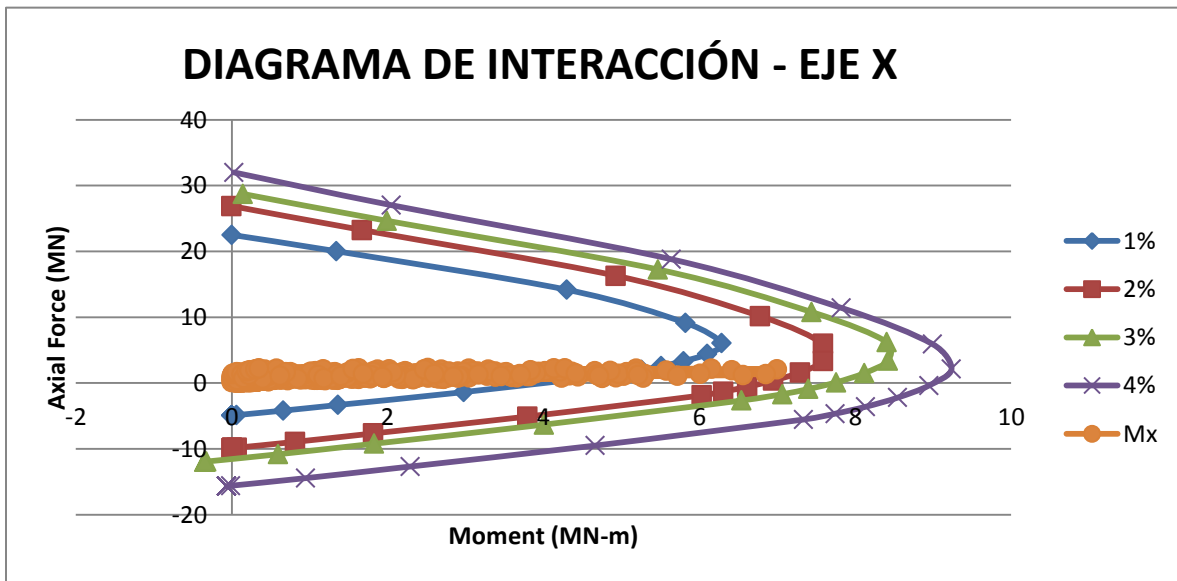


Ilustración 35. Diagrama de interacción muro pantalla sobre en eje X, cuantía escogida 2%.

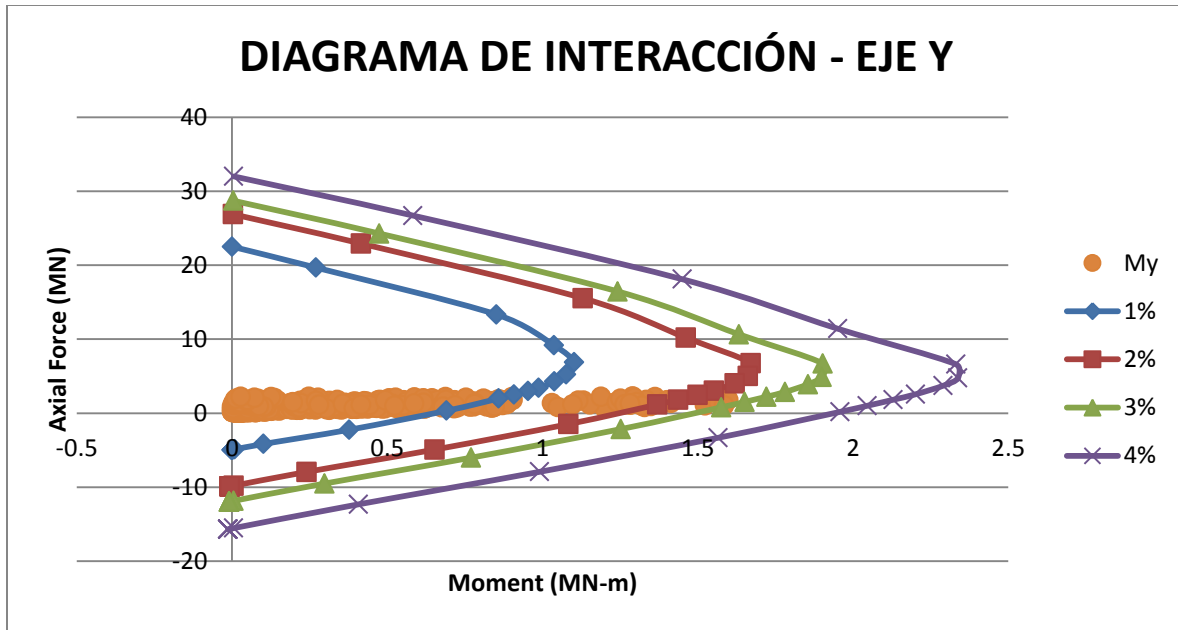


Ilustración 36. Diagrama de interacción muro pantalla sobre en eje Y, cuantía escogida 3%.

Cabe resaltar que, si bien el análisis de flexo compresión uní axial arrojó unos valores de cuantía para la sección, los obtenidos por efectos de esbeltez local arrojados por ETABS fue mayor y por ende se decidieron las siguientes cuantías mostradas en la ilustración 37 cuantías escogidas para los elementos verticales.





Ilustración 37. Cuantías escogidas para los diferentes elementos verticales.

Los muros, en cambio, si fueron diseñados con una cuantía del 3% con respecto al área neta de la sección transversal de concreto. Dicho refuerzo fue chequeado con ayuda de ETABS diseñados como piers y su comando ‘Shear Wall Design’; adicionalmente, el análisis arrojó la necesidad de elementos de borde, por lo cual la sección transversal de los muros quedó definida como se ve en la ilustración 38 donde se puede analizar su diseño.

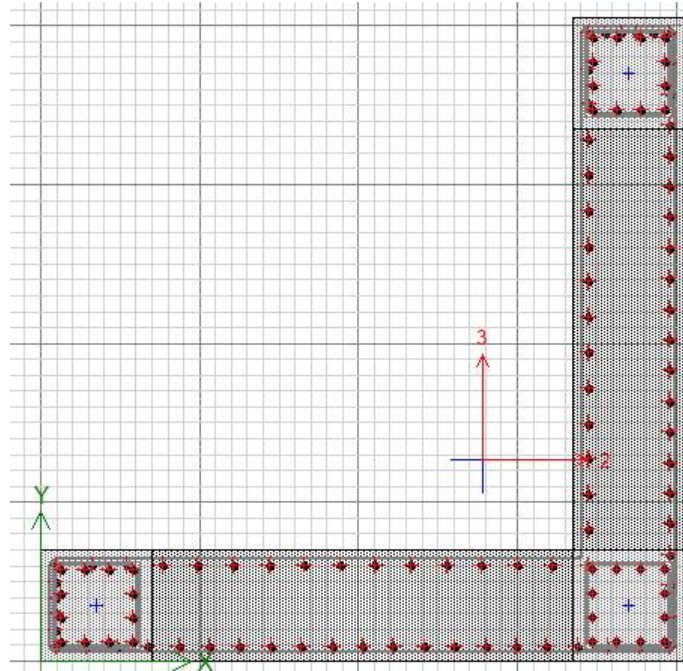


Ilustración 38. Diseño de muro sección pier con elementos de borde.

Finalmente, se realizó el análisis a flexo compresión biaxial para los elementos verticales mediante el uso del Método de Bresler; los resultados se muestran en la ilustración 39.

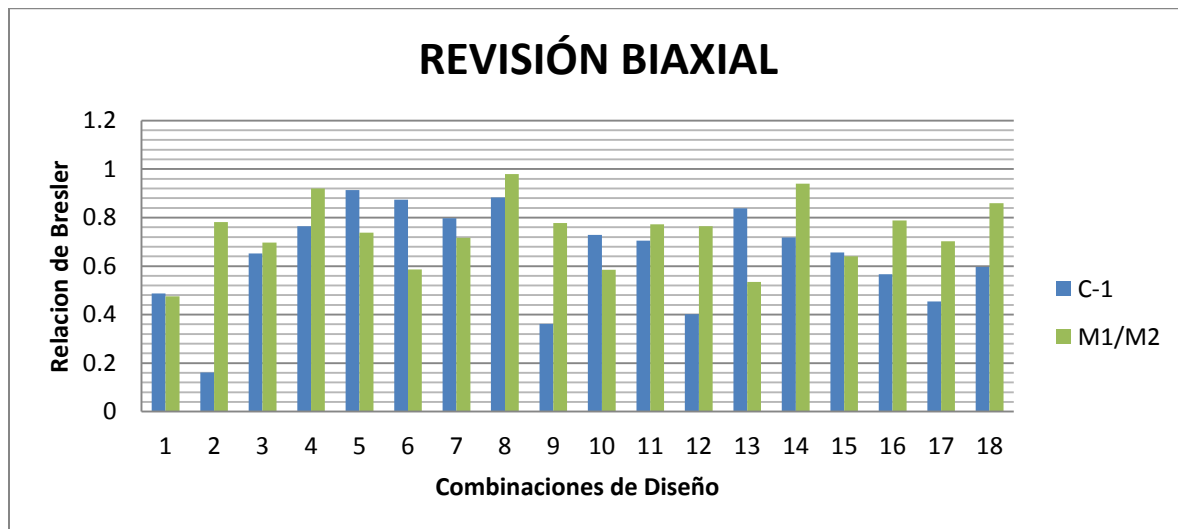


Ilustración 39. Revisión biaxial de Bresler.

5.1.13 Diseño de elementos horizontales

Debido a la extensión de las tablas de diseño utilizadas (ya que el diseño de estos elementos fue realizado de manera manual), los resultados se muestran en la hoja de cálculos de diseño anexa y en los planos (despieces).

5.1.14 Diseño de elementos no estructurales

5.1.14.1 Losa de entrepiso

El diseño de losa se realizó modelando la losa como un elemento simplemente apoyado en las viguetas, ya que a estas se transmite la carga para a su vez transmitir la carga a las vigas principales. Se obtuvo el momento máximo en el centro de la luz para cada tramo de losa y con base a este se diseñó la parrilla de refuerzo longitudinal en el sentido de carga; para el otro sentido se diseñó con base a los requerimientos mínimos de cuantía por retracción y fraguado. Es importante resaltar que el espesor de la losa también se diseñó, con base en el control de deflexiones máximas de servicio. El diseño se muestra de manera detallada en la memoria de cálculos de Excel, sin embargo, a continuación en la ilustración 40, 41 y 42 se muestran los principales resultados:

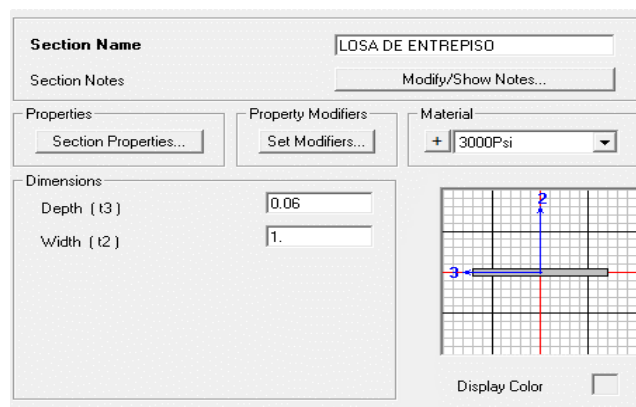


Ilustración 40. Diseño de la losa de entrepiso, sección transversal en SAP 2000.

PISO TIPO	
Deflexión Máxima Admisible (mm)	
L/20	108.33
Deflexión Calculada CL (mm)	
7.92	
OK	

Ilustración 41. Control de Deflexiones en la losa.

DESPIECE	
d'	0.03
d	0.03
m	23.5294118
Rn	6.7
As total	1862.4
no. Barras	10
As/barra	186.24
S	10
no. 4 c/.10	

DESPIECE	
d'	0.015
d	0.045
m	23.5294118
Rn	0
As total	209.52
no. Barras	3
As/barra	69.84
S	0.3
no. 3 c/.300	

Ilustración 42. Refuerzo a flexión y por retracción y fraguado.

El esquema detallado de losa se muestra en los planos estructurales así como en la memoria de cálculos de Excel anexada en el documento de trabajo de grado.

5.1.14.2 Escaleras

A continuación en la tabla 24 se muestra el cálculo manual de la escalera, la cual se trabajó con cuantía mínima, y se muestra en detalle en los planos estructurales.

ITEM	CANTIDAD	B (m)	e (m)	L(m)	V (m3)	W (kN/m3)	W (kN)
PASOS	7	1.35	0.200	0.28	0.529	24	12.701
DESCANSO	1	2.80	0.200	1.15	0.644	24	15.456
LOSA	2	1.35	0.150	2.47	1.000	24	23.990
TOTAL					2.173		52.147

Tabla 24. Cálculo manual de la escalera para el modelo en concreto reforzado.

5.2 DISEÑO ESTRUCTURA MIXTA (ACERO-CONCRETO)

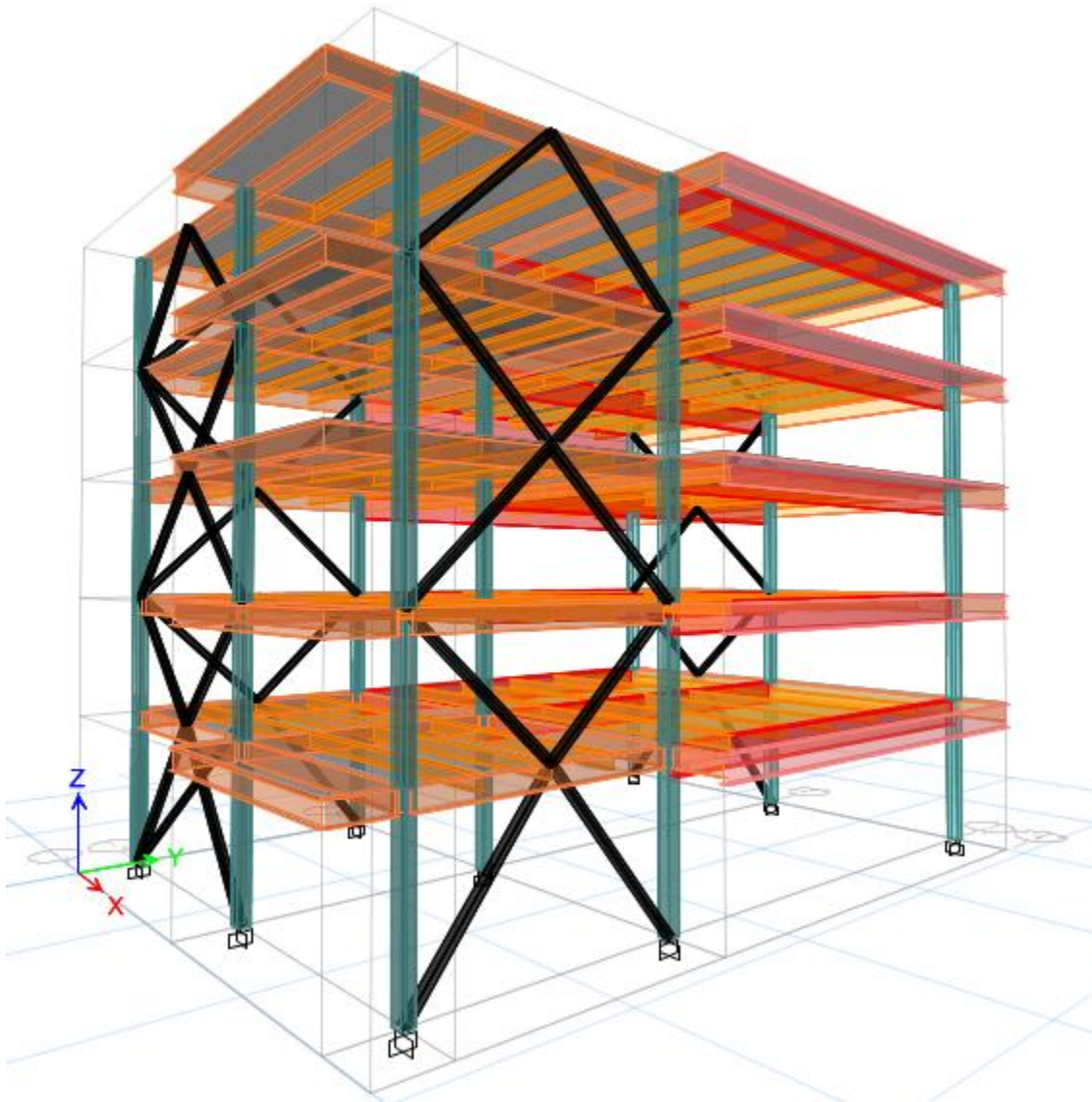


Ilustración 43. Modelo mixto computacional diseñado en ETABS ®

5.2.1 Materiales

Según el tipo de elemento y su nivel importancia dentro del sistema estructural sísmo resistente, se utilizaron dos diferentes tipos de concreto; estos se diferenciaron principalmente en la resistencia a la compresión medida a los veintiocho (28) días, así como otras propiedades reológicas del material tales como su módulo de elasticidad y su módulo de rotura.

Cabe resaltar que, dentro del análisis de la estructura, un parámetro muy importante es el módulo de elasticidad del material (E , fuerza por unidad de área) ya que este determina de manera considerable la respuesta del mismo al verse solicitado frente a fuerzas y/o deformaciones externas. En este orden de ideas y con base en la NSR, este se calculó con base en la siguiente expresión tal y como se muestra en la ilustración 44.

C.8.5 — Módulo de elasticidad

C.8.5.1 — El módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m³. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700 \sqrt{f'_c}$.

Ilustración 44. Consideraciones generales- Análisis y Diseño, Fuente: Tomado de Referencia (NSR-10, 2010) Título C.8, Pág. 112.

De este modo, se muestra a continuación en la tabla 25, los dos diferentes tipos de concreto utilizados junto con sus respectivos módulos de Elasticidad (E_c).

COLUMNAS		ENTREPISO	
f'_c (Mpa)	28	f'_c (Mpa)	21
E (Mpa)	24870	E (Mpa)	21538
f_r (Mpa)	3.704	f_r (Mpa)	3.208

Tabla 25. Propiedades de los materiales- Concreto

Por otro lado, para el armado del refuerzo de los elementos y garantizar su correcto desempeño en términos de ductilidad y resistencia se utilizó acero corrugado grado 60 con propiedades consignadas en la tabla 26.

MALLA ELECTROSOLDADA	
f_y (Mpa)	240
E (Mpa)	203900

Tabla 26. Propiedades de los materiales - Acero de refuerzo

5.2.2 Cargas

En este punto es importante resaltar que, con fines del análisis de la estructura, se definieron tres tipologías de cargas: primero, la cual corresponde al peso propio de la estructura (elementos en concreto) tabla 27; segundo, la cual corresponde a la carga muerta externa sobrepuesta a la estructura consignado en la tabla 28 y finalmente, la carga viva (cargas no permanentes) tabla 29.

Para el cálculo del peso propio del esqueleto estructural se adoptó un peso unitario del concreto reforzado de $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$ y para el acero $\gamma_a = 76 \text{ KN/m}^3$. Los valores de carga viva, expresados en kN/m^2 , fueron obtenidos de la (NSR-10, 2010), título B. Los valores adoptados para cada caso como se muestra a continuación:

PESO PROPIO - PLANTA TÍPICA		PESO PROPIO - PLANTA DE CUBIERTA	
ELEMENTO	PESO	ELEMENTO	PESO
Losa e0.1m	2.40	Losa e 0.1 m	2.40
Perfiles W	0.60	Perfiles W	0.60
PP (KN/m2)	3.00	PP (KN/m2)	3.00

Tabla 27. Valores del peso propio de la estructura.

CARGA MUERTA - PLANTA TÍPICA		CARGA MUERTA - PLANTA DE CUBIERTA	
ELEMENTO	PESO	ELEMENTO	PESO
Acabados	1.10	Acabados	1.10
Muros Divisorios	3.00	zona social	2.70
CM (KN/m2)	4.10	CM (KN/m2)	3.80

Tabla 28. Valores de carga muerta de la estructura.

USO	W (KN/m2)
Habitacional	1.8
Balcón	5.0
Cubierta	5.0
Escalera	3.0

Tabla 29. Valores de carga viva para los diferentes escenarios dentro de la estructura.

5.2.3 Fuerza Sísmica de Diseño

El cálculo de la fuerza sísmica de diseño es un paso crucial dentro de la concepción, análisis y diseño de una estructura, ya que dicha fuerza determina el tipo de elementos necesarios y su disposición dentro del sistema estructural para cumplir con los requisitos de sismo resistencia.

El primer paso consiste en definir la ubicación del proyecto con el fin de determinar el nivel de amenaza sísmica al cual se verá expuesta las dos edificaciones; por lo tanto con el fin de realizar el presente ejercicio académico lo más parecido a la realidad se utilizó el decreto 523 de la microzonificación de Bogotá, Por lo tanto dicha estructura estará cimentada sobre un suelo tipo Lacustre 500 como se puede apreciar en la ilustración 45.

Zona	F_a (475)	F_v (475)	T_C (s)	T_L (s)	A_0 (475) (g)
CERROS	1.35	1.30	0.62	3.0	0.18
PIEDEMONTA A	1.65	2.00	0.78	3.0	0.22
PIEDEMONTA B	1.95	1.70	0.56	3.0	0.26
PIEDEMONTA C	1.80	1.70	0.60	3.0	0.24
LACUSTRE-50	1.40	2.90	1.33	4.0	0.21
LACUSTRE-100	1.30	3.20	1.58	4.0	0.20
LACUSTRE-200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18
LACUSTRE-300	1.05	2.90	1.77	5.0	0.16
LACUSTRE-500	0.95	2.70	1.82	5.0	0.14
LACUSTRE ALUVIAL-200	1.10	2.80	1.63	4.0	0.17
LACUSTRE ALUVIAL-300	1.00	2.50	1.60	5.0	0.15
ALUVIAL-50	1.35	1.80	0.85	3.5	0.20
ALUVIAL-100	1.20	2.10	1.12	3.5	0.18
ALUVIAL-200	1.05	2.10	1.28	3.5	0.16
ALUVIAL-300	0.95	2.10	1.41	3.5	0.14
DEPÓSITO LADERA	1.65	1.70	0.66	3.0	0.22

Ilustración 45. Coeficientes de Diseño (Zona Lacustre-500), Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010), Pág.9.

Los coeficientes escogidos se muestran entonces a manera de resumen en la tabla 30 que se obtuvo de la microzonificación (Bogotá, 2010).

Aa	0.15	Fa	0.95
Av	0.2	Fv	2.7

Tabla 30. Coeficientes de fuerza sísmica según tipo de suelo Lacustre-500 (Bogotá, 2010).

Así mismo y con base a la sección A.2.5 del título A de la NSR, se definió el coeficiente de importancia de la estructura como $I=1.0$, correspondientes a las estructuras del grupo uno destinadas a ocupación normal tal y como se muestra en la ilustración 46.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Ilustración 46. Valores de Coeficiente de importancia según uso, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág.A-26.

Finalmente, con base en el espectro elástico de diseño obtenido de la microzonificación (Bogotá, 2010), ilustración 47 se calculó la fuerza sísmica de diseño S_a como se ven en la tabla 31, expresada en porcentaje de la gravedad, que llega lateralmente a la estructura en su base. Además en la ilustración 48 se podrá apreciar el espectro calculado manualmente.

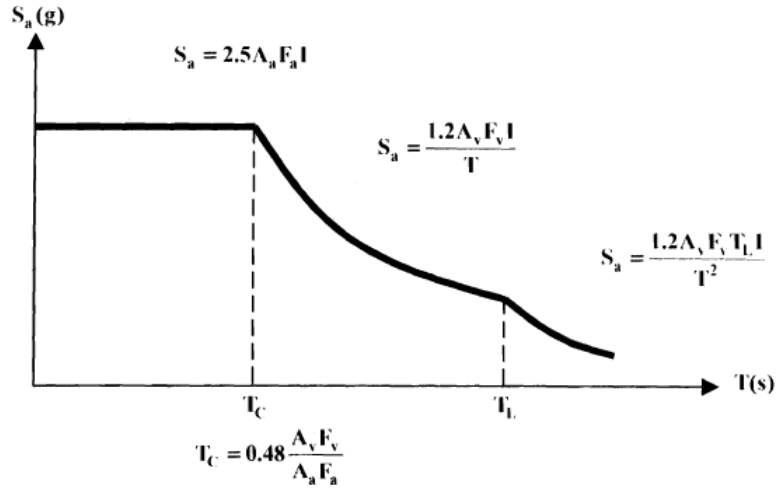


Ilustración 47. Espectro de diseño microzonificación de Bogotá. Fuente: Tomado de Referencias (Bogotá, 2010). Pág.10.

To (s)	0.38
Tc (s)	1.82
Tl (s)	6.48
Ta (s)	0.54
Sa (%g)	0.36

Tabla 31. Cálculo de la fuerza sísmica en la base Sa.

5.2.3.1 Espectro aceleraciones de diseño

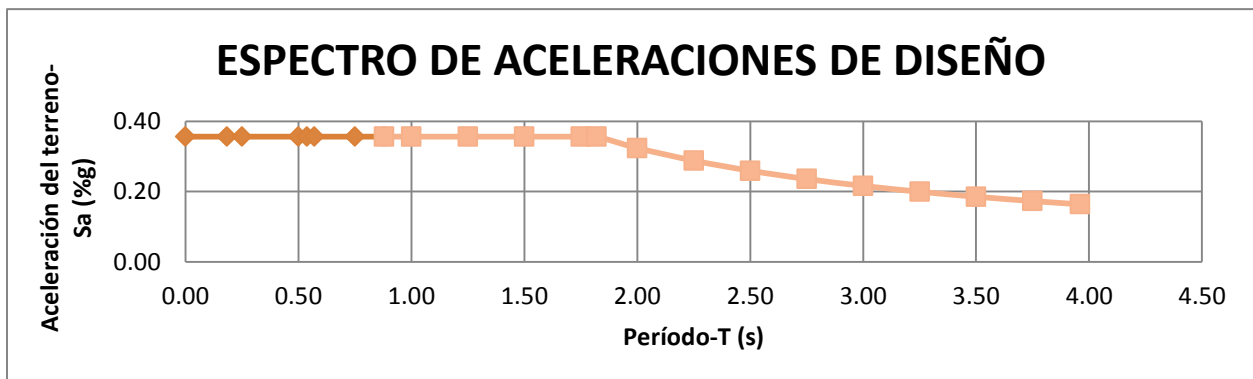


Ilustración 48. Espectro de aceleraciones calculado según microzonificación de Bogotá (Bogotá, 2010)

5.2.4 Combinaciones de Carga

Para el diseño es muy importante tener en cuenta una combinación de efectos dentro de la estructura debido a la coexistencia y presencia de diferentes tipos de carga dentro de la estructura. Dichas combinaciones deben basarse en diferentes suposiciones de situaciones críticas e irán acompañadas de factores de mayoración dependiendo del tipo de carga y su incidencia.

De esta manera se supusieron dos grandes grupos de combinaciones de carga, uno para el chequeo de la deriva del edificio relacionado en la tabla 32 y otro para el diseño sismo resistente de los elementos del sistema, tal y como se muestra en la tabla 33.

Análisis de Rigidez de la Estructura (deriva)	
COMBINACIONES (6)	Ex
	Ey
	Ex +/- 0,3Ey
	Ey +/- 0,3Ex

Tabla 32. Combinaciones de Diseño chequeo desplazamientos

Diseño de Elementos Sismoresistentes	
COMBINACIONES (18)	1,4CM
	1,2CM + 1,6CV
	1,2CM + CV +/- (Ex/R +/- 0,3Ey/R)
	1,2CM + CV +/- (Ey/R +/- 0,3Ex/R)
	0,9CM + CV +/- (Ex/R +/- 0,3Ey/R)
	0,9CM + CV +/- (Ey/R +/- 0,3Ex/R)

Tabla 33. Combinaciones de diseño para elementos estructurales.

5.2.5 Coeficiente “R” disipación de Energía

Tal y como se puede ver en las combinaciones expuestas anteriormente, para el diseño de los elementos del sistema sismo resistente principal de la estructura se ven afectadas por el factor R, denominado como factor de disipación de energía. Este representa la capacidad de ductilidad de la estructura; que en pocas palabras es la capacidad de la estructura a trabajar dentro del rango inelástico y está definido de la siguiente manera:

$$R = \frac{X_u}{X_y}$$

Donde X_u y X_y denotan los desplazamientos a la falla y a la fluencia de la sección respectivamente, los cuales deben ser obtenidos mediante un análisis dinámico de la estructura. Sin embargo, la norma permite calcular de manera simplificada el valor de este coeficiente mediante la verificación de ciertos parámetros, tal y como se muestra en la ilustración 49.

A.3.3.3 — REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA — Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía **R** que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación A.3.3-1.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \quad (\text{A.3.3-1})$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p . Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a .

Ilustración 49. Factor de reducción R para Estructuras Irregulares, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título-A, Pág.A-43.

Cada uno de los coeficientes fueron obtenidos de la norma y su cálculo se muestra de manera detallada en la memoria de cálculo de diseño; de todas maneras se muestran a continuación los

valores obtenidos y el valor del coeficiente de disipación de energía R a manera de resumen en la tabla 34.

R_o	5.0
ϕ_p	1.0
ϕ_a	0.8
ϕ_r	1.0
R	4.0

Tabla 34. Cálculo del coeficiente de disipación de energía R.

5.2.6 Pre dimensionamiento

A continuación, se muestran las secciones y dimensiones de los diferentes elementos que hacen parte del sistema estructural que consta de losas con Steel deck.

5.2.6.1 Losa de entrepiso

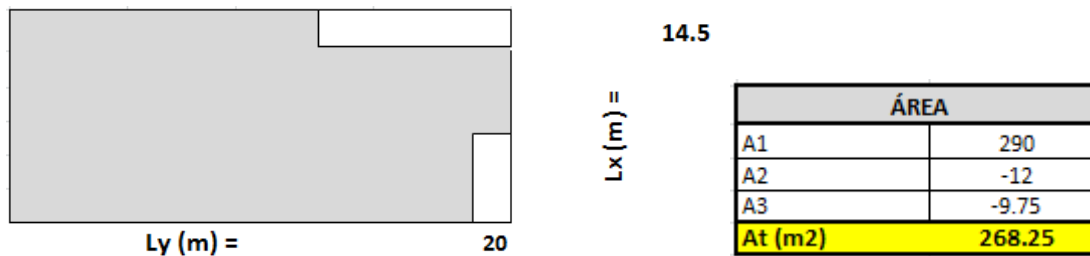
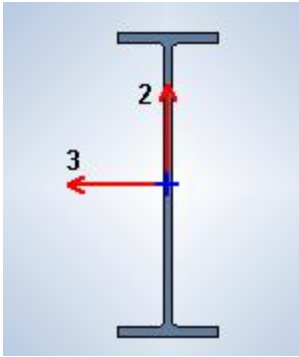


Tabla 35. Dimensiones losa típica de entrepiso.

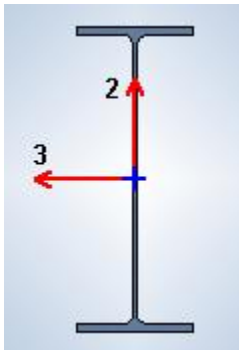
5.2.6.2 Vigas principales

Se utilizaron tres tipos de perfil W, los cuales se mostrarán a continuación en las ilustraciones 50, 51 y 52 con los perfiles W18x46, W24x76 y W27x84 respectivamente.



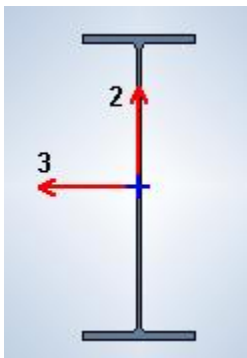
Section Dimensions		
Total Depth	459.7	mm
Top Flange Width	153.9	mm
Top Flange Thickness	15.4	mm
Web Thickness	9.1	mm
Bottom Flange Width	153.9	mm
Bottom Flange Thickness	15.4	mm
Fillet Radius	10.3	mm

Ilustración 50. Perfil W 18x46^c.



Section Dimensions		
Total Depth	607.1	mm
Top Flange Width	228.3	mm
Top Flange Thickness	17.3	mm
Web Thickness	11.2	mm
Bottom Flange Width	228.3	mm
Bottom Flange Thickness	17.3	mm
Fillet Radius	12.7	mm

Ilustración 51. Perfil W24x76^c.



Section Dimensions		
Total Depth	678.2	mm
Top Flange Width	254	mm
Top Flange Thickness	16.3	mm
Web Thickness	11.7	mm
Bottom Flange Width	254	mm
Bottom Flange Thickness	16.3	mm
Fillet Radius	15.2	mm

Ilustración 52. Perfil W27x84^c.

Además En la tabla 36, se verán especificadas las propiedades y características de los diferentes perfiles utilizados dentro del sistema estructural mixto.

5.2.6.3 Vigas secundarias

La ilustración 53 muestra el perfil W de menor tamaño, utilizado como vigueta dentro del modelo computacional.

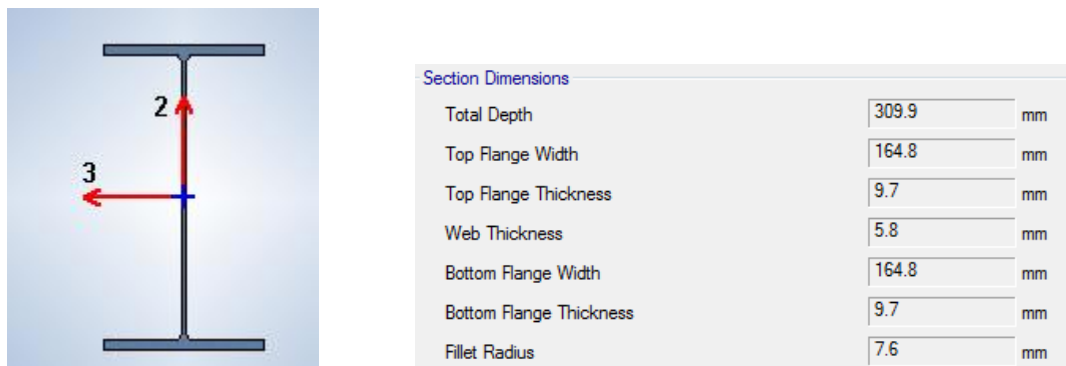


Ilustración 53. Perfil 12x26^c.

CARACTERISTICAS DEL PERFIL				
	W 12x26 ^c	W 18x46 ^c	W 24x76 ^c	W 27x84 ^c
Ag(in ²)	7.65	13.5	22.4	24.7
d(in)	12.2	18.1	23.9	26.7
Bf(in)	6.49	6.06	8.99	10
Tw(in)	0.23	0.36	0.44	0.46
Tf(in)	0.38	0.605	0.68	0.64
K(in)	0.68	1.01	1.18	1.24
Ixx(in ⁴)	204	712	2100	2850
Iyy(in ⁴)	17.3	22.5	82.5	106
Rxx(in)	5.17	7.25	9.69	10.7
Ryy(in)	1.51	1.29	1.92	2.07
J(in ⁴)	0.3	1.22	2.68	2.81
Cw(in ⁶)	607	1720	11100	17900
E (ksi)	29000	29000	29000	29000
Fy (ksi)	50	50	50	50
G (ksi)	11200	11200	11200	11200

Tabla 36. Propiedades y características de los perfiles W utilizados dentro del sistema estructural.

5.2.6.4 Columnas –Perfiles tubulares estructurales (PTE)

Columnas mixtas rellenas de concreto de 3000 psi – 28 MPa, recubiertas de un perfil tubular estructural como se muestra en la ilustración 54, creando así una combinación de materiales provechosa para la estructura con el fin de cumplir los diferentes requerimientos estructurales tal y como se expuso en el marco teórico del presente documento.

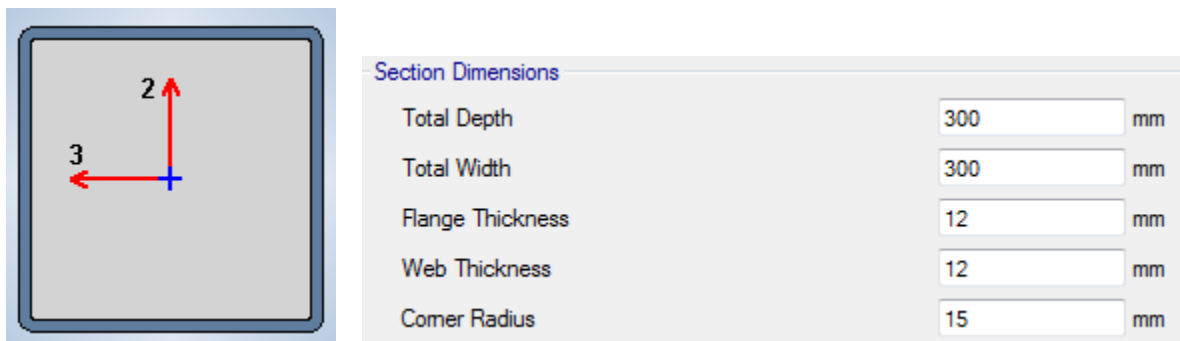


Ilustración 54. Perfiles tubulares estructurales (PTE) trabajando como columnas rellenas de concreto de 3000 psi -28MPa (300x300x12) “catálogo Metaltub”

tubo estructural (PTE)	bxh (mm)	espesor (mm)
piso 1	300X300	12
piso 2	300X300	12
piso 3	300X300	12
piso 4	300X300	12
piso 5	300X300	12

Tabla 37. Dimensiones por piso de los (PTE) trabajando como columnas.

5.2.6.5 Arriostramientos –Perfiles tubulares estructurales (PTE)

Al momento de hablar de los arriostramientos utilizados en el modelo estructural, los cuales se implementaron con el fin de limitar los desplazamientos laterales máximos permitidos por la (NSR-10, 2010) para la estructura. Comprenden PTE ubicados excéntricamente y sin rellenar a diferencia de las columnas como se muestra en la ilustración 55.

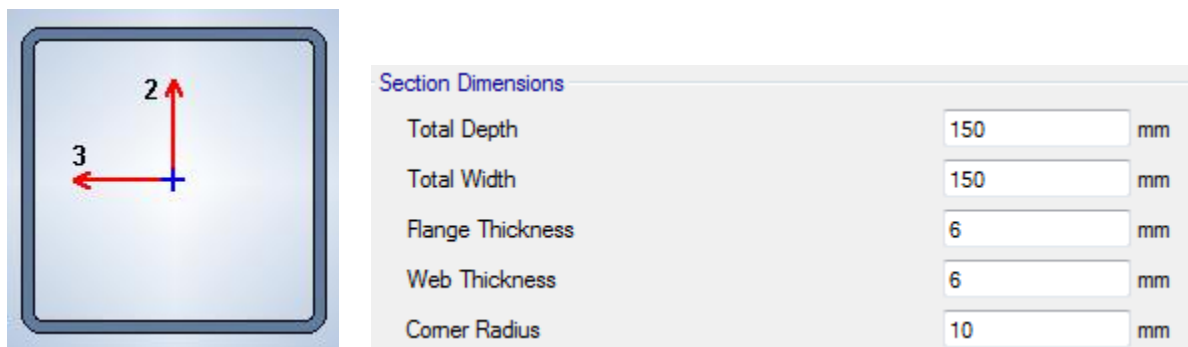


Ilustración 55. Perfiles tubulares estructurales (PTE) trabajando como arriostramientos.

tubo estructural (PTE)	bxh (mm)	espesor (mm)
piso 1	150X150	6
piso 2	150X150	6
piso 3	150X150	6
piso 4	150X150	6
piso 5	150X150	6

Tabla 38. Dimensiones por piso de los (PTE) trabajando como arriostramientos.

5.2.7 *Peso de la estructura*

Para el desenlace del análisis sísmico de la estructura, es conveniente calcular el peso de la misma con el fin de poder estimar que masa va a entrar en vibración y de qué manera va a responder esta frente a los eventos telúricos. Así mismo, es importante verificar que los valores calculados manualmente sean consistentes con los arrojados por el modelo computacional. Los resultados de los cálculos de los pesos manuales se muestran en las tablas 39,40 y 41 correspondientes a los diferentes grupos de elementos estructurales que conforman el esqueleto estructural.

5.2.7.1 *Peso del entrepiso*

ITEM	A (m2)	V-losa (m3)	W-Losa (KN)	W-PP (KN)	W-CM (KN)
ENTREPISO NE +4,00	268.25	26.8	643.8	804.8	1099.83
ENTREPISO NE+7,00	268.25	26.8	643.8	804.8	1099.83
ENTREPISO NE+10,00	268.25	26.8	643.8	804.8	1099.83
ENTREPISO NE+13,00	268.25	26.8	643.8	804.8	1099.83
ENTREPISO NE+16,00	268.25	26.8	643.8	804.8	1019.35
Total			3219.00	4023.75	5418.65

Tabla 39. Cálculo manual del peso del entrepiso.

5.2.7.2 *Peso de los elementos horizontales*

ITEM	CANTIDAD	LONG (m)	Ag (in2)	Ag (m2)	Vol (m3)	W (KN)
W-01	20	1.5	13.5	0.0087	0.26	19.86
W-01'	50	6.5	13.5	0.0087	2.83	215.13
W-02	5	12.0	22.4	0.0145	0.87	65.90
W-03	15	12.0	24.7	0.0159	2.87	218.00
Subtotal						518.88
W-01	80	1.5	7.65	0.0049	0.59	45.01
Total						563.90

Tabla 40. Cálculo manual del peso de los elementos horizontales.

5.2.7.3 *Peso de los elementos verticales*

ITEM	CANT.	H (m)	Ag (mm2)	Ag (m2)	Vol (m3)	W (KN)
C-1	36	3	7056	0.007056	0.762048	57.92
C-1'	9	4	7056	0.007056	0.254016	19.31
ARRIOSTRAMIENTO	32	4	1764	0.001764	0.225792	17.16
ARRIOSTRAMIENTO'	8	5	1764	0.001764	0.07056	5.36
Σ						99.74

Tabla 41. Cálculo manual del peso de los elementos verticales.

5.2.7.4 *Resumen general pesos estructurales*

A manera de resumen se muestra en la tabla 42 los pesos en KN del conjunto de los diferentes elementos estructurales, y además con el fin de comparar los resultados manuales con los computacionales se obtuvo la tabla 43 donde estos se contrastan.

ITEM	W (KN)
ENTREPISO - TORTA	3219
ENTREPISO - CM	5418.650
VIGAS	518.885
VIGAS+VIGETAS	563.897
COLUMNAS	99.744
TOTAL CUBICADA	3882.64
TOTAL CARGA MUERTA	5418.65

Tabla 42. Resumen general del peso de los elementos estructurales.

5.2.7.5 Comparación cálculos manuales vs ETABS

ITEM	MANUAL	ETABS
PESO PROPIO(KN)	3882.64	3615.13
CM(KN)	5418.65	5418.65
CV (KN)	3477.85	3627.85

Tabla 43. Comparación pesos manuales vs modelo computacional.

5.2.8 Fuerza sísmica de diseño

El análisis de la respuesta sísmica de la estructura se realizó inicialmente de manera estática por medio del método de la fuerza horizontal equivalente tal y como se muestra en la ilustración 56, el cual es descrito a profundidad en capítulo A.4. Del título A de la NSR-10. Para este, se calculó la fuerza cortante que induce el sismo en la base y esta se distribuyó piso a piso dependiendo de factores tales como su peso y su altura como se muestra en la tabla 44. Adicionalmente se calculó el momento de torsión accidental alrededor del eje vertical de la estructura, el cual es aplicado en el centro de rigidez de la misma y calculado con base a los lineamientos de la (AISC, 2010) como se muestra en tabla 45.

A.3.4.2.1 — Método de la fuerza horizontal equivalente — Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

- (a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja,
- (b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia,
- (c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de $2T_C$,
- (d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base,
- (e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.

Ilustración 56. Método de la fuerza horizontal equivalente. Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Pág., A-45.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (\text{A.4.3-2})$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{A.4.3-3})$$

donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Ilustración 57. Fuerza sísmica horizontal Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010) Título A, Pág. A-65.

5.2.8.1 Cálculo de la fuerza horizontal equivalente distribuida por piso

PISO	ENTREPISO	COL's	VG's	PESO	h (m)	m X h ^k	Cv	Fx-fuerza
CUB	1019.35	9.97	103.7769817	1133.10	16	19974.61	0.31	1116.01
5	1093.45	19.9487232	103.7769817	1217.18	13	17307.49	0.27	967.00
4	1093.45	19.949	103.7769817	1217.18	10	13191.92	0.20	737.05
3	1093.45	19.9487232	103.7769817	1217.18	7	9119.93	0.14	509.54
2	1093.45	19.9487232	103.7769817	1217.18	4	5110.44	0.08	285.53
Σ	5393.15	89.77	518.8849087	6001.80	16	64704.40	1.00	3615.13

Tabla 44. Fuerza horizontal equivalente.

5.2.8.2 Cálculo del momento torsional accidental

PISO	FUERZA (KN)	TORSIÓN ACCIDENTAL EJE X		TORSIÓN ACCIDENTAL EJE Y		Mt (KN-m)
		Brazo (m)	MTx(KN-m)	Brazo (m)	MTy(KN-m)	
1	0.0000	1.00	0.00	0.725	0.000	0.000
2	285.5278	1.00	285.53	0.725	207.008	492.535
3	509.5441	1.00	509.54	0.725	369.419	878.964
4	737.0523	1.00	737.05	0.725	534.363	1271.415
5	966.9957	1.00	967.00	0.725	701.072	1668.068
CUB	1116.0117	1.00	1116.01	0.725	809.108	1925.120

Tabla 45.Momento torsional accidental.

Sin embargo con el fin de obtener resultados más consistentes modelarse de manera más acertada los efectos del sismo en la realidad, se optó por realizar un análisis dinámico apoyado de la herramienta ‘Time Function’ del programa ETABS como lo muestra la ilustración 58. De este modo, se define la fuerza sísmica como un espectro de respuesta el cual automáticamente induce en la estructura los efectos de determinado evento, definido previamente por el usuario. Usando los coeficientes descritos anteriormente y obtenidos del estudio de microzonificación de la ciudad de Bogotá, se obtuvo el siguiente espectro:

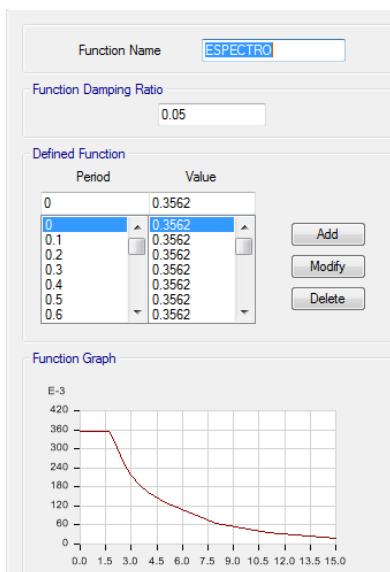


Ilustración 58. Time Function obtenido del modelo de ETABS.

Es importante resaltar que, para los dos espectros obtenidos, se obtuvo un mismo valor de aceleración pico del terreno de S_a (%g) = 0.36, lo cual habla de la consistencia del análisis.

5.2.9 *Análisis Modal*

Es de suma importancia realizar un análisis dinámico de la estructura con el fin de determinar la frecuencia natural y la manera de vibrar de esta al verse sometida frente a excitaciones externas libres. Dicho análisis se basa en la consideración de la posibilidad del edificio de deformarse en diferentes direcciones varios grados de libertad como se muestra en la ilustración 59, siendo de gran utilidad ya que permite entender más fácilmente el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones externas, tales como los sismos.

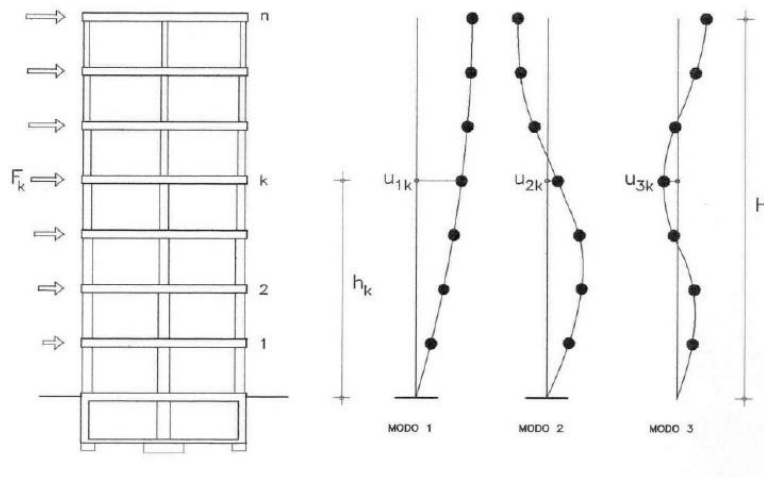


Ilustración 59. Modos de vibración de las estructuras - Ídem

Dicho análisis se realizó de la mano del programa ETABS v.15, en el cual debieron inicialmente definirse las fuentes de masa del análisis, las consideraciones pertinentes de efectos de segundo

orden P- Δ y otras consideraciones del tipo de análisis a realizar, tal y como se muestra en la ilustración 61.

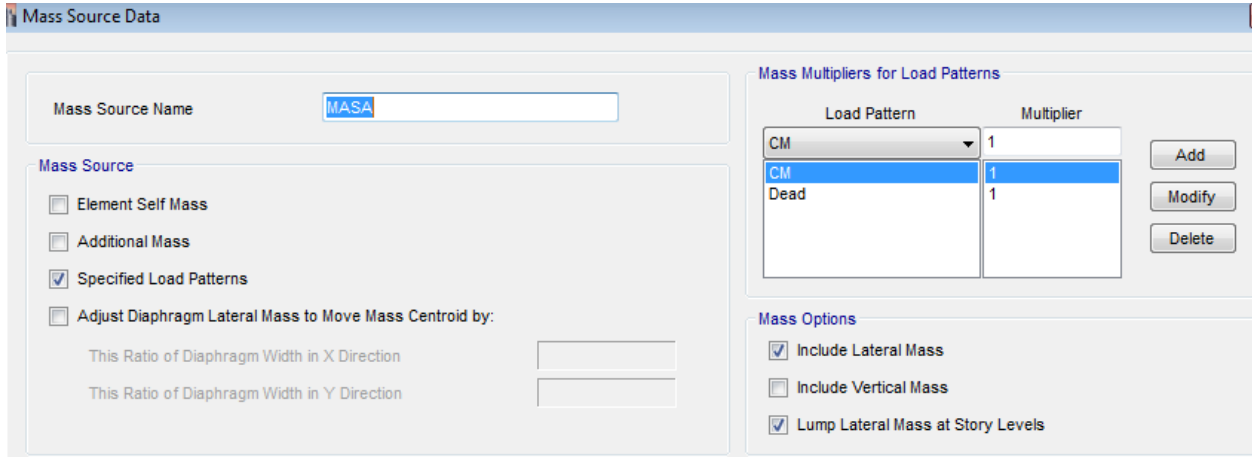


Ilustración 60. Fuentes de masa para el análisis dinámico de la estructura.

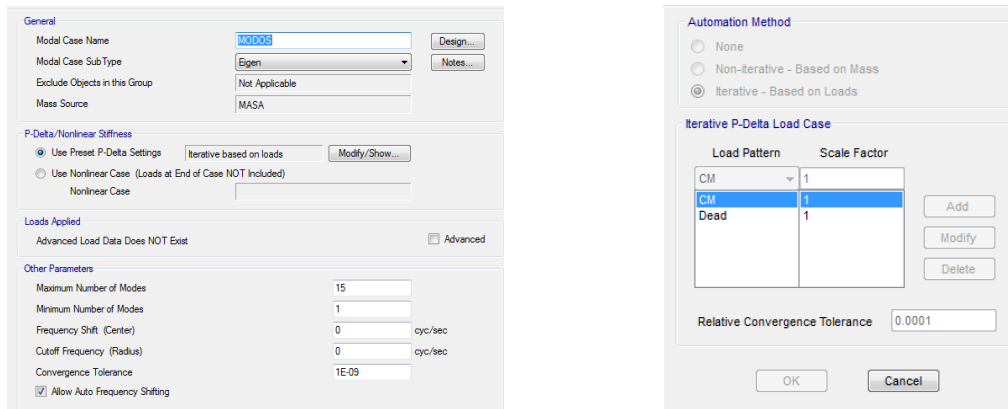


Ilustración 61. Efectos p-delta y bases del análisis modal.

Es importante resaltar que se le ordenó al programa realizar el análisis con base a un número de modos igual a 3 veces el número de pisos de la estructura, es decir, quince modos de vibración. Dichos modos de vibración junto con sus correspondientes frecuencias y períodos se muestran a continuación en la ilustración 62 la cual es obtenida de Etabs v15.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
MODOS	1	0.681	1.469	9.2324	85.2374
MODOS	2	0.655	1.527	9.5922	92.0097
MODOS	3	0.443	2.255	14.1701	200.792
MODOS	4	0.225	4.445	27.9277	779.9585
MODOS	5	0.218	4.596	28.8759	833.8169
MODOS	6	0.148	6.74	42.3465	1793.2252
MODOS	7	0.125	7.994	50.2271	2522.7636
MODOS	8	0.124	8.074	50.7326	2573.8
MODOS	9	0.088	11.304	71.0263	5044.7414
MODOS	10	0.088	11.328	71.1751	5065.896
MODOS	11	0.085	11.709	73.5681	5412.2708
MODOS	12	0.07	14.249	89.5322	8016.0229
MODOS	13	0.07	14.284	89.7481	8054.7174
MODOS	14	0.062	16.152	101.483	10298.8065
MODOS	15	0.05	19.949	125.3448	15711.3308

Ilustración 62. Resultados de análisis – Modos de Vibración y sus correspondientes períodos.

Se obtuvo, entonces, un período fundamental de la estructura de 0.681 segundos; dicho período es consistente con el período obtenido con base en las simplificaciones de la NSR-10 ($T_a = 0.66$ segundos) tal y como se muestra en la ilustración 63. Teniendo en cuenta de que estos coeficientes aplican para estructuras metálicas y no para mixtas, de este modo se utilizó como un periodo estimativo debido a que en la norma no tiene contemplando uno específico para estructuras compuestas. También es importante resaltar que se obtuvo una correcta participación de la masa asignada al análisis, tal y como se muestra en la ilustración 64.

PERIODO ESTRUCTURA MIXTA	
Ct	0.072
h (m)	16
a	0.8
Taprox - n/10 (s)	0.50
Ta - NSR(s)	0.66
Ta - ETABS(s)	0.68

Ilustración 63. Periodo obtenido con base en la (NSR-10, 2010).

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
MODOS	Acceleration	UX	100	100
MODOS	Acceleration	UY	100	100
MODOS	Acceleration	UZ	0	0

Ilustración 64. Porcentajes de participación de masa del análisis modal.

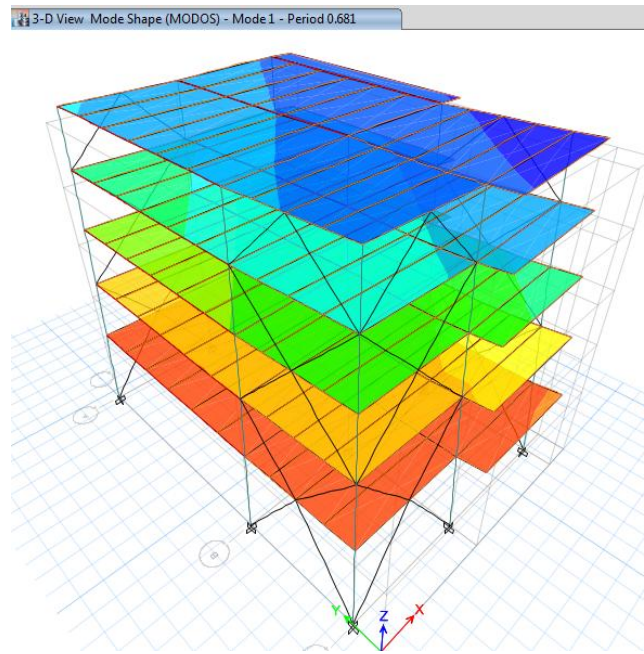


Ilustración 65. Período fundamental de la estructura ($T= 0.681$) junto a su respectiva deformada.

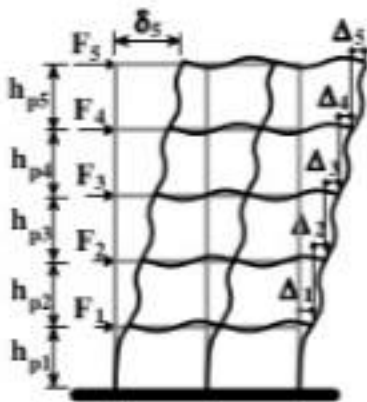
5.2.10 Análisis de rigidez de la estructura

Es importante señalar que en muchas ocasiones, las pérdidas humanas que se producen luego de un evento telúrico son ocasionadas por el desplome de elementos no estructurales tales como muros de mampostería, cielo-rasos, etc. y no por el colapso total de la estructura. Por este motivo con el fin de controlar dichos eventos y garantizar, no sólo la resistencia del sistema estructural sino también la seguridad de las personas, el diseño sismo resistente contempla un límite de desplazamiento horizontal relativo en altura, conocido como deriva. Esta puede definirse como la diferencia de desplazamiento horizontal entre dos puntos arriostrados en

relación a la distancia (altura) que separa dichos puntos, y ha sido limitada a un valor del 1% de dicha altura, en la ilustración 66 muestra los esquemas que abarcan el tema de derivas.

Definición de la deriva

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$$



Máxima deriva admisible
 $\Delta_i \leq 0.01 h_{pi}$
 1% de la altura del piso (h_{pi})
 para mampostería estructural
 este límite es 0.5% de h_{pi}

Ilustración 66. Definición de deriva, Fuente: Tomado de Referencias (NSR-10, 2010), Título A, Apéndice 1.

Para realizar este análisis debió entonces calcularse la fuerza sísmica de diseño, la cual fue obtenida por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal y como se mostró en los incisos anteriores, así como el momento torsional accidental alrededor del eje vertical de la estructura (centro de rigidez). Luego se definieron las combinaciones de carga para realizar el análisis de derivas descritas en la tabla 46, teniendo en cuenta que dichas combinaciones de carga deberían tener en consideración las diferentes maneras en que podría presentarse el sismo en el terreno, con el fin de modelar de manera acertada el evento y así obtener una respuesta representativa. En este orden de ideas, las combinaciones de carga utilizadas para el análisis fueron:

Análisis de Rigidez de la Estructura (deriva)	
COMBINACIONES (6)	Ex
	Ey
	Ex +/- 0,3Ey
	Ey +/- 0,3Ex

Tabla 46. Combinaciones de Diseño chequeo desplazamientos laterales.

Inicialmente y con la ayuda del programa ETABS v.15, se analizaron los límites de deriva de la estructura con respecto al centro de rigidez de la estructura (diafragma rígido) como se muestra consignados en la tabla 47 y que se muestra a continuación:

CASO	DERIVA X	DERIVA Y	DERIVA REAL
Ex	0.004677	0.000331	0.47%
Ex + 0,3Ey	0.004816	0.001676	0.51%
Ex - 0,3Ey	0.004713	0.001299	0.49%
Ey	0.000622	0.004959	0.50%
Ey + 0,3Ex	0.001945	0.005016	0.54%
Ey - 0,3Ex	0.001522	0.004903	0.51%

Tabla 47. Chequeo de deriva en el centro de rigidez (diafragma rígido).

Sin embargo, la (NSR-10, 2010) exige que la deriva en los extremos de la estructura (esquinas del sistema sismo resistente principal), ya en estos puntos y no en el centro de rigidez es donde van a verse de una manera más clara los efectos del momento de torsión accidental. Los resultados de dicho análisis se muestran en la ilustración 67 correspondientes a los desplazamientos en las esquinas de la estructura.

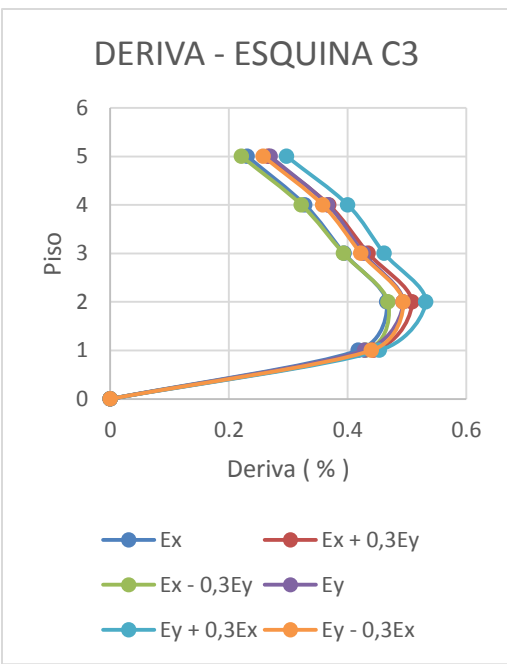
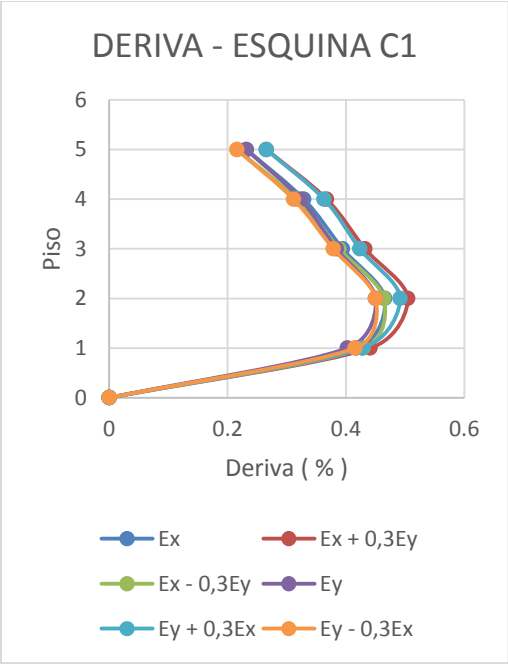
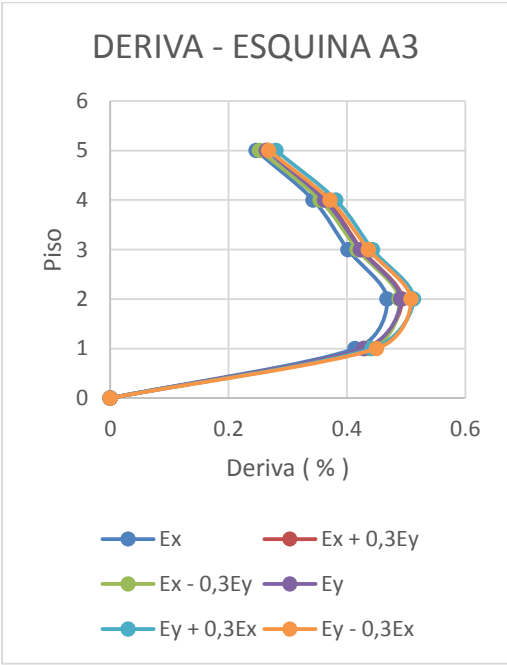
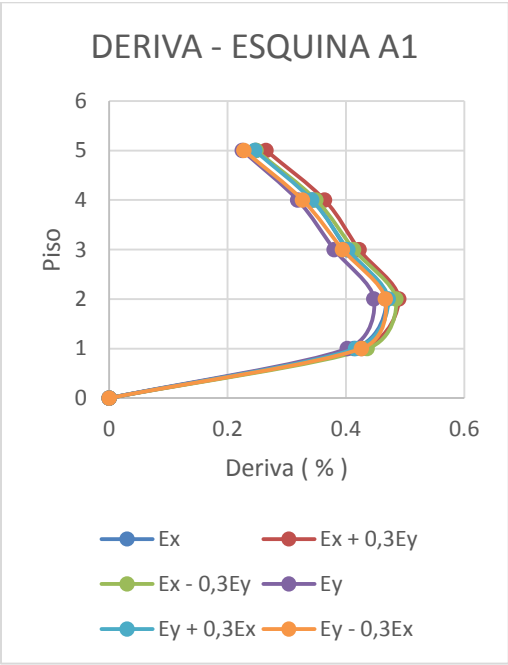


Ilustración 67. Gráficas de desplazamientos laterales en puntos extremos de la edificación.

5.2.11 Diseño de elementos horizontales

Para el diseño de los elementos horizontales de la estructura mixta se siguieron los lineamientos estipulados por la (AISC, 2010) , en donde se analizan los elementos W y se chequean tanto como viga y como column, verificándolos por las dos metodologías LRFD (Load and Resistance Factor Design) y ASD (Allowable stress design). A continuación se verá el diseño para el perfil W 18x46 que es el más utilizado dentro del sistema estructural, comenzando con las propiedades del perfil como se muestra en la tabla 48.

5.2.11.1 Capacidad como columna

E (ksi)	29000
Fy (ksi)	50
G (ksi)	11200
L (m)	6.5
L (in)	255.91

Tabla 48. Propiedades del perfil W18x46

5.2.11.1.1 Sección compacta

ALETA	$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	13.49	VS	$\frac{bf}{2tf}$	5.01	COMPACTO
ALMA	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	35.88	VS	$\frac{h}{tw}$	44.67	ESBELTO

Ilustración 68. Sección compacta en alma y aleta.

Debido a que el alma es esbelta, se debe calcular el factor de reducción Q tal como se muestra en

la tabla 49.
$$h^* = be = 1.92(tw) * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (1 - \frac{0.38}{\frac{h}{tw}} * \sqrt{\frac{E}{F_y}}) \leq h$$

h*=be	13.24
ALMA	
h-tw	5.79
h*-tw	4.76
DIF	1.02
Ae	12.48
Qa	0.92
C	0.924

Tabla 49. Cálculo del Q.

5.2.11.1.2 Coeficiente de esbeltez λ

Para obtener el K para estructuras arriostradas (Side Inhibited) se aplicó el método directo donde su valor es igual a 1 como se muestra en la ilustración 69.

K	1	"METODO DIRECTO" -- ARTICULADO= 10 Y EMPOTRADO = 1"			
Lx(in)	255.905				
Ix	35.30				
		λ	35.30	"gobierna"	

Ilustración 69. Coeficiente de esbeltez λ .

5.2.11.1.3 Límite de pandeo elástico

El pandeo puede ser elástico o inelástico dependiendo si es mayor o menor al coeficiente de esbeltez. Las fórmulas se muestran en la ilustración 70 expuesta a continuación.

a. PANDEO INELÁSTICO		$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e})F_y$
b. PANDEO ELÁSTICO		$F_{cr} = 0.877 * F_e$

Ilustración 70. Fórmulas Pandeo elástico e Inelástico.

$1,5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	118.0548	VS	λ	"gobierna"	35.30
a. PANDEO INELASTICO					

Ilustración 71. Pandeo inelástico.

5.2.11.1.4 Esfuerzo crítico

Para esta sección se calculan los dos efectos torsionales de donde se escoge el menor para calcular el pandeo elástico e inelástico de donde se obtiene el esfuerzo crítico F_{cr} .

a) no torsión		b) torsión	
	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$		$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2 + JG} \right) \frac{1}{I_x + I_y}$
Fe (ksi)	229.729	Fe(ksi)	28.820
Fe (ksi)	28.820 "definitivo"		
			P. INELASTICO 23.62
			P. ELASTICO 23.36
Fcr (ksi)	23.6198		

Ilustración 72. Esfuerzo crítico torsional y no torsional.

5.2.11.1.5 Capacidad nominal LRFD & ASD

Según la (AISC, 2010) los elementos se pueden calcular por dos metodologías que se diferencian por su nivel de refinamiento y el precio, ya que la metodología LRFD es aproximadamente un 5 % más económica.

	Pnominal (kips)	318.868		
	LRFD		ASD	
Pn (kips)	287.0		Pn (kips)	190.939

Ilustración 73. Capacidades nominales por LRFD & ASD.

5.2.11.2 Capacidad como viga

5.2.11.2.1 Sección compacta

3.1 "SECCION COMPACTA"				
ALETA	I P	9.1516		
	I r	24.083		aleta compacta
	I Flange	5.01		
ALMA	λ II	90.55279123		
	I r	137.2741782		alma compacta
	I web	44.67		

Ilustración 74. Sección compacta alma y aleta del perfil.

5.2.11.2.2 Longitudes de plasticidad y de LTB

Lp (in)	54.678			
lb(in)	255.905	longitud no soportada		
			C	1
			ho (in)	17.495
$j^*c/(sxx*ho)$	0.000884952		if (in4)	11.2200
rts (in)	1.58		Cw (in6)	1717.08
Lr (in)	164.29	Lb>Lr	ESBELTO POR LONGITUD	

Ilustración 75. $L_p < L_b < L_r$.

5.2.11.2.3 Capacidad nominal a momento

<i>ESBELTO</i> $M_n = F_{cr} * S_{xx}$				
NO COMPACTO POR LONGITUD $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 * S_{xx} * F_y) * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right]$				
Cb	1.88		Mmax	224.5
Mp	4535		MA=L/4	174.6
Mn (Kips*in)	2711.75	"TIENE QUE SER MENOR QUE Mp"	MB=L/2	2.145
Mn (Kips*in)	2711.749575		MC=L/3	132.4

Ilustración 76. Capacidad nominal a momento Cb, Mp, Mn.

5.2.11.3 Cuadro resumen de los diferentes perfiles utilizados dentro del sistema estructural

En la tabla 50 y 51 se encuentran expuestos los cuadros resumen del cálculo manual de los perfiles W utilizados dentro del sistema estructural en donde se contemplan los efectos $\beta_1 P-\delta$ y $\beta_2 P-\Delta$, posteriormente los índices de sobreesfuerzo avalados por la (AISC, 2010).

ELEMENTO	PERFIL	LONGITUD (in)	Pnt(Kips)	Mnt(Kips*in)	Plt(Kips)	Mlt(Kips*in)	0.9*Pn	0.9*Mn	Pe1(Kips)	Sum H(kips)
G1	W 12x26^C	255.91	0	1318.55	0	377.9	141.1	1416.67	179.47	84.13
G2	W 18x46^C	255.91	0	1114.37	0	1560	249	2440.57	316.71	104.84
G3	W 24x76^C	472.44	0	5687.34	0	2879.6	413.1	9000.02	525.5	127.64
G4	W 27x84^C	472.44	0	6426.12	0	5489.3	455.5	10763.54	579.46	136.8

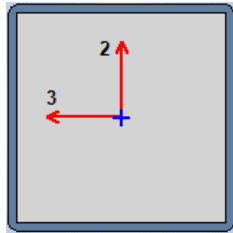
Tabla 50. Cuadro resumen cálculos momentos internos de los elementos.

Dh (in)	Sum Pnt	M1	M2	B1	B2	Pr	Mr	Pr/Pc	Ki	ETABS
0.6097	120.19	1212.63	1487.65	1	1.004	0.00	1698.0	0	0.52	AMARILLO
0.6097	170.1	1478.665	1658.2	1	1.005	0.00	2681.5	0	0.07	AZUL
0.6097	164.26	1084.37	1143.21	1	1.002	0.00	8572.6	0	0.05	AZUL
0.6097	136.54	1324.7	1745.64	1	1.002	0.00	11923.8	0	0.76	MORADO

Tabla 51. Cuadro resumen cálculo B1 y B2 con índices de sobreesfuerzos.

5.2.12 Diseño de elementos verticales de sección compuesta

Para el diseño de las columnas de sección mixta, se utilizó como referencia la normativa americana para la construcción en acero (AISC, 2010), en especial el capítulo I. En este, se dan los lineamientos necesarios para el diseño de diferentes tipos de elementos de sección mixta (los cuales define) y así mismo, remite a otros capítulos de la misma para realizar otros chequeos pertinentes. En la tabla 52 se mostrará las propiedades de sección compuesta a analizar.



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	
Bx (mm)	300
By (mm)	300
e (mm)	12
Ag (mm ²)	90000
Ac (mm ²)	76176
As (mm ²)	13824

b(mm)	300	b(in)	11.7	E (ksi)	29000
h(mm)	300	h(in)	11.7	Fy (ksi)	50
t(mm)	12	t(in)	0.468	G (ksi)	11200
L(mm)	3000	L(in)	117	Ho(in)	11.16
I(mm ⁴)	166884396.8	I(in ⁴)	386.08	If(in ⁴)	62.46
r(mm)	116.35	r(in)	4.53765	Cw(in ⁶)	388.97
J(mm ⁴)	268928112.4	J(in ⁴)	622.15	RELLENO CONCRETO 28 Mpa 4000 psi	

Tabla 52. Propiedades de la sección compuesta rellena de concreto de 28 MPa -4000 psi

5.2.12.1 Tipo de sección

A continuación en la tabla 53, se realizó el análisis de la sección, mediante la cual y con base en los límites de la relación b/t, se determina si esta es compacta, no compacta o esbelta.

1. SECCIÓN COMPACTA					
FILLED SECTIONS					
$\frac{b}{t}$	25	\leq	72.25	$3.0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	COMPACTO

Tabla 53. Sección compacta.

5.2.12.2 Coeficiente de esbeltez

Seguidamente, se calculó el coeficiente de esbeltez λ , el cual se obtuvo utilizando el método directo suponiendo un coeficiente K igual a 1, tal y como se muestra a continuación en la tabla 54.

2. COEFICIENTE DE ESBELTEZ λ	
K	1 "METODO DIRECTO"-- ARTICULADO= 10 Y EMPOTRADO = 1"
L(in)	117
λ	25.78
	λ 25.78 "gobierna"

Tabla 54. Coeficiente de esbeltez λ .

5.2.12.3 Límite de pandeo elástico

Este es un estado límite cuyo análisis es de vital importancia, ya que los elementos verticales se ven considerablemente afectados por este y en especial los metálicos, debido al comportamiento mecánico y reo lógico de dicho material, tal y como se muestran en la ilustración 77 que ayudará a afianzar un poco el concepto.

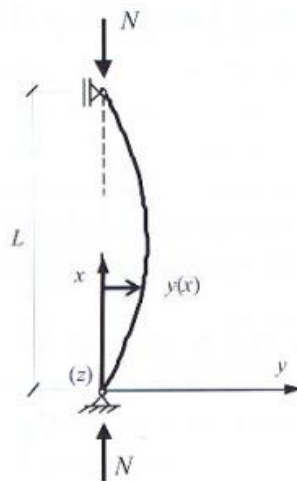


Ilustración 77. Esquema de Euler. Fuente: Tomado de referencias (UDC, 2014)

Se muestra entonces a continuación en la tabla 55, los valores límites y el resultado del análisis:

3. Limite de pandeo Elastico					
5.7 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	137.2742	>=	λ	"gobierna"	25.78
a. PANDEO INELASTICO					

Tabla 55. Límite de pandeo Elástico (pandeo Inelástico).

5.2.12.4 Cálculo de esfuerzo crítico

Antes que nada, debe revisarse si deben considerarse o no los efectos de la torsión, para seguidamente calcular el valor del esfuerzo crítico de la sección con base a la siguiente fórmula:

$$F_{cr} = \frac{9Es}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

Los resultados se muestran a continuación en la tabla 56.

4. Cálculo del Esfuerzo Critico					
a) no torsion			b) torsion		
	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$			$F_e = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(KzL)^2} + JG \right) \frac{1}{I_x}$	
Fe (ksi)	430.515		Fe(ksi)	18069.457	
Fe (ksi)	430.515 "definitivo"				
				P. INELASTICO	162.35
				P. ELASTICO	377.5614128
Fcr (ksi)	417.6		$F_{cr} = \frac{9Es}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}$		

Tabla 56. Cálculo del esfuerzo crítico.

5.2.12.5 Cálculo de la carga axial máxima nominal

Se calculó la resistencia nominal de la sección y se verificó que no superara las solicitaciones del elemento en el modelo estructural, utilizando las metodologías contempladas LRFD y ASD con coeficientes de 0,9 y 1,67 respectivamente tal y como se ve plasmado en la tabla 57.

5. CALCULO DEL Pmax NOMINAL (LRFD & ASD)					
	Pnominal (kips)	3670.704			
	LRFD			ASD	
Pn (kips)	3303.6		Pn (kips)	2198.026	

Tabla 57. Cálculo de Pmax nominal (ASD & LRFD).

Al comparar estas resistencias nominales con las cargas últimas del modelo estructural computacional, se obtuvieron índices de sobreesfuerzo como se muestra en la tabla 58 que no superan los límites de diseño para ninguna metodología y que son consistentes con los obtenidos en el modelo estructural.

6. INDICES DE SOBRESFUERZO					
Ki LRFD	0.45		Ki ASD	0.43	
	VERDE			VERDE	

Tabla 58. Índices de sobreesfuerzo.

5.2.12.6 Flexo compresión

Este es, tal vez, el punto más importante dentro del diseño de cualquier elemento vertical ya que garantiza la estabilidad estructural de los elementos, los cuales son de suma importancia en el sistema. Se realizó con base al capítulo I de la (AISC, 2010) basándose en el método de la distribución plástica de esfuerzos dentro de la sección. Este asume que el concreto alcanza la falla frente a una deformación unitaria de 0,0033 y un esfuerzo de $0,85f'_c$, dentro de un bloque

rectangular de esfuerzos como el que se muestra a continuación en la ilustración 78 se asume también que el acero ha superado su deformación de fluencia.

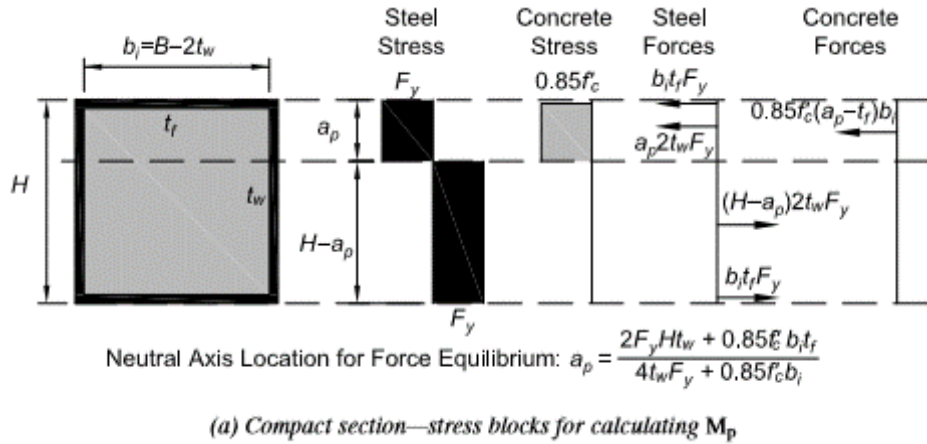


Ilustración 78. Bloque de witney para el cálculo del momento plástico. Fuente: Tomado de Referencias (AISC, 2010), Chapter I, Pág. 147.

La curva de interacción P-M se obtiene mediante una aproximación lineal con cinco puntos: la resistencia nominal axial de la sección tanto a compresión como a tracción, la resistencia nominal a flexión de la sección (P=0), el punto balanceado y un punto adicional con el doble de resistencia a compresión que el punto balanceado. El diagrama de interacción obtenido se muestra a continuación en la ilustración 80 junto con la nube de puntos correspondiente a las solicitaciones obtenidas del modelo estructural, para la columna más crítica (B3):

PUNTO		P (kN)	M (kNm)	Φ P (kN)	Φ M (kNm)
A	Po	6582.2688	0	4936.7016	0
B	Mn	0	452.79284	1937.52	339.59463
C	Pb-1	2583.36	452.79284	968.76	407.51355
D	Pb-2	1291.68	543.3514	0	339.59463
E	Pot	-4769.28	0	-3576.96	0

ap (mm)	213.24
Pc (kN)	4444.4105
Pt (kN)	1861.0505
Pb (kN)	2583.36
Mb (kN)	452.79284

Ilustración 79. Punto para la elaboración del diagrama de interacción P-M.

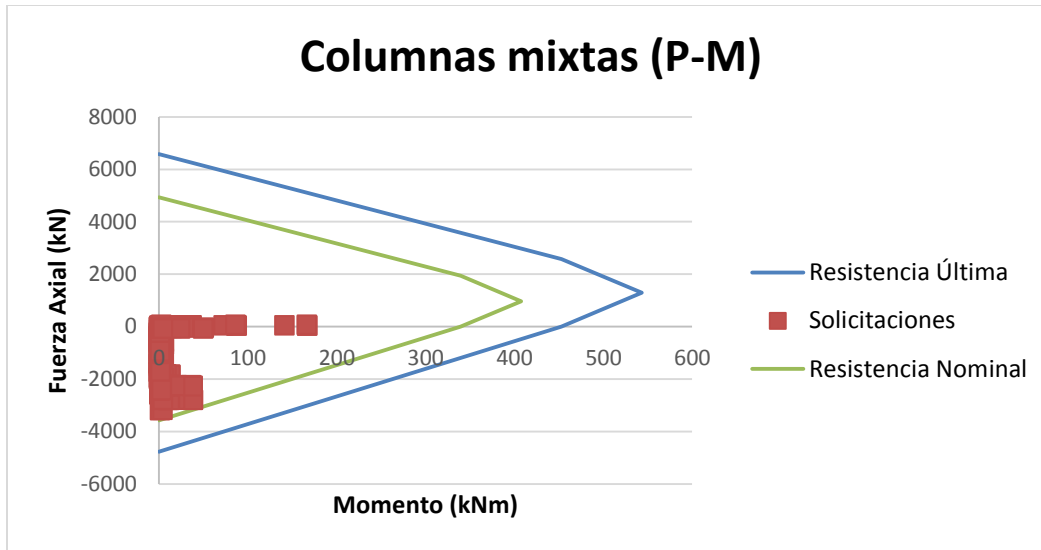


Ilustración 80. Diagrama de interacción para columnas mixtas.

5.2.13 Arriostramientos

Para la estructura mixta se utilizaron arriostramientos con el fin de limitar los desplazamientos laterales ya que según la (NSR-10, 2010) permite el valor máximo del 1% entre pisos. De esta manera se utilizaron perfiles tubulares estructurales (PTE) ubicados diagonalmente en diferentes fachadas como se pueden ver en los planos anexados dentro del contenido del presente trabajo de grado. A continuación en la tabla 59 se muestra el resumen de los elementos que componen los arriostramientos de la estructura mixta.

tubo estructural (PTE)	b x h (mm)	espesor (mm)	LONGITUD (m)	cantidad (UN)
piso 1	150X150	6	5	8
piso 2	150X150	6	4	8
piso 3	150X150	6	4	8
piso 4	150X150	6	4	8
piso 5	150X150	6	4	8
			total (PTE)	40

Tabla 59. Cuadro resumen PTE trabajando con arriostramientos.

5.2.14 Diseño de elementos no estructurales

5.2.14.1 Losa de entrepiso

El diseño de losa se realizó de dos maneras el primero manual basándose en los catálogos de Corpolosa ®, considerándolo como un elemento simplemente apoyado en los perfiles W 12x 26 que trabajan específicamente como viguetas tal y como se muestra en la tabla 60:

ELEMENTO	CALIBRE	ESPESOR (mm)	PESO (Kg/m2)	I (cm4)	L APOYOS (m)	e TOTAL LOSA (m)	e CONCRETO 3000PSI (m)	Fy(Mpa)	AREA Tot. (m2)
STEEL DECK 2"	22	0.75	7.41	49.15	2	0.1	0.04	280	1341.25
	M. ELECTROSOLDADA		CARGA PERMITIDA (Kg/m2)		CARGA REQUERIDA(kg/m2)		CHEQUEO	Fu(Mpa)	
	d:4.5mm,s:150mm		959		590		CUMPLE	400	

Tabla 60. Cálculo de los componentes de la losa que está comprendida por steel deck, malla electro soldada, conectores de cortante y concreto.

PERFIL	CONECTORES DE CORTANTE	ESPACIAMIENTO(m)
W 12x26^C	10	0.59
W 18x46^C	3	0.38
W 18x46^C	10	0.59
W 24x76^C	20	0.57
W 27x84^C	20	0.57
	63	TOTAL STUDS XPISO
	315	TOTAL STUDS

Tabla 61. Conectores de cortante para que la losa trabaje monolíticamente.

La segunda manera que se chequeo el diseño de la losa fue por el programa gratuito Arquimet 2.0 de ACESCO ® de donde se obtuvo los mismo resultados por lo que se muestra consistencia en los dos métodos de diseño.

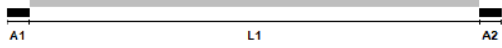
Memorias de Cálculo	PROGRAMA DE DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL ARQUIMET 2.0	
	Proyecto: _____	Fecha: _____
	Ingeniero: _____	Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE METALDECK

MD 2 Calibre: 22. (0.75 mm) h = 100 mm.


SECCION LONGITUDINAL



CONFIGURACION							
Luz	Longitud (m)	C. Muerta (KN/m ²)	C. Viva (KN/m ²)	P. Propio (KN/m ²)	C. Total (KN/m ²)	C. Puntual Muerta P(KN/m), x (m), b (m)	C. Puntual Viva P(KN/m), x (m), b (m)
L1	2.00	4.10	1.80	1.78	7.68	---	---

APOYOS			
A1	0.10 m	Carga distribuida máxima en la construcción 0.98 KN/m ²	
A2	0.10 m	Carga lineal máxima en la construcción 2.20 KN/m	
		Resistencia del concreto 20593.96 KN/m ²	

MD 2 Calibre: 22. (0.75 mm) h = 100 mm.



h = 100 mm
f_c = 20593.96 KN/m²

As = p × h × b
75 mm² = 0.00075 × 100 mm × 1000 mm

NORMA: NSR-10 Pag. 1

Ilustración 81. Diseño de losa (steel deck) en Arquimet 2.0 de ACESCO ®

5.2.14.2 Escalera

A continuación se muestra el cálculo manual de la escalera como se muestra en la tabla 62, la cual se trabajó con cuantía mínima, y se muestra en detalle en los planos estructurales.

ITEM	CANTIDAD	B (m)	e (m)	L(m)	V (m3)	W (kN/m3)	W (kN)
PASOS	7	1.35	0.200	0.28	0.529	24	12.701
DESCANSO	1	2.80	0.200	1.15	0.644	24	15.456
LOSA	2	1.35	0.150	2.47	1.000	24	23.990
TOTAL					2.173		52.147

Tabla 62. Cálculo manual de la escalera para el modelo en concreto reforzado.

5.2.15 Conexiones

El diseño de conexiones es uno de los ítems más importantes dentro de la concepción del edificio ya que son las encargadas de garantizar la estabilidad estructural. Así que para su diseño manual se basó en el manual de conexiones precalificadas 358 de la (AISC, 2010). Además se diseñaron con el programa gratuito RAM connection standalone 10 V8i by Bentley de donde se obtuvo la siguiente información como se puede ver en la ilustración 82 conexión a momento, además para ver los despieces de las conexiones por favor remitirse a los planos entregados con el presente trabajo de grado.

5.2.15.1 Conexión a Momento

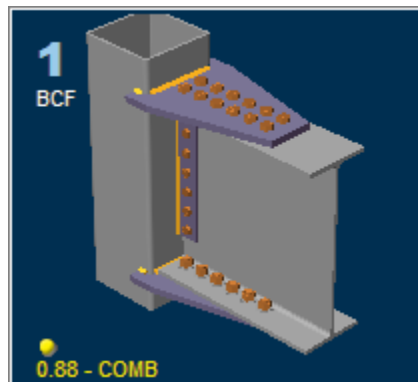


Ilustración 82. Modelo conexión a momento by RAM connections.

Primero se definió el input que corresponde a las propiedades de los elementos, cargas, características de los pernos tal y como se muestra en la tabla 63.

INPUT	
DEAD (kips)	15
LIVE (kips)	45
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	
Fy (ksi)	36
Fu (ksi)	58

PERFIL PTE	
B(mm)	300
H(mm)	300
e(mm)	12

PERNOS	
Fu (ksi)	120
Φ perno (in)	0.75
#DE PERNOS A-325	24

PERFIL W	W27X84
tf (in)	0.64
SECCION PLAT.	WT12X31
tw (in)	0.43
# de pernos x fila	2
# TOTAL DE PERNOS	24

Tabla 63. Input para diseñar la conexión a momento.

Posteriormente se definen las cargas de diseño ejecutando la combinación 1.2 D +1.6 L requerida para diseñar los elementos, además calculando el cortante y la capacidad al desgarramiento tal y como se muestra en la tabla 64.

1. CARGAS DE DISEÑO			
LRFD			
Pcu (kips)	90	Tact(KN)	6.361
ASD			
Pcu (kips)	60	Rn(KN)	23.856

Tabla 64. Cargas de diseño, cortantes actuantes, Bearing capacity.

En la Tabla 65 se calculan los espaciamientos mínimos de las filas de pernos, que esta regidos por la (AISC, 2010) en las tablas J 3.3 y J 3.4.

2. ESPACIAMIENTOS MINIMOS			TABLA-AISC 360-10
Distancia del borde a la primera fila de pernos			
de (in)	1.25	J.3.4	
Distancia entre pernos			
dmin (in)	2.25	J.3.3	

Tabla 65. Espaciamientos mínimos.

Ahora se calculó el Bearing capacity en la tabla 66, donde se encontró que la primera fila de pernos falla por desgarramiento y la fila de pernos internos falla por ovalamiento tal y como recomiendan la falla en la (AISC, 2010).

3. BEARING CAPACITY			
	Φe	0.8125	
3.1 PERNOS EXTERNOS			
	lc (in)	0.844	
Rn 1 (kips)	25.252	<	44.892
	25.25175	GOBIERNA DESGARRAMIENTO	
3.2 PERNOS INTERNOS			
	lc (in)	2.25	
Rn 2 (kips)	67.338	<	44.892
	44.892	GOBIERNA OVALAMIENTO	
Rn (kips)	140.29		

Tabla 66. Bearing capacity.

Luego se desarrollan los cálculos de la capacidad de los pernos precalificados A-325 que se encuentran sometidos a esfuerzos de tensión y cortante como se muestra en la tabla 67.

7. $F''nt$		
LRFD (Ksi)	79.26	OK
ASD (ksi)	52.84	
8. Pr		
LRFD (kips)	35.02	
ASD (kips)	119.61	
9. CORTANTE EN PERNOS		
ΦRn	17.89235191	OK
Verificación	CUMPLE	

6.CAPACIDAD DE PERNOS			
CORTANTE			
Vperno (kips)	2.25		
TENSION			
Tperno (kips)	3		
Ap (in2)	0.44		
Frv(ksi)	5.09		
Frt (Ksi)	6.79		
TENSION POR PERNO			
F _{nt} (ksi)	105.68		

Tabla 67. Capacidad de pernos precalificados A-325.

5.2.15.2 Conexión a Cortante

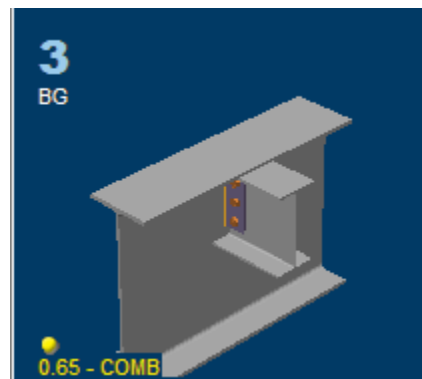


Ilustración 83. Modelo conexión a cortante by RAM connections.

Primero se definió el input que corresponde a las propiedades de los elementos, cargas, características de los pernos tal y como se muestra en la tabla 68.

INPUT	
DEAD (kips/Ft)	0.88
LIVE (kips/ft)	1.5
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	
Fy (ksi)	36
Fu (ksi)	58
PERNOS A-325	
Fu (ksi)	120
Φ perno (in)	0.75
#DE PERNOS A-325	3

PERFIL W	W12X26
tf (in)	0.38
d (in)	12.2
k	0.68
h (in)	11.44
L (ft)	21.33
Esp. Plat: (in)	0.25

Tabla 68. Input para realizar cálculos manuales de la conexión a cortante.

Posteriormente se definen las cargas de diseño ejecutando la combinación 1.2 D +1.6 L requerida para diseñar los elementos tal y como se muestra en la tabla 69.

1. CARGAS DE DISEÑO		
LRFD		
Pcu (kips)	36.85824	
ASD		
Pcu (kips)	25.3827	

Tabla 69. Cargas para diseñar la conexión a cortante.

En la tabla 70 se calculó la cantidad de pernos necesaria para la conexión aproximándola al entero mayor próximo.

2. CANTIDAD DE PERNOS		
Φ Rn (kips)	17.8924	
# Pernos	2.060	3

Tabla 70. Cantidad de pernos conexión a cortante.

Ahora se calculan los espaciamientos mínimos de las filas de pernos que esta regidos por la (AISC, 2010) en las tablas J 3.3 y J 3.4 tal y como se muestra en la tabla 71.

3. ESPACIAMIENTOS MINIMOS		TABLA-AISC 360-10
Distancia del borde a la primera fila de pernos		
de (in)	1.25	J.3.4
Distancia entre pernos		
dmin (in)	2.25	J.3.3

Tabla 71. Espaciamientos mínimos entre pernos de la conexión.

Luego se definió las dimensiones de la platina la cual permite conectar los dos perfiles (W12x26 y W27x84), como también se chequeó la falla por ruptura de Whitmore localizándola con un ángulo de 30 grados del perno en donde llega la fuerza como se muestra a continuación en la tabla 72.

4. TAMAÑO PLATINA		5. RUPTURA DE WHITMORE	
B(in)	3.75	x (in)	2.598
H(in)	7	lw (in)	3.75
		Φb	0.875
		Pfw (kips)	16.31

Tabla 72. Dimensiones de la platina y Ruptura de Withmore.

5.2.15.3 Conexión Cartelas



Ilustración 84. Modelo cartelas by RAM connections.

Se diseñaron las cartelas con releases para que solo halla transmisión de esfuerzos a cortante, de este modo se realizó el cálculo manual tal y como se muestra en la tabla 73 donde se comenzó con las propiedades y cargas de los elementos.

INPUT	
DEAD (kips)	20
LIVE (kips)	40
Fy (ksi)	36
Fu (ksi)	58
Φ perno (in)	0.75
Esp. Plat (in)	0.375
# de pernos x fila	2

Tabla 73. Input con propiedades de los elementos.

Posteriormente se definen las cargas de diseño ejecutando la combinación 1.2 D +1.6 L requerida para diseñar los elementos tal y como se muestra en la tabla 74.

1. CARGAS DE DISEÑO	
LRFD	
Pu (kips)	88
ASD	
Pa (kips)	60

Tabla 74. Cargas de diseño para diseño de cartelas.

Ahora se calculan los espaciamientos mínimos entre filas de pernos que esta regidos por la (AISC, 2010) en las tablas J 3.3 y J 3.4 tal y como se muestra en la tabla 75.

2. ESPACIAMIENTOS MINIMOS		TABLA-AISC 360-10
Distancia del borde a la primera fila de pernos		
de (in)	1.25	J.3.4
Distancia entre pernos		
dmin (in)	2.25	J.3.3

Tabla 75. Espaciamientos mínimos entre pernos precalificados A-325.

En la tabla 76 se calculó el Bearing capacity donde se encontró que la primera fila de pernos falla por desgarramiento y la fila de pernos internos falla por ovalamiento tal y como se recomienda la falla en la (AISC, 2010).

3. BEARING CAPACITY				
	Φ_e (in)	0.8125		
3.1 PERNOS EXTERNOS				
	lc (in)	0.844		
más cercanos al borde de la platina y gobierna los de la platina de menor calibre				
	Rn 1 (kips)	22.022	<	39.15
		22.022	GOBIERNA DESGARRAMIENTO	
3.2 PERNOS INTERNOS				
	lc (in)	1.828125		
	Rn 2 (kips)	47.714	<	39.15
		39.15	GOBIERNA OVALAMIENTO	
bearing capacity total				
	Rn (kips)	122.34		
4. LRFD Y ASD				
RN LRFD(Kips)	91.7578125		RN ASD(Kips)	61.171875

Tabla 76. Bearing Capacity para las dos metodologías (LRFD & ASD).

Luego se chequeó la falla por ruptura de Withmore midiendo un ángulo de 30 grados respecto a la fila más cercana al arriostrador, posteriormente se hallaron los índices de sobreesfuerzo para las dos metodologías contempladas tal y como se muestra a continuación en la tabla 77.

6. FALLA DE WHITMORE		5. INDICES DE SOBRESFUERZO	
x (in)	1.299	LRFD	ASD
lw (in)	4.848	0.96	0.98
Φ_b	0.875		
Pfw (kips)	67.38	CUMPLE	

Tabla 77. Ruptura de Withmore e índices de sobreesfuerzo.

5.2.16 Perno A-325

A continuación se mostrara el resumen de los pernos precalificados A-325 utilizados en las diferentes conexiones tal y como se muestra en la tabla 78.

	CONEXIÓN	# DE PERNOS X CONEXION	DIAMETRO (in)	C X PISO	TOTAL
MOMENTO	MOMENTO	24	1	10	240
	CORTANTE	6	3/4	10	60
	CORTANTE	3	3/4	55	165
	CARTELA	8	3/4	16	128
				TOTAL PERNOSA-325	593

Tabla 78. Cuadro resumen pernos A-325.

5.2.17 Soldadura

Se utilizara para la estructura mixta en general soldadura E70xx para garantizar la transmisión de esfuerzos y la conexión entre elementos, en la tabla 79 se comienza el cálculo de la soldadura.

5.2.17.1 Cálculo del momento

Se calculó el “e” multiplicando la distancia mínima del borde de la platina a la primera fila de pernos, luego se halló el momento multiplicando la carga de diseño por el brazo.

e	2.5
M (kips*in)	92.1456
fr (kips)	31.5

Tabla 79. Calculo del momento para la soldadura.

Ahora se halla el área de la soldadura (se multiplica por 2 para q no halla presencia de shear lag), el Y centroidal, la inercia de la soldadura con las siguientes expresiones respectivamente:

$$A_w = 2x \frac{\sqrt{2}}{2} WxL, \quad Y_c = 0.5xL, \quad I_w = \frac{\sqrt{2}}{2} WxL^3$$

De este modo se calcula el ancho de la soldadura W que se despeja de la siguiente expresión obteniendo un ancho w: 0.45 in – 1.14 cm

$$\sqrt{\left(\frac{V_{act}}{A_w}\right)^2 + \left(\frac{M_{act} x Y_c}{I_w}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{V_{act}}{\sqrt{2} x W x L}\right)^2 + \left(\frac{M_{act} x 0.5 x L}{\frac{\sqrt{2}}{2} x W x L^3}\right)^2}$$

En la tabla 80 se denotó el significado de la soldadura tipo E70xx y en la tabla 81 algunas recomendaciones de transporte y almacenaje para su correcto desempeño.

E70xx (West Arco)	
E	Indica electrodo para soldadura de arco eléctrico
70	La resistencia a la tracción nominal del deposito de soldadura en Ksi
XX	Composición química, se basa en AISI para aceros inoxidables

Tabla 80.Descripción soldadura West Arco ® E70xx (Arco, 2016)

SUGERENCIAS AL ALMACENAR Y/O TRANSPORTAR SOLDADURA	
1	Almacenar las cajas sobre estibas de madera.
2	No golpear las cajas
3	No pararse encima de ella
4	No exponerlas a la humedad
5	Al movilizarlas no botarlas, de lo contrario deslizarlas
6	No hacer arrumes de mas de ocho cajas
7	No almacenarla junto a contaminantes como cemento, yeso, ácidos
8	No reutilizar los electrodos

Tabla 81. Recomendaciones correcto manejo de soldadura (Arco, 2016)

6. COMPARACIÓN DE LOS DOS DISEÑOS PROPUESTOS

Luego de realizar el diseño de la estructura en concreto reforzado y su correspondiente rediseño como estructura mixta, se procede ahora a hacer una comparación de las dos alternativas con base en el costo directo de ejecución y otros factores técnicos adicionales tales como el peso de la estructura, dimensiones requeridas, índices de sobreesfuerzo, entre otros.

6.1 ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS

Como primer criterio de comparación se utilizó el costo directo de ejecución de las dos alternativas en cuestión, realizando un listado de los insumos necesarios para su ejecución, así como los análisis de precios unitarios pertinentes para cada caso.

Para empezar, es importante resaltar que en los listados de insumos se incluyeron todos los materiales y equipos necesarios para la ejecución de cada alternativa, así como el precio de la mano de obra. En este orden de ideas aparece una primera diferencia entre los dos sistemas: el listado de insumos para la ejecución de la estructura mixta es más extenso que el de la estructura convencional debido a que no solo se necesitan los mismos insumos (a excepción de lo relacionado con formaleta en madera), sino que existen ítems adicionales como todo lo relacionado con la perfilería metálica, tubular estructural y conexiones como también equipos para su instalación, soldadura y mano de obra especializada.

Se muestra a continuación el listado de insumos correspondiente al diseño de la estructura en concreto reforzado; pueden encontrarse los tres tipos de concretos utilizados en el proyecto (3000, 4000 y 5000 PSI), el equipo necesario para su vaciado, además todo el material correspondiente al encofrado de los elementos (formaleta en madera), la mano de obra (oficial y

ayudante), su herramienta menor y el acero de refuerzo tal y como se ve relacionado en la tabla 82.

ITEM	DESCRIPCION	UND	PRECIO UNITARIO	OBSERVACIÓN
1	Concreto fc 5000 Psi	M3	COP407,139	Concreto para muros cortina.
2	Concreto fc 4000 Psi	M3	COP384,262	Concreto para columnas.
3	Concreto fc 3000 Psi	M3	COP357,191	Concreto para placa (VG's, VT's y Losa)
4	Bomba Hidráulica	M3	COP32,000	Destinada al vaciado del concreto.
5	Equipo de concreto	M3	COP26,766	Incluye vibrador, formclamps, cuñas, mordazas y similares.
6	Formaleta de encofrado	M2	COP125,000	En madera tipo 'cedro macho' (varios usos, e=0.02m)
7	Formaleta de apuntalamiento	M3	COP6,500	Incluye cerchas y parales telescópicos (múltiples usos).
8	Formaleta metálica de entrepiso	M2	COP8,500	Incluye camillas (70x140), cerchas, parales y crucetas.
9	Durmientes en madera ordinario	UN	COP3,500	Dimensiones: 4x4x300
10	Repisas en madera ordinario	UN	COP5,800	Dimensiones: 4x8x300
11	Planchones de Madera en ordinario	UN	COP12,000	Dimensiones: 5x20x300
12	Tabla chapa en ordinario	UN	COP6,500	Dimensiones: 2.5x20x300
13	Tabla burra en ordinario	UN	COP9,000	Dimensiones: 3.5x20x300
14	Madera para cuellos de columnas en ordinario	GL	COP24,600	-
15	Madera para fondo de vigas y viguetas	M2	COP31,100	Tipo Súper-T e=18mm; lámina 1.53x2.44
16	Camilla nueva para testero de borde	UN	COP18,000	Madera tipo pino; tablero 1,40x,70
17	Bocel triangular en madera ordinario	UN	COP3,200	Dimensiones: 2x2x300
18	Desmoldante	GALÓN	COP7,600	ACPM
19	Carretilla anti-pinchazos	UN	COP120,000	-
20	Puntilla	LB	COP3,500	-
21	Mano de obra - Oficial	HH	COP9,000	-
22	Mano de obra - Ayudante	UN	COP7,000	-
23	Herramienta menor	M3	COP10,000	Incluye elementos personales tales como martillo, 'bichiroque', etc. Y no personales como palín, pala, etc.
24	Elementos de seguridad industrial	UN	COP201,000	Incluye elementos personales tales como casco, mono-gafas, etc.
25	Elementos de trabajo en alturas	UN	COP500,000	Incluye línea de vida, arnés y eslinga.
26	Casetón de aligeramiento	M2	COP54,000	En poliestireno (icopor) densidad 15; e=0,40m
27	Acero de refuerzo	kg	COP2,250	Barras corrugadas Gr 60
28	Alambre negro	kg	COP3,500	Calibre 18

Tabla 82. Insumos correspondientes a la estructura en concreto reforzado.

Se muestra ahora el listado de insumos para la ejecución de la estructura mixta en la tabla 83; como primer punto aparece todo lo correspondiente a perfilaría metálica (perfiles W y PTE's, Steel deck), así como los materiales y equipos correspondientes a la instalación de conexiones (platinas, pernos y conectores de cortante). También puede verse que desaparecen los ítems correspondientes a elementos en madera para el encamisado de los elementos ya que la perfilaría tubular estructural y el Steel deck pasan a ser la formaleta de los elementos en concreto. Por

último, aparecen equipos especializados como lo son el equipo de soldadura y la pluma grúa para la instalación de los perfiles, así como la mano de obra precalificada (soldador).

ITEM	DESCRIPCION	UND	PRECIO UNITARIO	OBSERVACIÓN
1	Concreto Fc 4000 Psi	M3	COP384,262	Concreto para columnas.
2	Concreto Fc 3000 Psi	M3	COP357,191	Concreto para placa (VG's, VT's y Losa)
3	Equipo de bombeo	M3	COP32,000	Bomba hidráulica y afines.
4	Equipo de concreto	M3	COP26,766	Incluye vibrador, formclamps, cuñas, mordazas y similares.
5	Durmientes en madera ordinario	UN	COP3,500	Dimensiones: 4x4x300
6	Repisas en madera ordinario	UN	COP5,800	Dimensiones: 4x8x300
7	Planchones de Madera en ordinario	UN	COP12,000	Dimensiones: 5x20x300
8	Tabla chapa en ordinario	UN	COP6,500	Dimensiones: 2.5x20x300
9	Tabla burra en ordinario	UN	COP9,000	Dimensiones: 3.5x20x300
10	Camilla nueva para testero de borde	UN	COP18,000	Madera tipo pino; tablero 1,40x,70
11	Carretilla anti-pinchazos	UN	COP120,000	-
12	Puntilla	LB	COP3,500	-
13	Equipo de soldadura autógena - tipo pesado	UN	COP715,517	Pipetas, válvulas, mangueras, soplete y accesorios , acetileno
14	Mano de obra - Soldador	HH	COP19,792	Armado, soldaje, montaje y fijado de estructura metálica.
15	Mano de obra - Oficial	HH	COP14,081	Armado, soldaje, montaje y fijado de estructura metálica.
16	Mano de obra - Ayudante	HH	COP8,881	Armado, soldaje, montaje y fijado de estructura metálica.
17	Herramienta menor	M3	COP10,000	Incluye elementos personales tales como martillo, 'bichiroque', etc., y no personales como palín, pala, etc.
18	Elementos de seguridad industrial	UN	COP201,000	Incluye elementos personales tales como casco, mono-gafas, etc.

19	Elementos de trabajo en alturas	UN	COP500,000	Incluye línea de vida, arnés y eslinga.
20	Acero de Refuerzo	m2	COP63,914	Malla Electrosoldada d=4,5 mm (2,44 x 6 m2)
21	Alambre negro	kg	COP3,500	Calibre 18
22	Compresor	UN	COP478,900	25 lt - 3.5 hp
23	Pluma grúa	DÍA	COP2,000,000	Capacidad 30 Ton - Motor Diesel 9hp
24	Soldadura	kg	COP8,341	E70xx, 33 electrodos
25	Steel deck 2"	m2	COP170,730	calibre 22
26	Platina conexiones	kg	COP1,750	acero A-36 19 mm
27	Perfil W12x26	UN	COP1,395,695	Perfil Estructural tipo W, L=12m
28	Perfil W18x46	UN	COP2,161,765	Perfil Estructural tipo W, L=12m
29	Perfil W24x76	UN	COP3,721,650	Perfil Estructural tipo W, L=12m
30	Perfil W27x84	UN	COP4,236,539	Perfil Estructural tipo W, L=12m
31	PTE 300 x 300 x 12	UN	COP1,549,400	Perfil tubular estructural cuadrado, L=12m
32	PTE 150 x 150 x 6	UN	COP876,730	Perfil tubular estructural cuadrado, L=12m
33	Conectores de Cortante	UN	COP17,000	3/4" x 3"
34	Pernos de conexión	UN	COP2,200	Tipo A-325, guasas y Arandelas

Tabla 83. Insumos correspondientes a la estructura mixta.

Seguidamente, es importante resaltar que todos los precios unitarios de los insumos mencionados anteriormente obtenidos de fuentes confiables y actuales tales como la revista Construdata (Ed. 177 y 178), cotizaciones en distribuidores como MULTIALAMBRES, Cota - Cundinamarca; FERRETERÍA SAN CARLOS, Espinal – Tolima y fuentes con experiencia dentro del mercado laboral (H&C CONTRATISTAS DE OBRAS CIVILES LTDA., Bogotá D.C.). Estos precios

alimentaron posteriormente los análisis de precios unitarios mediante los cuales se obtuvo el valor del presupuesto de cada alternativa.

Finalmente, se mostrará a continuación el presupuesto de cada alternativa ilustraciones 85 y 86 , en las cuales se tuvieron en cuenta los precio unitario de ejecución de los elementos estructurales por unidad de medida, valor calculado en los APU's mencionados anteriormente. Cabe resaltar que dichos análisis se realizaron con base a un valor de AIU del 20% (Administración – 5%, Imprevistos – 3%, Utilidad – 5%) y un valor de IVA sobre la utilidad del 16 %. Dichos porcentajes fueron proporcionados por la empresa con experticia laboral en la ciudad mencionada anteriormente.

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	PARCIAL	TOTAL	PRESUPUESTO	
						Unit	Total
1	ELEMENTOS EN CONCRETO.						
1.1.	Muros cortina fc 5000 Psi, e=0.45m	M2	4	170.06	680.23	\$310,728.38	\$211,366,320.33
1.2.	Columnas C-1 en concreto reforzado fc 4000 Psi	M3	8	1.96	15.68	\$623,819.99	\$9,781,497.43
1.3.	Placa aérea con vigas descolgadas fc 3000 Psi (casetón recuperable)	M3	5	268.75	1,343.75	\$270,222.04	\$363,110,860.98
1.4.	Escaleras fc 3000 Psi	TR	5	3.20	16.00	\$2,447,797.36	\$39,164,757.76
2	ACERO DE REFUERZO						
2.1.	Acero de refuerzo	kg	1	71000	79,828.52	\$2,475.00	\$197,575,595.21
	SUBTOTAL						\$820,999,031.70
	ADMINISTRACIÓN (12%)						\$98,519,883.80
	IMPREVISTOS (3%)						\$24,629,970.95
	UTILIDAD (5%)						\$57,469,932.22
	IVA (16%)						\$9,195,189.16
	TOTAL						\$1,010,814,007.83

Ilustración 85. Presupuesto estructura en concreto reforzado.

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	PARCIAL	TOTAL	PRESUPUESTO	
						Unit	Total
1	PERFILERIA METÁLICA						
1.1.	Perfil W12x26	ML	80	6.5	520.00	\$322,392.89	\$167,644,304.53
1.2.	Perfil W18x46	ML	57	6.5	370.50	\$386,232.06	\$143,098,978.23
1.3.	Perfil W24x76	ML	5	12	60.00	\$516,222.48	\$30,973,348.60
1.4.	Perfil W27x84	ML	15	12	180.00	\$559,129.89	\$100,643,380.80
1.5.	PTE 300 x 300 x 12	ML	45	3	135.00	\$241,146.86	\$32,554,825.65
1.6.	PTE 150 x 150 x 6	ML	40	4.42	176.80	\$185,091.02	\$32,724,092.93
2	ELEMENTOS EN CONCRETO						
2.1.	Relleno Columnas encamisadas Fc 4000 PSI	M3	9	1.285632	11.57	\$588,533.10	\$6,809,732.88
2.2.	Losa de entrepiso e=0.10m	M2	5	268.25	1,341.25	\$228,316.83	\$306,229,952.47
3	CONEXIONES Y AFINES						
2.1.	Platinas	KG	1	25876.2266	25,876.23	\$1,750.00	\$45,283,396.55
2.2.	Pernos	UN	593	593	593.00	\$2,200.00	\$1,304,600.00
2.3.	Conectores de cortante	UN	315	315	315.00	\$17,000.00	\$5,355,000.00
	SUBTOTAL						\$872,621,612.64
	ADMINISTRACION (12%)						\$104,714,593.52
	IMPREVISTOS (3%)						\$26,178,648.38
	UTILIDAD (5%)						\$61,083,512.88
	IVA (16%)						\$9,773,362.06
	TOTAL						\$1,074,371,729.48

Ilustración 86. Presupuesto estructura mixta.

Puede verse entonces que los precios obtenidos para cada alternativa son muy similares, obteniéndose una diferencia de tan solo 63'557.722 COP tal y como se podrá apreciar en la tabla 84, la cual corresponde a un aumento del 6.3% del precio inicial, tal y como se muestra a continuación:

DIFERENCIAL DE PRECIOS (COP)	
C. REFORZADO	\$ 1,010,814,008
E. MIXTA	\$ 1,074,371,729
DIF	\$ 63,557,722
%	6.29%

Tabla 84. Diferencial de precios entre las dos estructuras propuestas.

Como punto final es importante resaltar el hecho de que el análisis anterior no se trata de una generalización a toda estructura, sino que, por el contrario, es válido específicamente para las estructuras propuestas y bajo las condiciones de análisis expuestas en el presente documento. Cabe aclarar que, en este orden de ideas, existen factores que pueden cambiar los resultados

(dimensiones, refuerzos y por ende costos) como lo son las condiciones del mercado debido a la fluctuación de los precios viéndose los precios unitarios afectados en determinados períodos de tiempo, así como variables que afecten el diseño estructural tales como el espectro de aceleraciones de diseño y la fuerza cortante basal de diseño definida para el edificio.

6.2 FACTORES TÉCNICOS

Como primer punto tenemos el peso total del esqueleto estructural, el cual sirve como criterio de comparación de la cantidad de material utilizado en cada alternativa para resistir una misma fuerza sísmica. De este modo se puede afirmar que, si un sistema utiliza menor cantidad de material que otro para resistir la fuerza sísmica de diseño, es entonces más efectivo. Para nuestro caso en específico, se obtuvo que la estructura mixta pesa 4175.32 kN menos que su similar en concreto reforzado, lo que equivale una reducción de más del 50% del peso de la estructura (la diferencia de pesos es, de hecho, mayor que el peso de la estructura mixta en sí). Dichos resultados se muestran a continuación en la tabla 85.

DIFERENCIAL DE PESOS (KN)	
C. REFORZADO	7772.45
E. MIXTA	3615.13
DIF	4157.32
%	53.49%

Tabla 85. Diferencial en pesos de las estructuras propuestas.

Dicha reducción de peso puede verse sustentada en el tipo, cantidad y disposición de elementos estructurales utilizados en estos diseños. Como primer punto, se presenta el hecho de que al utilizar perfiles metálicos como arriostramientos excéntricos se permite reemplazar los muros en L, los cuales siendo mucho más livianos cumplen la misma función de soportar considerablemente las fuerzas sísmicas y torsionales, así como la de rigidizar el edificio. Por otro

lado, utilizar columnas tipo CFT permitió disminuir las dimensiones de estos elementos, pasando de secciones cuadradas de 0,35m de lado a unas de 0,3m, lo cual representa una disminución del área de la sección transversal del 10,83%. Esto, junto a la disminución de tres líneas de columnas, lo cual da razones claras de la disminución de peso de la estructura mixta.

Del punto anterior se desprende el hecho de que la sección transversal compuesta tiene una resistencia nominal mayor que una convencional en concreto reforzado; así mismo, utilizar una sección transversal consistente en un perfil tubular estructural cuadrado sin relleno de concreto hubiera significado la necesidad de unas dimensiones mayores, lo cual sería un problema en cuanto a la disponibilidad en el mercado ya que el perfil escogido es el de mayor dimensión en el catálogo distribuido por ACESCO.

Adicionalmente, al comparar los índices de sobreesfuerzo de los elementos verticales de los dos diseños, es claro ver como los elementos de concreto, aun siendo más grandes en sección, están trabajando más al límite que las columnas mixtas. Esto habla de la resistencia y comportamiento de un tipo de elemento con respecto al otro y se ve respaldado por los valores de deriva obtenidos en el diseño: para el edificio en concreto reforzado se obtuvo, un valor máximo de 0,83% contrastándolo con un 0,54% para la estructura mixta. De esta manera se puede resaltar que por resistencia nominal del elemento y rigidez de la estructura pudo haberse optimizado la sección del elemento mixto aún más, sin embargo, no se hizo para garantizar la esbeltez local del elemento (relación de esbeltez b/t).

Finalmente, se mencionarán otros puntos de aspecto técnico que si bien, no salen directamente del análisis de las estructuras diseñadas, fueron encontrados dentro de las referencias

bibliográficas estudiadas y que los autores del presente trabajo consideran pertinente y provechoso enlistar:

Desde el punto ambiental, aparece una gran ventaja que responde a las solicitudes del mundo moderno (desarrollo sostenible y certificación LEED) ya que al utilizar perfiles metálicos conectados por pernos, puede ser desmontada y reutilizada fácilmente cuando el edificio entra en desuso; basta con tan sólo transportarlos a una acería en donde estos, luego de un proceso de fundición, pueden ser utilizados como materia prima para nuevos perfiles.

Como siguiente punto encontramos la notable facilidad que presenta el proceso constructivo de una estructura metálica en contraste con una de concreto reforzado. Al utilizarse perfiles prefabricados (bien sea conformados o fundidos), debido a que el elemento estructural cuenta con el cien por ciento de su resistencia de diseño al momento mismo de su instalación. Adicionalmente su fácil instalación mediante el uso de pluma-grúas que facilita la unión mediante conexiones precalificadas que garantizan seguridad para sus ocupantes.

Adicionalmente, está también la susceptibilidad del acero frente a la exposición a agentes externos tales como el medio ambiente y el fuego; procesos como la corrosión, la oxidación y en especial el alcanzar el punto de fusión fácilmente representan para la estructura riesgos adicionales que no se presentan en una estructura convencional de concreto reforzado. Para subsanar dichas falencias, existen ya alternativas conocidas e implementadas, tales como el recubrimiento de la perfiles metálicos con barnices, pintura intumescente y/o capaz (de zinc, por ejemplo) los cuales funcionan de manera adecuada y eficaz pero que significan un costo adicional a la estructura.

7. CONCLUSIONES

Para empezar, es importante hacer énfasis en el hecho de que la finalidad principal del presente trabajo de grado es dar razones de peso que sustenten la hipótesis de que, si bien su uso no es tan común en la realidad ingenieril del país, los sistemas estructurales metálicos y/o mixtos presentan beneficios notables con respecto a metodologías convencionales de concepción de estructuras, tales como el concreto reforzado. El principal factor que hace que las estructuras metálicas y/o mixtas no cuenten con tanta aceptación como deberían (o al menos como la tienen en otros países) son los altos costos de inversión que estas requieren.

Con respecto al análisis de costos directos de ejecución de los diseños y con base en el presupuesto de cada alternativa, se llegó a las siguientes conclusiones:

Primero, La ejecución de la superestructura mixta es un 6.3% más costosa que su similar en concreto reforzado, siendo el diferencial de costos de aproximadamente 64 millones de pesos. Esto es una diferencia poco representativa en contraste con la serie de ventajas que significa en muchos otros aspectos la implementación de dicho sistema estructural.

Segundo, Este aumento de costos se debe esencialmente al alto precio de la perfilaría metálica estructural, ya que este está sujeto a factores externos de mercado, tasas de cambio internacionales, condiciones de oferta y demanda.

Tercero, Otro factor que contribuye al aumento del costo directo de la ejecución de la alternativa es la necesidad de mano de obra precalificada para realizar labores de soldadura ya que esta es un 62% más costosa comparándola con la de obra convencional utilizada en concreto reforzado (oficial + ayudante).

Cuarto, de manera similar el listado de insumos necesarios para la ejecución de la segunda alternativa es mayor, ya que, si bien la gran mayoría de estos son comunes a los dos diseños, para la ejecución de la estructura mixta son necesarios materiales y equipos específicos adicionales.

Sin embargo, es importante resaltar que desaparecen de esta lista todos los materiales y elementos en madera necesarios para realizar el encofrado de los diferentes elementos estructurales (la formaleta convencional es reemplazada por la perfiliería tubular estructural y el steeldeck). Esto previene un posible aumento de costos de ejecución de la segunda alternativa y hace que la diferencia de costos de ejecución de las alternativas no sea mayor al encontrado.

Por otro lado, respecto a los factores técnicos, pueden encontrarse diferencias entre el comportamiento de los dos tipos de sistemas estructurales, tales como:

Primero, los perfiles metálicos presentan una mejor respuesta mecánica que los elementos en concreto ya que estos, por si solos, pueden resistir conjuntamente esfuerzos de compresión y de tracción sin necesidad de elementos y/o materiales adicionales (tales como las barras de refuerzo en el caso del concreto reforzado).

De lo anterior se desprende el hecho de que, para resistir una misma carga sísmica, se requiere una menor cantidad de material y esto se traduce en una disminución del peso del esqueleto estructural. Esto se ve sustentado en el hecho de que el rediseño de la estructura convencional significó una disminución de más del 50% del peso total de la estructura.

Tercero, al utilizar perfiles metálicos tipo W para los elementos horizontales, permite obtener luces más amplias, lo cual es provechoso para el diseño ya que pueden reducirse ejes verticales de columnas planteados inicialmente para la estructura en concreto. Para nuestro caso particular,

se pasó de tener una luz máxima de 6.5m a una de 12m, permitiendo la eliminación de tres líneas de columnas (A-2, B-2 y C-2).

De los dos puntos anteriores se crea la posibilidad de tener cimentaciones más pequeñas y menor número de elementos (en el caso de utilizar una cimentación tipo zapata aislada, tal y como se propone en el presente trabajo), así como el volumen de excavación. Esto, en relación con los costos directos de ejecución nombrados anteriormente. De este modo, representa una ventaja significativa para la escogencia del sistema estructural a implementar.

Adicionalmente, al eliminar ejes de columnas se vuelve provechoso desde el punto de vista arquitectónico ya que genera espacios de trabajo más amplios y permite trabajar con particiones livianas.

Ahora bien, refiriéndonos específicamente a los elementos de sección compuesta (columnas), es importante resaltar el porqué de utilizar elementos encamisados de concreto y no simplemente elementos en concreto armado o perfiles estructurales metálicos sin relleno. Dicha escogencia se basó en factores tales como:

Los dos materiales constitutivos principales de cada sistema estructural (concreto y acero) poseen propiedades mecánicas y reológicas totalmente distintas, incluso complementarias, lo que hace que de entrada su uso en conjunto sea de gran utilidad.

Encamisar un elemento en concreto mediante el uso de perfiles tubulares estructurales es conveniente para el concreto ya que aumenta su nivel de confinamiento, aumentando así su resistencia. Adicionalmente, hace que se elimine la necesidad de utilizar acero de refuerzo (al menos desde el punto de vista de resistencia), ya que el perfil metálico es capaz de resistir por sí sólo esfuerzos cortantes y de flexión.

Por otro lado, rellenar un perfil metálico estructural de concreto, mejora considerablemente su respuesta frente a las deformaciones, y específicamente las correspondientes a efectos de pandeo lateral. Según la (AISC, 2010) Capítulo I, en este tipo de elementos deja de ser representativo los efectos de esbeltez local, ya que la matriz de concreto previene las deformaciones del perfil hacia el interior, mejorando su respuesta y cambiando considerablemente la manera en que esta se deforma (AISC, 2010).Adicionalmente, el relleno de concreto hace que se aumente de manera considerable la rigidez, resistencia y ductilidad de la sección.

De los temas tratados anteriormente, se desprende el hecho de que, el utilizar columnas encamisadas de sección mixta, hace que se mejore considerablemente la respuesta mecánica y reológica de los elementos, permitiendo así dimensiones menores, menor material, menor peso del esqueleto estructural y por ende una menor fuerza vertical para el diseño de la cimentación, tal y como se expuso en el presente trabajo.

Teniendo en cuenta los factores ya tratados, los autores del presente trabajo defienden firmemente la hipótesis inicial de que es pertinente implementar edificaciones y estructuras en general haciendo uso del acero estructural y en especial, de columnas de sección mixta tipo CFT. Como argumento principal y a manera de conclusión final está el hecho de que el presente trabajo demuestra que, si bien el costo de inversión inicial es elevado y podría pensarse así que no es rentable este tipo de sistemas, los beneficios se presentan a largo plazo y en aspectos que van más allá que los simples materiales, tales como factores técnicos de resistencia y deformación, costos directos y otros.

8. RECOMENDACIONES

A continuación se verán plasmadas algunas recomendaciones generales para las diferentes etapas que están comprendidas dentro del cálculo, planeación y ejecución de los dos sistemas estructurales.

8.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN CONCRETO REFORZADO

8.1.1 Diseño

- Utilizar un software especializado y enfocado al diseño de edificaciones (como ETABS, por ejemplo). Esto debido al hecho de que el diseño puede verse apoyado, simplificado y validado por el mismo software.
- Realizar un estudio exhaustivo de la NSR -10 previo al diseño de la estructura, en especial de los títulos A (Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente), B (Cargas) y C (Concreto Estructural).
- Realizar un correcto análisis modal de la estructura, cerciorándose de que se está modelando la edificación acorde a la respuesta de esta en la vida real.
- Analizar la respuesta sísmica de la estructura de manera estática y dinámica, verificando que los resultados sean coherentes entre si y decidiendo con argumentos cual tipo de análisis utilizar para el diseño de elementos.

- Utilizar programas que ayuden y soporten el diseño de la estructura y/o los elementos particulares tales como Xtract (curvas de interacción PM).

8.1.2 Construcción

- Cumplir a cabalidad con las especificaciones y/o recomendaciones expuestas en los planos estructurales, dimensiones, localización y detallado estructurales de todos los elementos.

- Realizar, en obra, un correcto replanteo que garantice una correcta localización, ortogonalidad y verticalidad de todos y cada uno de los elementos del sistema estructural.

- Realizar pruebas de laboratorio a todos los concretos que lleguen a la obra y con los que se funda, para garantizar que la resistencia de diseño sea la misma en campo y evitar así fallas.

- No retirar la formaleta de apuntalamiento de la placa antes de que esta haya adquirido una resistencia tal que garantice soportar su peso propio (aproximadamente 14 días).

- Garantizar un adecuado curado de los elementos en concreto para obtener la resistencia deseada y evitar problemas de agrietamiento.

- Cumplir con las longitudes de empalme entre barras que se indican en los planos, así como la localización de dichos empalmes, con el fin de garantizar una correcta respuesta de las barras de refuerzo longitudinal.

- Seguir al pie de la letra el detallado estructural definido en los planos al momento de materializarlo en obra (que los flejes se amarren a la distancia exacta que sale en los planos).

8.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS EN ACERO ESTRUCTURAL CON ARRIOSTRAMIENTO

8.2.1 Diseño

- Utilizar un software especializado y enfocado al diseño de edificaciones (como ETABS, por ejemplo). Esto debido al hecho de que el diseño puede verse apoyado, simplificado y validado por el mismo software.
- Realizar un estudio exhaustivo de la NSR -10 previo al diseño de la estructura, en especial de los títulos A (Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente), B (Cargas) y F (Estructuras Metálicas).
- Realizar un estudio exhaustivo de la AISC 358-10 para el diseño de conexiones precalificadas, del capítulo I para el diseño de miembros compuestos y de toda la norma en general para el diseño de elementos metálicos.
- Realizar un correcto análisis modal de la estructura, cerciorándose de que se está modelando la edificación acorde a la respuesta de esta en la vida real.
- Analizar la respuesta sísmica de la estructura de manera estática y dinámica, verificando que los resultados sean coherentes entre si y decidiendo con argumentos cual tipo de análisis utilizar para el diseño de elementos.
- Utilizar programas que ayuden y soporten el diseño de la estructura y/o los elementos particulares tales como Arquimet 2,0 – Acesco ® (Steeldeck), RAM Connectionns V.8I by Bentley (Conexiones).

8.2.2 *Construcción*

- Utilizar, en los elementos a conectar (Platinas, PTE, Perfiles W), calibres similares para evitar tener elementos y conexiones frágiles.
- Aplicar soldadura en los despuntes de los perfiles W adicionales a las respectivas conexiones, para garantizar una correcta transmisión de momentos entre elementos metálicos viga-columna.
- Utilizar una pluma grúa al momento de localizar en obra los diferentes elementos, con el fin de facilitar su instalación, mientras la cuadrilla se enfoque en labores tales como soldar y apernar.
- Evitar la soldadura en campo; de lo contrario, traer los elementos listos para armar provenientes del taller, para así garantizar juntas adecuadas.
- Utilizar punzones al momento de acomodar las platinas de conexión con los perfiles para facilitar la nivelación de los agujeros.
- Para garantizar el apretado de los pernos se recomiendan dos métodos, primero que es el método manual donde se alcanza la máxima fijación y se le aplica el giro adicional, segundo medio mecánico donde se utiliza el torco metro pero que debido su elevado precio pocas empresas constructoras lo utilizan.
- Utilizar pinturas contra fuegos, tal como es contemplado en el título J de la (NSR-10, 2010), donde se exponen los requisitos mínimos que debe cumplir una edificación con el fin principal de salvaguardar las vidas humanas, reducir el riesgo de incendio y de propagación del fuego tanto dentro como hacia afuera de la misma.

9. REFERENCIAS

- AISC. (2010). Specification for Structural Steel Buildings. En A. Institute.
- An, Y.-F., & Han, L.-H. (2014). Behaviour of concrete-encased CFST columns under combined compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*,101, 314-330.
<http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.06.002>.
- Arco, W. (2016). Catálogo resumido. *Solución integral en unión y corte de materiales*, edición 19.
- Awad, R. R. (2007). Hormigon Reforzado. En R. R. Awad.
- Bogotá, A. M. (16 de Diciembre de 2010). Decreto 523 -Microzonificación de Bogotá. Bogotá, Distrito Capital, Colombia.
- Carrasco, S. &. (2014). Recomendaciones de diseño de columnas mixtas. En Alacero, *Asociación Latinoamericana*.
- Cemex. (2016). *Cemex*. Obtenido de <http://www.cemex.com/ES/ProductosServicios/TiposCemento.aspx>
- Chang, X., Wei, Y.-y., & Yun, Y.-C. (2012). Analysis of steel- reinforced concrete-filled-steel tubular (SRCFST) columns under cyclic loading. *Construction and Building Materials*,28(1), 88-95.<http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.08.033>.
- Construdata. (2016). Proyecto Nacional. *Construcción Metálica*, 22, 8-12.

- Eurocódigo4. (1994). Diseño de Estructuras Mixtas en Acero y Hormigón. En C. E. Normalización, *CEN*.
- Franco, J. I. (2011). *Estructuras de concreto I*. Bogotá: Ayala Avila & Cia Ltda.
- Hajjar, J. (2002). Composite steel and concrete structural systems for seismic engineering. *Journal of Constructional Steel Research*,58(5-8), 703-723.[http://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00093-1](http://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00093-1).
- Hatzigeorgiou, G. &. (2004). Minimum cost design of fiber-reinforced concrete- filled steel tubular columns. En U. o. Patras, *Journal of Constructional Steel Research*.
- KrishnaJhawa. (2016). *slide Share*. Recuperado el 02 de junio de 2016, de <http://www.slideshare.net/KrishnaJhavar/taipei-101-14004855>
- Muñoz, E. E. (2014). Apuntes de clase de estructuras (en proceso de revisión y edición). En M. Edgar E. Muñoz Diaz.
- NSR-10. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. En Camacol, *Cámara Colombiana de la Construcción*.
- Panchal, D. (2014). Development of Program and Parametics Study of Various Composite Columns. En U. o. Baroda, *Institutional Journal of Scientists Researches*.
- Sanchez de Guzmán, D. (1996). "Tecnología del concreto y del mortero". En Bhandar. Bogotá, Colombia.

UDC, C. (11 de 04 de 2014). *slide share*. Obtenido de http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/411/contenido_publico/recursos/tema05.pdf

vibratorios, M. (19 de 02 de 2013). *Xfma word press*. Obtenido de <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

Xu, W., Han, L.-H., & Li, W. (2016). Seismic performance of concrete-encased columns base for hexagonal concrete-filled steel tube:experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*,121, 352-369. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.02.003>.

Yang, H., Lam, D., & Gardner, L. (2008). Testing and analysis of concrete-filled elliptical hollow sections. *Engeneering Structures*,30(12), 3771-3781.<http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.004>.