



**Análisis comparativo del diseño estructural de edificaciones prefabricadas y monolíticas de concreto reforzado según el reglamento NSR-10 – Caso estudio**

Andrés Felipe Grajales Acevedo

Alberto Daniel Duque Hernández

Monografía presentada para optar al título de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras

Asesor

Romis Vides Peña, Magíster (MSc) en Estructuras

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras

Medellín, Antioquia, Colombia

2024

<b>Cita</b>	(Grajales Acevedo & Duque Hernández, 2024)
<b>Referencia</b> <b>Estilo APA 7 (2020)</b>	Grajales Acevedo, A. F., & Duque Hernández, A. D. (2024). <i>Archivo fotográfico de la Universidad de Antioquia: valoración histórica de las fotografías, 1997 - 2003</i> [Trabajo de grado especialización]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.



Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras, Cohorte II.



Biblioteca Carlos Gaviria Díaz

**Repositorio Institucional:** <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - [www.udea.edu.co](http://www.udea.edu.co)

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

---

## Tabla de contenido

1. Introducción .....	15
2. Planteamiento del problema.....	17
3. Justificación .....	18
4. Objetivos .....	19
4.1. Objetivo general .....	19
4.2. Objetivos específicos.....	19
5. Generalidades del proyecto.....	20
5.1. Información disponible .....	20
5.2. Normas aplicables .....	20
5.3. Software utilizado .....	20
6. Hipótesis .....	21
6.1. Hipótesis de Trabajo.....	21
6.1.1. Hipótesis Nula.....	21
6.1.1.1. Hipótesis Alternativa.....	21
6.1.1.1.1. Variables.....	21
7. Marco teórico.....	22
8. Motivación para la elección del caso de estudio.....	28
9. Descripción de la edificación de estudio .....	29
10. Modelado estructural .....	33
10.1. Procedimiento de modelado .....	33
10.1.1. Definición de los materiales .....	33
10.1.2. Predimensionamiento .....	33

---

10.1.3.	Definición de las cargas .....	33
10.1.4.	Definición de los elementos estructurales .....	34
10.1.5.	Definición de la losa.....	34
10.1.6.	Fisuración de los elementos estructurales .....	34
10.1.7.	Rigidez en los nudos .....	34
10.1.8.	Check model.....	35
11.	Generalidades para el diseño estructural.....	36
11.1.	Sistema estructural .....	36
11.1.1.	Determinación del R0 para ambos sistemas estructurales .....	36
11.2.	Método de análisis.....	38
11.3.	Propiedades de los materiales .....	38
11.3.1.	Concreto .....	38
11.3.2.	Acero de refuerzo .....	38
11.4.	Análisis de cargas verticales.....	38
11.4.1.	Peso propio.....	38
11.4.1.1.1.	Cargas sobreimpuestas .....	39
11.4.1.1.2.	Acabados .....	39
11.4.1.1.3.	Fachadas / particiones.....	40
11.4.1.1.4.	Instalaciones .....	40
11.4.2.	Carga viva .....	41
11.5.	Cargas sísmicas .....	42
11.5.1.	Tipo del suelo .....	42
11.5.2.	Nivel de amenaza sísmica .....	43
11.5.3.	Coefficiente de importancia.....	45

---

11.5.4.	Espectro elástico de diseño .....	46
11.5.5.	Combinaciones de carga.....	48
11.6.	Análisis sísmico.....	49
11.7.	Fuerza horizontal equivalente .....	51
11.7.1.	Periodo fundamental de la edificación .....	51
11.7.2.	Periodo máximo de la estructura.....	52
11.7.2.1.	Sistema estructural de resistencia sísmica (pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado).....	52
11.8.	Cortante sísmico en la base ( $V_s$ ).....	53
11.8.1.	Sistema estructural de resistencia sísmica (pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado – Sistema monolítico).....	53
11.9.	Coefficiente de irregularidad en planta $\Phi_P$ .....	54
11.9.1.	Verificación irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema.....	54
11.9.2.	Irregularidad en retroceso de esquina.....	55
11.9.3.	Irregularidad del diafragma.....	56
11.9.4.	Irregularidad de desplazamientos de los planos de acción y sistemas no paralelos 57	
11.9.5.	Resumen Irregularidad en planta.....	58
11.10.	Coefficiente de irregularidad en altura $\Phi_A$ .....	58
11.10.1.	Tipo 1aA - Piso Flexible ( $\Phi_a = 0.9$ ) y Tipo 1bA - Piso Flexible extremo ( $\Phi_a = 0.8$ ) 58	
11.10.2.	Tipo 2A - Distribución Masa ( $\Phi_a = 0.9$ ).....	60
11.10.3.	Tipo 3A - Geométrica ( $\Phi_a = 0.9$ ), Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción ( $\Phi_a = 0.8$ ), Tipo 5aA - Piso Débil ( $\Phi_a = 0.9$ ) y Tipo 5bA - Piso Débil Extremo ( $\Phi_a = 0.8$ ) 60	
11.10.4.	Resumen Irregularidad en altura .....	61
11.11.	Coefficiente ausencia de redundancia estructural $\Phi_R$ .....	61

---

12. Verificación y/o ajuste del cortante basal dinámico .....	62
13. Límites de la deriva.....	65
14. Efectos p-delta .....	67
14.1. Índice de estabilidad Q.....	67
14.1.1. Efectos P-delta.....	67
15. Diseño elementos estructurales.....	69
15.1. Diseño de elementos prefabricados en concreto .....	69
15.2. Diseño de vigas .....	69
15.2.1. Solicitaciones .....	72
15.2.1.1. Viga de diseño (45 x 80 (cm)).....	72
15.2.2. Diseño elementos viga (eje d – nivel 2 – tramo 1-2) .....	73
15.2.2.1. Refuerzo longitudinal (diseño a flexión).....	73
15.2.2.2. Refuerzo negativo derecho.....	73
15.2.2.3. Refuerzo negativo izquierdo .....	74
15.2.2.4. Refuerzo positivo central .....	74
15.2.2.5. Refuerzo mínimo.....	75
15.2.2.5.1. Momentos nominales.....	76
15.2.2.5.2. Momentos probables.....	77
15.2.2.6. Refuerzo transversal.....	77
15.2.2.6.1. Zona confinada extremos.....	77
15.2.2.6.2. Cortante en zona confinada .....	78
15.2.2.6.3. Cortante en zona no confinada .....	78
15.2.2.6.4. Cortante en rotula plástica por momento nominal.....	79
15.2.2.6.5. Comparación de cortante nominal y probable y diseño a torsión.....	80

---

15.3. Diseño columna.....	80
15.3.1. Configuración del diseño en ETABS® para columnas.....	81
15.3.2. Refuerzo longitudinal (DES).....	81
15.3.3. Refuerzo transversal (DES).....	85
15.3.3.1. Zona confinada.....	85
15.3.3.2. Espaciamiento en área confinada y no confinada .....	85
15.3.3.3. Cuantía volumétrica en ambas caras de la columna.....	86
15.3.3.4. Distribución acero transversal columnas (estribo) .....	87
15.3.4. Cortante .....	87
15.3.4.1. Coeficiente de reducción de resistencia para cortante .....	90
15.3.5. Columna fuerte / viga débil.....	94
15.3.6 CHEQUEO NUDO .....	95
16. Análisis comparativo .....	99
16.1. Comparación de las métricas estructurales .....	99
16.1.1. Derivas .....	99
16.1.1.1. Derivas sistema monolítico .....	99
16.1.1.2. Derivas sistema prefabricado .....	99
16.1.1.3. Comparación derivas.....	100
16.1.2. Período fundamental .....	100
16.1.2.1. Periodo fundamental sistema monolítico .....	101
16.1.2.2. Periodo fundamental sistema prefabricado .....	101
16.1.2.3. Comparación periodos.....	101
16.1.3. Cortante basal.....	101
16.1.3.1. Cortante basal sistema monolítico.....	102

16.1.3.2.	Cortante basal sistema prefabricado.....	102
16.1.3.3.	Comparación cortante basal .....	102
16.1.4.	Concreto .....	103
16.1.5.	Acero de refuerzo .....	104
16.2.	Discusión de los resultados .....	108
17.	Referencias.....	113

### Lista de tablas

Tabla 1.	Comparación de Investigaciones sobre Conexiones de Acero en Estructuras Prefabricadas, Fuente: Propia.....	24
Tabla 2.	Cargas Muertas según reglamento NSR10. ....	29
Tabla 3	Total Cargas según reglamento NSR10. ....	29
Tabla 4.	Cargas Cubierta según reglamento NSR10.....	30
Tabla 5.	Dimensiones losa aligerada para ambos sistemas estructurales. Fuente propia.....	31
Tabla 6.	Predimensionamiento vigas para ambos sistemas estructurales. Fuente: Propia. ....	31
Tabla 7.	Predimensionamiento sistema estructural monolítico. Fuente: Propia. ....	32
Tabla 8.	Predimensionamiento sistema estructural prefabricado. Fuente: Propia. ....	32
Tabla 9.	Definición del Sistema estructural. Fuente: AIS 2010.....	36
Tabla 10.	Tabla A-3-3. Fuente: AIS 2010.....	37
Tabla 11.	Tabla B.3.4.1-3. Cargas muertas (acabados). Fuente: AIS 2010. ....	39
Tabla 12.	Tabla B.3.4.3-1. Cargas muertas (fachadas/particiones). Fuente: AIS 2010. ....	40
Tabla 13.	Tabla B.3.4.1-1. Cargas muertas (instalaciones). Fuente: AIS 2010. ....	41
Tabla 14.	Tabla B.4.2.1-1. Fuente: AIS 2010. ....	41
Tabla 15.	Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: AIS 2010.....	42
Tabla 16.	Coeficiente Aa y Av para Caldas, Antioquia. Fuente: AIS 2010.....	43



---

Tabla 17. Coeficiente $F_a$ para la zona de periodos cortos del espectro y suelo tipo D. Fuente: AIS 2010.....	44
Tabla 18. Coeficiente $F_v$ para la zona de periodos cortos del espectro y suelo tipo D. Fuente: AIS 2010.....	45
Tabla 19. Definición de los grupos de uso. Fuente: AIS 2010.....	46
Tabla 20. Coeficientes de importancia $I$ para cada grupo. Fuente: AIS 2010.....	46
Tabla 21. Espectro elástico de diseño. Fuente: Propia.....	47
Tabla 22. B.2.4-2 Combinaciones básicas. Fuente: AIS 2010.....	48
Tabla 23. Análisis modal estructura monolítica bajo condiciones finales. ....	49
Tabla 24. Análisis modal estructura prefabricada bajo condiciones finales. ....	50
Tabla 25. Derivas de piso dirección $X$ para el sistema monolítico. ....	50
Tabla 26. Derivas de piso dirección $Y$ para el sistema monolítico. ....	50
Tabla 27. Derivas de piso dirección $X$ para el sistema prefabricado. ....	50
Tabla 28. Derivas de piso dirección $Y$ para el sistema prefabricado. ....	51
Tabla 29. Parámetros $C_t$ y $a$ para el cálculo del periodo aproximado $T_a$ de la estructura. Fuente: AIS 2010. ....	52
Tabla 30. Resumen de coeficientes para determinar el periodo máximo y valor del espectro de aceleraciones de la estructura. Fuente: AIS 2010. ....	53
Tabla 31. FHE y cortante basal sistema monolítico. Fuente: AIS 2010. ....	53
Tabla 32. FHE y cortante basal sistema prefabricado. Fuente: AIS 2010. ....	54
Tabla 33. Irregularidad torsional. Fuente: Propia. ....	54
Tabla 34. Irregularidad del diafragma de la estructura. Fuente: Propia. ....	57
Tabla 35. Irregularidad de desplazamientos de los planos de acción y sistemas no paralelos. Fuente: Propia. ....	57
Tabla 36. Resumen de irregularidades en planta. Fuente: Propia. ....	58
Tabla 37. Irregularidades tipo 1aA y tipo 1b. Fuente: Propia. ....	59
Tabla 38. Verificación irregularidad en altura. Fuente: Propia.....	59

---

Tabla 39. Irregularidad tipo 2 <sup>a</sup> – Distribución Masa. Fuente: Propia. ....	60
Tabla 40. Resumen de irregularidades en altura. Fuente: Propia.....	61
Tabla 41. Análisis modal para el sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	62
Tabla 42. Análisis modal para el sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	62
Tabla 43. Periodo dinámico de la estructura monolítica. Fuente: Propia. ....	62
Tabla 44. Periodo dinámico de la estructura prefabricada. Fuente: Propia.....	63
Tabla 45. Pseudo-aceleración y cortante basal estructura monolítica. Fuente: Propia. ....	63
Tabla 46. Pseudo-aceleración y cortante basal estructura prefabricada. Fuente: Propia. ....	63
Tabla 47. Verificación del cortante basal sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	63
Tabla 48. Verificación del cortante basal sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	64
Tabla 49. A.6.4-1. Fuente: AIS 2010. ....	65
Tabla 50. Derivas en la dirección X modelo monolítico. Fuente: Propia. ....	65
Tabla 51. Derivas en la dirección Y modelo monolítico. Fuente: Propia. ....	65
Tabla 52. Derivas en la dirección X modelo Prefabricado. Fuente: Propia. ....	66
Tabla 53. Derivas en la dirección Y modelo prefabricado. Fuente: Propia. ....	66
Tabla 54. Efectos P-Delta edificación monolítica. Fuente: Propia. ....	67
Tabla 55. Efectos P-Delta edificación prefabricada. Fuente: Propia. ....	68
Tabla 56. Solicitaciones vigas sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	72
Tabla 57. Solicitaciones vigas sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	72
Tabla 58. Datos geométrico y resistencia elemento. Fuente: Propia. ....	73
Tabla 59. Refuerzo negativo derecho. Fuente: Propia ....	74
Tabla 60. Refuerzo negativo izquierdo. Fuente: Propia.....	74
Tabla 61. Refuerzo positivo central. Fuente: Propia. ....	75
Tabla 62. Refuerzo mínimo. Fuente: Propia. ....	76

---

Tabla 63. Comparación de momentos nominales calculados. Fuente: Propia. ....	76
Tabla 64. Comparación de momentos probables. Fuente: Propia. ....	77
Tabla 65. Zona confinada extremos. Fuente: Propia. ....	78
Tabla 66. Cortante en zona confinada. Fuente: Propia. ....	78
Tabla 67. Cortante en zona no confinada. Fuente: Propia. ....	79
Tabla 68. Cortante en rotula plástica por momento nominal derecho. Fuente: Propia. ....	79
Tabla 69. Cortante en rotula plástica por momento probable derecho. Fuente: Propia. ....	79
Tabla 70. Cortante en rotula plástica por momento nominal izquierdo. Fuente: Propia. ....	79
Tabla 71. Cortante en rotula plástica por momento probable izquierdo. Fuente: Propia. ....	80
Tabla 72. Comparación de cortante nominal y probable. Fuente: Propia. ....	80
Tabla 73. Diseño a torsión. Fuente: Propia. ....	80
Tabla 74. Distribución de acero longitudinal columna sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	84
Tabla 75. Distribución de acero longitudinal columna sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	84
Tabla 76. Longitud zona confinada columnas sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	85
Tabla 77. Espaciamiento de acero transversal en área confinada y no confinada sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	86
Tabla 78. Cuantía volumétrica en dirección X sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	86
Tabla 79. Cuantía volumétrica en dirección Y sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	87
Tabla 80. Distribución ramas acero transversal sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	87
Tabla 81. Datos de curva de diagrama de interacción columna en dirección X y Y ( $\phi=1$ y un $f_y = 1.25f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	89
Tabla 82. Cortante plástica sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	89
Tabla 83. Cortante y carga axial ultima sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	89
Tabla 84. Consideración $V_c$ en cortante de columna sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	90
Tabla 85. Datos de curva de diagrama de interacción columna en dirección X y Y ( $\phi=1$ y un $f_y = f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	91

---

Tabla 86. Cálculo de $V_c$ y $V_s$ . Fuente: AIS 2010. ....	92
Tabla 87. Diseño refuerzo por cortante columna sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	93
Tabla 88. Verificación $\phi V_n$ sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	93
Tabla 89. Datos diagrama interacción columna dirección X y Y sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	94
Tabla 90: Rango de carga axial y momentos más probables sistema monolítico. Fuente: Propia.	94
Tabla 91: Análisis viga débil / columna fuerte sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	95
Tabla 92. Chequeo nudo sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	97
Tabla 93. Diseño refuerzo por cortante columna sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	97
Tabla 94. Verificación $\phi V_n$ sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	98
<i>Tabla 95. Derivas sistema monolítico. Fuente: Propia. ....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 96. Derivas sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 97. Periodo sistema monolítico. Fuente: Propia. ....</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 98. Periodo sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 99. Cortante basal sistema monolítico. Fuente: Propia. ....</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 100. Cortante basal sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....</i>	<i>102</i>
Tabla 101. Cantidades de concreto - Sistema prefabricado. Fuente: propia. ....	103
Tabla 102. Cantidades de concreto - Sistema monolítico. Fuente: propia. ....	103
Tabla 103. Relación entre volúmenes de concreto. Fuente: propia. ....	103
Tabla 104. Cantidades de acero de las vigas B y 2 - Sistema monolítico. Fuente: propia. ....	107
Tabla 105. Cantidades de acero de las vigas B y 2 - Sistema prefabricado. Fuente: propia. ....	107
Tabla 106. Relación entre cantidades de acero en vigas. Fuente: propia. ....	107
Tabla 107. Relación entre cantidades de acero en columnas. Fuente: propia. ....	108

---

## Tabla de ilustraciones

Ilustración 1. Varias configuraciones de elementos de marco prefabricados. Fuente: (ACI-ASCE Committee 550, 2009).....	26
Ilustración 2. Planta típica. Fuente: Propia. ....	31
Ilustración 3. Check model en ETABS®. Fuente: Propia.....	35
Ilustración 4. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g. Fuente: AIS 2010.....	47
Ilustración 5. Espectro de Diseño. Fuente: Propia. ....	48
Ilustración 6. Combinaciones de carga en ETABS®. Fuente: Propia.....	49
Ilustración 7. Configuración de sistema estructural en planta. Fuente: Propia. ....	52
Ilustración 8. Verificación de retrocesos en las esquinas. Fuente: AIS 2010. ....	55
Ilustración 9. Verificación por retroceso de esquina. Fuente: propia.....	56
Ilustración 10. Verificación de irregularidad del diafragma. Fuente: AIS 2010.....	56
Ilustración 11. Verificación de irregularidad de desplazamientos de los planos de acción y sistemas no paralelos. Fuente: AIS 2010. ....	57
Ilustración 12. Verificación de irregularidad por piso flexible y piso flexible extremo. Fuente: AIS 2010. ....	59
Ilustración 13. Irregularidad tipo 3ª, tipo 4ª, Tipo 5aA, tipo 5bA. Fuente: Propia. ....	61
Ilustración 14. Elementos estructurales diseñados (Vigas). Fuente: Propia. ....	70
Ilustración 15. Configuración diseño columnas ETABS®. Fuente: Propia.....	81
Ilustración 16. Cuantía solicitada y suministrada columnas sistema estructural monolítico. Fuente: Propia. ....	82
Ilustración 17. Cuantía solicitada y suministrada columnas sistema estructural prefabricado. Fuente: Propia. ....	83
Ilustración 18. Configuración refuerzo transversal Columnas DES. Fuente: AIS 2010.....	85
Ilustración 19. Requisitos de resistencia a cortante en columnas DES. Fuente: AIS 2010. ....	88

---

Ilustración 20. Diagrama de interacción Columna ( $\phi=1$ y un $f_y = 1.25f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	88
Ilustración 21. consideraciones $V_e$ y $P_u$ en cortante. Fuente: AIS 2010. ....	90
Ilustración 22. Diagrama de interacción Columna ( $\phi=1$ y un $f_y = f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	91
Ilustración 23. Chequeo columna fuerte-viga débil sistema monolítico en ETABS®. Fuente: Propia. ....	95
Ilustración 24. Chequeo columna fuerte-viga débil sistema prefabricado en ETABS®. Fuente: Propia. ....	95
Ilustración 25. Criterios cortante nudos. Fuente: Docente. ....	96
Ilustración 26. Cuantías requeridas para la viga B piso 3 - Sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	104
Ilustración 27. Cuantías requeridas para la viga 2 piso 3 - Sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	105
Ilustración 28. Cuantías requeridas para la viga B piso 3 - Sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	106
Ilustración 29. Cuantías requeridas para la viga 2 piso 3 - Sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	106
Ilustración 30. Cuantía requerida columna B2 - Sistema monolítico. Fuente: Propia. ....	108
Ilustración 31. Cuantía requerida columna B2 - Sistema prefabricado. Fuente: Propia. ....	108

## 1. Introducción

El presente documento tiene como finalidad realizar un análisis comparativo entre las edificaciones monolíticas y las prefabricadas en concreto, evaluando aspectos clave del diseño estructural bajo las exigencias del reglamento NSR-10. Este análisis es relevante dado que, en el contexto actual de la construcción, la optimización del diseño estructural se ha vuelto esencial para garantizar edificaciones seguras y eficientes, especialmente en zonas de alta sismicidad como las que se encuentran en Colombia.

El planteamiento del problema radica en las restricciones y desconfianzas asociadas al uso de elementos prefabricados en concreto reforzado. A pesar de que estos elementos ofrecen ventajas significativas en términos de control de calidad y agilidad en la construcción, la normativa colombiana impone limitaciones severas debido a la incertidumbre sobre su desempeño durante eventos sísmicos. Por consiguiente, es fundamental explorar las diferencias en el comportamiento estructural entre ambos tipos de edificaciones.

El objetivo de este estudio es identificar y describir las principales características de los elementos prefabricados en hormigón, así como examinar las ventajas y desventajas de su uso en comparación con métodos de construcción tradicionales. Además, se busca comparar métricas de diseño estructural, tales como las derivas, el período fundamental, el cortante basal y el acero de refuerzo, entre un caso de estudio de una edificación prefabricada y otra construida de manera tradicional.

Las preguntas de investigación que guiarán este análisis incluyen: ¿Cuáles son las diferencias en el comportamiento estructural entre edificaciones monolíticas y prefabricadas? ¿Qué ventajas y desventajas presentan los elementos prefabricados en términos de seguridad y eficiencia? ¿Cómo se alinean estas construcciones con las exigencias del reglamento NSR-10?

La justificación de este estudio radica en la necesidad de proporcionar un acercamiento más preciso al diseño con elementos prefabricados, permitiendo a los profesionales de la construcción

tomar decisiones informadas que optimicen sus proyectos. En efecto, la adopción de tecnologías avanzadas en la construcción no solo puede mejorar la calidad de los acabados, sino también contribuir a prácticas más sostenibles y a un menor impacto ambiental.

A continuación, se presentará una revisión de la literatura existente sobre el tema, seguida del análisis comparativo que se llevará a cabo en el caso de estudio seleccionado.



## 2. Planteamiento del problema

La construcción de edificaciones en zonas de alta sismicidad, como es el caso de Colombia, presenta desafíos significativos en términos de seguridad y eficiencia. A pesar de los avances en técnicas constructivas, persiste una incertidumbre considerable respecto al desempeño de los elementos prefabricados en concreto reforzado durante eventos sísmicos. Esta situación genera un interrogante fundamental: ¿Por qué existe una resistencia a la adopción de elementos prefabricados en la construcción, a pesar de sus ventajas en términos de control de calidad y agilidad en la edificación?

La normativa colombiana, específicamente el reglamento NSR-10, impone restricciones severas sobre el uso de estos elementos, lo que limita su implementación en proyectos de construcción. Esto plantea la necesidad de investigar y comprender las razones detrás de esta desconfianza, así como de evaluar el comportamiento estructural de las edificaciones prefabricadas en comparación con las monolíticas. En este contexto, surge la pregunta: ¿Cuáles son las diferencias clave en el comportamiento estructural entre edificaciones monolíticas y prefabricadas, y cómo se alinean estas diferencias con las exigencias del reglamento NSR-10?

La respuesta a estas interrogantes no solo es crucial para el avance de la ingeniería civil en Colombia, sino que también puede contribuir a la mejora de las prácticas constructivas, optimizando la seguridad y la sostenibilidad de las edificaciones. Por lo tanto, este estudio se propone analizar de manera exhaustiva las características, ventajas y desventajas de los elementos prefabricados en hormigón, así como su desempeño estructural en condiciones sísmicas, con el fin de proporcionar información valiosa que permita a los profesionales de la construcción tomar decisiones informadas.

### **3. Justificación**

En el contexto actual de la construcción, la necesidad de optimizar el diseño estructural de edificaciones es más crucial que nunca. La expansión urbana y la demanda de construcciones más eficientes y seguras han impulsado el desarrollo de tecnologías avanzadas y métodos constructivos innovadores, entre los cuales se destacan las edificaciones prefabricadas. La adopción de este enfoque constructivo plantea la necesidad de comprender y evaluar su desempeño bajo las normativas locales, como el reglamento NSR-10.

Las estructuras monolíticas, tradicionalmente utilizadas, han demostrado ser fiables y seguras, especialmente en zonas sísmicas. Sin embargo, las edificaciones prefabricadas ofrecen ventajas significativas en términos de tiempo de construcción y control de calidad. A pesar de estos beneficios, persisten desafíos en la adopción generalizada de elementos prefabricados, principalmente relacionados con la percepción de su desempeño sísmico y la adecuación a las normativas vigentes.

Esta monografía tiene como objetivo realizar un análisis comparativo entre las edificaciones monolíticas y las prefabricadas en concreto, evaluando aspectos críticos como las derivas, el período fundamental, el cortante basal y el acero de refuerzo. El estudio se enfoca en identificar las diferencias clave en las métricas de diseño estructural bajo las condiciones y exigencias del reglamento NSR-10. A través de esta comparación, se busca proporcionar un acercamiento más preciso al diseño con elementos prefabricados, permitiendo a los profesionales de la construcción tomar decisiones informadas para optimizar sus proyectos en términos de seguridad, eficiencia y sostenibilidad.

## **4. Objetivos**

### **4.1. Objetivo general**

Realizar un análisis comparativo entre las edificaciones monolíticas y las prefabricadas en concreto, evaluando aspectos clave como las derivas, el período fundamental, el cortante basal y el acero de refuerzo, con el objetivo de identificar las diferencias en el diseño estructural bajo las exigencias del reglamento NSR-10.

### **4.2. Objetivos específicos**

- Identificar y describir las principales características de los elementos prefabricados en hormigón.
- Examinar las ventajas y desventajas de utilizar elementos prefabricados en hormigón en comparación con métodos de construcción tradicionales.
- Comparar las métricas de diseño estructural, como las derivas, el período fundamental, el cortante basal y el acero de refuerzo, entre un caso de estudio de una edificación prefabricada y otra construida de manera tradicional, de acuerdo con el reglamento NSR-10.
- Explorar las diversas aplicaciones de los elementos prefabricados en hormigón en la construcción actual.

## 5. Generalidades del proyecto

### 5.1. Información disponible

Archivo planta arquitectónica:

<b>Planos Arquitectónicos</b>	
<b>Nombre archivo</b>	<b>Contiene</b>
Proyecto.dwg	Vista en planta típica y sistema de piso

### 5.2. Normas aplicables

En el análisis y diseño de toda la estructura, se cumplieron, pero sin limitarse a éstos, con los requerimientos pertinentes establecidos en:

- Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

### 5.3. Software utilizado

- Para la modelación de la estructura, verificación de su comportamiento y para el cálculo de solicitaciones se utilizó el programa ETABS® 2021.
- Microsoft Excel como herramienta de cálculo en el análisis estructural.
- AutoCAD como herramienta de dibujo y generación de planos estructurales.

## **6. Hipótesis**

### **6.1. Hipótesis de Trabajo**

Se plantea que las edificaciones prefabricadas en concreto reforzado, diseñadas conforme al reglamento, presentan un desempeño estructural comparable al de las edificaciones monolíticas en términos de resistencia sísmica y estabilidad. Esto sugiere que, a pesar de las percepciones negativas sobre su seguridad, los elementos prefabricados pueden ser una alternativa viable y eficiente en la construcción de edificios en zonas de alta sismicidad.

#### ***6.1.1. Hipótesis Nula***

No existe diferencia significativa en el desempeño estructural entre las edificaciones prefabricadas en concreto reforzado y las edificaciones monolíticas en términos de resistencia sísmica y estabilidad, independientemente de las condiciones de diseño y construcción.

#### **6.1.1.1. Hipótesis Alterna**

Existe una diferencia significativa en el desempeño estructural entre las edificaciones prefabricadas en concreto reforzado y las edificaciones monolíticas en términos de resistencia sísmica y estabilidad, lo que sugiere que las edificaciones prefabricadas pueden ofrecer ventajas en ciertas condiciones de diseño y construcción.

#### ***6.1.1.1.1. Variables***

Las variables independientes en este estudio son el tipo de construcción (prefabricada vs. monolítica) y las condiciones de diseño (cumplimiento del reglamento NSR-10). Las variables dependientes son el desempeño estructural, medido a través de la resistencia sísmica y la estabilidad de las edificaciones durante eventos sísmicos.

## 7. Marco teórico

En las últimas décadas, la industria de la construcción ha experimentado significativos avances tecnológicos, destacándose el uso de elementos prefabricados en concreto reforzado. Estos componentes han revolucionado la manera en que se diseñan y ejecutan los proyectos constructivos, permitiendo no solo una mayor rapidez en la edificación, sino también una mejora en la calidad y precisión de las estructuras. Sin embargo, la adopción de estas tecnologías aún enfrenta barreras, tanto en términos de conocimiento técnico como de percepción del mercado (Alshaikh et al., 2022).

El concreto prefabricado se refiere a elementos de concreto que se fabrican en un entorno controlado, como una fábrica, y luego se transportan al sitio de construcción para su ensamblaje. Esta técnica permite una mayor calidad y uniformidad en los componentes debido a las condiciones controladas de fabricación (Elliott, 2002). Además, la construcción prefabricada puede reducir significativamente el tiempo de construcción, lo que es esencial en proyectos que requieren entregas rápidas. A pesar de estas ventajas, la implementación de concreto prefabricado en algunos países, como Colombia, enfrenta desafíos regulatorios y de aceptación debido a preocupaciones sobre su desempeño sísmico.

El problema central abordado en esta revisión radica en las restricciones y desconfianzas asociadas al uso de elementos prefabricados en concreto reforzado en Colombia. A pesar de que estos elementos ofrecen ventajas significativas en términos de control de calidad y agilidad en la construcción, la normativa colombiana NSR-10 impone limitaciones severas debido a la incertidumbre sobre su desempeño durante eventos sísmicos. Este es un aspecto crucial en el contexto de la ingeniería civil, ya que el uso eficiente de elementos prefabricados podría mejorar notablemente la calidad de los acabados y emular las estructuras fundidas in situ, siempre y cuando se garantice su seguridad sísmica (ACI-ASCE Committee 550, 2009; AIS, 2010).

Kim S. Elliott (2002) destaca que una de las principales ventajas del concreto prefabricado es la reducción de residuos en el sitio de construcción, lo que contribuye a prácticas más sostenibles y a un menor impacto ambiental. Además, el uso de elementos prefabricados permite una mejor

gestión de los recursos y una optimización del tiempo, ya que la fabricación y el ensamblaje pueden llevarse a cabo simultáneamente. Sin embargo, uno de los principales desafíos sigue siendo la integración de estos elementos en un sistema estructural coherente y seguro, especialmente en zonas sísmicas.

Wang et al. (2018) enfatizan la importancia de desarrollar detalles de conexión que emulen el comportamiento de las estructuras monolíticas de concreto vaciado en sitio. Estos detalles deben mejorar la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de las juntas prefabricadas para asegurar un desempeño sísmico adecuado. La investigación y pruebas experimentales de nuevas juntas viga-columna han mostrado que es posible alcanzar un desempeño similar al de las estructuras vaciadas in situ, siempre que se utilicen diseños y materiales adecuados.

Los desafíos actuales incluyen la necesidad de establecer métodos confiables para el análisis y diseño de estos elementos, asegurando que sean capaces de resistir cargas sísmicas de manera eficaz. Esta monografía se enfoca en explorar estas cuestiones, proporcionando una revisión exhaustiva de la literatura existente, destacando tanto las ventajas como las limitaciones de los elementos prefabricados en concreto reforzado.

Las conexiones en los elementos prefabricados de hormigón reforzado son críticas, ya que estas áreas suelen ser las más vulnerables durante un sismo. Según Yu et al. (2019), las fallas en estas conexiones pueden llevar a daños significativos en la estructura global. Por esta razón, gran parte de las investigaciones a nivel global se han centrado en fortalecer estas conexiones para mejorar la resiliencia sísmica de las estructuras prefabricadas.

Diversos estudios han abordado la mejora de las conexiones para elementos prefabricados. Wang et al. (2018) llevaron a cabo un estudio experimental sobre una nueva junta viga-columna en estructuras de hormigón pretensado prefabricado. Esta junta utiliza barras de acero convencional reemplazables que actúan como disipadores de energía y cables postensados que ayudan a la estructura a volver a su posición original tras un sismo. Los resultados indicaron que esta nueva junta ofrece un desempeño similar al de las conexiones fundidas in situ, con la ventaja adicional de ser más fácil y rápida de ensamblar en el sitio de construcción.

Otra propuesta innovadora incluye una conexión mejorada de ferrules en U (URF) para columnas prefabricadas. Esta conexión no solo mejora la capacidad de carga lateral y la ductilidad de las columnas, sino que también reduce la cantidad de concreto de vertido necesario en el sitio. La principal ventaja de la conexión URF mejorada es su capacidad para mantener la integridad estructural bajo cargas sísmicas significativas, lo que la convierte en una opción viable para construcciones en zonas sísmicas (Yu et al., 2019).

El acero juega un papel fundamental en la mejora de las conexiones en estructuras prefabricadas. Shi et al. (2022) presentaron juntas de acero que pueden ensamblarse fácilmente en el sitio de construcción, mejorando tanto la eficiencia como la seguridad. Estas juntas permiten una conexión rápida y segura entre los componentes prefabricados, eliminando la necesidad de soldaduras complicadas y costosas.

El desempeño sísmico de las juntas viga-columna con conexión atornillada también ha sido investigado, mostrando que las conexiones atornilladas mejoran significativamente la capacidad de carga y la disipación de energía, lo que es crucial para mantener la integridad estructural durante un sismo (Ding et al., 2021). En la Tabla 1 se presenta una comparación de las investigaciones de Shi et al. (2022), Ding et al. (2021), Wang et al. (2018) y Yu et al. (2019) en relación con la importancia del acero en las conexiones.

*Tabla 1. Comparación de Investigaciones sobre Conexiones de Acero en Estructuras Prefabricadas, Fuente: Propia.*

Estudio	Tipo de Conexión	Descripción	Ventajas Principales
Shi et al. (2022)	Juntas de acero	Conexiones de acero que pueden ser ensambladas rápidamente en el sitio de construcción.	Ensamblaje rápido y seguro, alta eficiencia.
Ding et al. (2021)	Conexión atornillada viga-columna	Conexiones atornilladas que mejoran la resistencia sísmica de las uniones viga-columna.	Mejora en capacidad de carga y disipación de energía.
Wang et al. (2018)	Junta viga-columna innovadora	Nueva junta con barras de acero suave y cables postensados que ayudan a la estructura a volver a su posición original tras un sismo.	Desempeño similar a conexiones in situ, fácil ensamblaje.
Yu et al. (2019)	Conexión de ferrules en U mejorada	Conexiones mejoradas de ferrules en U que mejoran la capacidad de carga y la ductilidad de las columnas.	Mejora de capacidad de carga y ductilidad, menor vertido.



Además de mejorar la respuesta sísmica, los elementos prefabricados buscan optimizar la calidad y la eficiencia en diversos aspectos de la construcción. Una de las innovaciones destacadas en este campo son los paneles tipo sándwich de hormigón armado, que combinan propiedades estructurales con un alto rendimiento térmico. Estos paneles, como destacan O’Hegarty y Kinnane (2020), son ligeros, reducen el peso total de la estructura y mejoran la eficiencia energética del edificio.

En la misma línea de búsqueda de soluciones eficientes y de alto rendimiento, se presenta un innovador sistema de marco de concreto prefabricado diseñado para resistir múltiples amenazas, conocido como marco MHRPC. Este sistema, introducido por Lin et al. (2018), integra tendones de pretensado, ángulos de acero para disipar energía y placas de corte, cumpliendo con los requisitos de diseño para colapsos sísmicos y progresivos. La utilización de ángulos, placas y camisas de acero permite la conexión atornillada entre vigas y columnas, eliminando la necesidad de soldadura en el sitio de construcción y mejorando la calidad y seguridad de las estructuras. De esta forma, tanto los paneles tipo sándwich como el sistema MHRPC representan avances significativos en la búsqueda de soluciones prefabricadas que no solo aumenten la eficiencia constructiva, sino que también proporcionen un rendimiento superior en términos de seguridad y sostenibilidad.

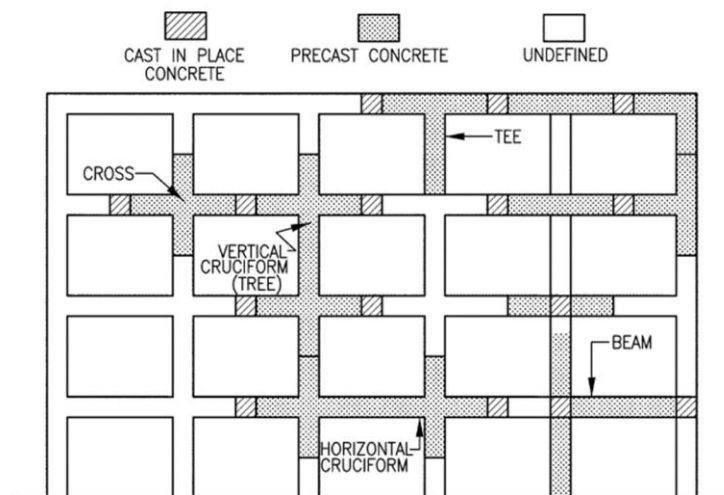
Paralelamente a estos desarrollos, el uso de tecnologías avanzadas como el machine learning y la tecnología BIM está revolucionando el diseño de estructuras prefabricadas. La investigación en machine learning permite agilizar el diseño de edificaciones al identificar puntos vulnerables y mejorar continuamente a través del aprendizaje automático. Este enfoque resulta en un diseño más preciso y eficiente de las conexiones en hormigón prefabricado, ofreciendo soluciones optimizadas y adaptativas a las necesidades estructurales (Nitin Dahiya et al., 2023).

Complementando estos avances, la tecnología BIM permite la creación de modelos tridimensionales detallados, facilitando la gestión de recursos y la coordinación entre los diferentes componentes estructurales. Esta capacidad no solo mejora la precisión del diseño, sino que también reduce errores y acelera el desarrollo de proyectos. La integración de BIM en el proceso de diseño

permite una mejor visualización y planificación, lo que resulta en una ejecución más eficiente y efectiva de los proyectos constructivos (Zhang et al., 2021).

En el contexto colombiano, la Guía para Emular el Detallado de Concreto Vaciado in Situ para el Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Prefabricado (ACI-ASCE Committee 550, 2009) es muy útil. Esta guía proporciona detalles sobre cómo las conexiones en estructuras prefabricadas pueden emular el comportamiento de las estructuras monolíticas vaciadas in situ, mejorando su aceptación en regiones sísmicas. En Colombia, la normativa NSR-10 establece estrictos requisitos para la construcción sismo-resistente, lo que ha generado cierta desconfianza hacia el uso de elementos prefabricados debido a dudas sobre su desempeño sísmico (AIS, 2010).

La Ilustración 1 muestra varias configuraciones de elementos de marco prefabricados, destacando las posibles configuraciones y su aplicación en el diseño estructural. Esta capacidad de emulación es crucial, ya que permite que las estructuras prefabricadas cumplan con los mismos estándares de seguridad y rendimiento que las estructuras vaciadas in situ.



*Ilustración 1. Varias configuraciones de elementos de marco prefabricados. Fuente: (ACI-ASCE Committee 550, 2009)*

La guía del ACI destaca que los detalles emulativos deben asegurar que las conexiones mantengan una rigidez y resistencia equivalentes a las de las estructuras monolíticas. Este enfoque no solo facilita la construcción y reduce el tiempo en el sitio, sino que también mejora la calidad y

la uniformidad de las conexiones, asegurando un desempeño adecuado durante eventos sísmicos. La especificación y delineación de tamaños, ubicaciones, capas, tipos y cantidades de barras de refuerzo o cables son responsabilidad del diseñador, lo que permite un alto grado de personalización y precisión en el diseño (ACI-ASCE Committee 550, 2009).

Para los constructores, esta opción puede ser muy atractiva debido a todas las ventajas que ofrece. La emulación de detalles de concreto vaciado en sitio no solo permite cumplir con las normativas locales y asegurar un alto rendimiento sísmico, sino que también facilita una construcción más rápida y eficiente. Esto se traduce en costos reducidos y en una mayor calidad del producto final, lo que resulta en proyectos más competitivos y sostenibles.

## **8. Motivación para la elección del caso de estudio**

La elección de estudiar los elementos prefabricados surge de su creciente atractivo como una opción innovadora y versátil en la construcción. Estos elementos permiten la incorporación de diversas tecnologías, tanto en el proceso de fundición en laboratorio como en el ensamblaje en obra. Además, la integración con la tecnología BIM (Building Information Modeling) facilita la coordinación entre múltiples disciplinas involucradas, como la arquitectura, las instalaciones eléctricas y los sistemas hidráulicos, lo que optimiza el proceso constructivo.

Un aspecto especialmente interesante de los elementos prefabricados es la posibilidad de explorar los avances en los acabados. Tecnologías avanzadas nos ofrecen soluciones como muros prefabricados no estructurales con aislamiento térmico y acústico, o losas con acabados industriales estéticos que reducen la necesidad de obra blanca. Estos aspectos no solo mejoran la calidad y funcionalidad de las edificaciones, sino que también contribuyen a su rentabilidad.

Si bien esta monografía se centrará exclusivamente en los aspectos estructurales y de diseño de los elementos prefabricados, representa un primer paso hacia una comprensión más amplia de las edificaciones prefabricadas como una opción rentable, innovadora y tecnológicamente avanzada para el futuro de la construcción.

## 9. Descripción de la edificación de estudio

La edificación en estudio es un edificio residencial de 5 pisos, ubicado en el municipio de Caldas, Antioquia, una zona clasificada como de alta amenaza sísmica según la normativa colombiana. La estructura tiene unas dimensiones de 14.6 metros de ancho por 19 metros de fondo, con una altura entre pisos de 3 metros.

La edificación ha sido diseñada para soportar una carga total de 9.11 kN/m<sup>2</sup> por piso, desglosada en 7.31 kN/m<sup>2</sup> de carga muerta, adicional al peso propio de vigas y columnas, y 1.8 kN/m<sup>2</sup> de carga viva, en la Tabla 2 se especifica que valores se toman para cada una de las cargas muertas y en la Tabla 3 está el total de cargas vivas y muertas.

*Tabla 2. Cargas Muertas según reglamento NSR10.*

Losa	2.56	kN/m <sup>2</sup>
Acabados	1.6	kN/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.15	kN/m <sup>2</sup>
Particiones	3	kN/m <sup>2</sup>
Total	7.31	kN/m <sup>2</sup>

*Tabla 3 Total Cargas según reglamento NSR10.*

Carga Muerta	7.31	kN/m <sup>2</sup>
Carga Viva	1.8	kN/m <sup>2</sup>
Total Carga	9.11	kN/m <sup>2</sup>

Estas cargas han sido calculadas conforme a las especificaciones del reglamento NSR-10, que establece los criterios y parámetros a seguir para garantizar la seguridad y estabilidad estructural en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad.

Con respecto a la cubierta en la Tabla 4 están especificadas las cargas con las que se diseñará teniendo en cuenta solo una parte de la carga que se tendrá en los otros pisos.

*Tabla 4. Cargas Cubierta según reglamento NSR10.*

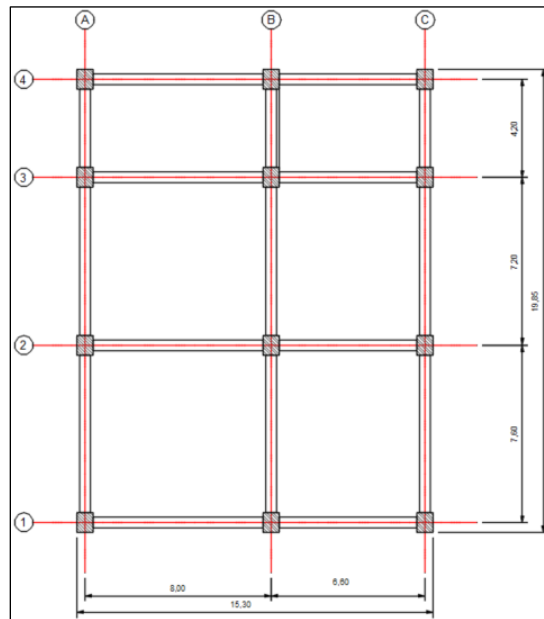
Losa	2.56	kN/m <sup>2</sup>
Acabados	1.1	kN/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.15	kN/m <sup>2</sup>
Carga Viva	1.8	kN/m <sup>2</sup>
Total Carga Cubierta	5.61	kN/m <sup>2</sup>

El tipo de suelo sobre el cual se erige la edificación ha sido clasificado como tipo D, según la clasificación del reglamento NSR-10. Los parámetros sísmicos utilizados en el diseño estructural corresponden a los especificados para el municipio de Caldas, asegurando que la edificación cumpla con las exigencias de seguridad establecidas por la normativa local.

La edificación cuenta con un sistema estructural aporticado, el cual está compuesto por marcos rígidos de concreto reforzado que proporcionan resistencia tanto a las cargas gravitacionales como a las fuerzas sísmicas. Este tipo de sistema es comúnmente utilizado en zonas de alta sismicidad debido a su capacidad para disipar energía y reducir los desplazamientos durante un evento sísmico.

El material principal utilizado en la construcción es concreto reforzado, seleccionado por su durabilidad, resistencia y capacidad de adaptación a diversas configuraciones estructurales. El hormigón armado combina, el concreto que es fuerte en compresión, con barras de acero, que son fuertes en tracción, creando un material compuesto que es ideal para soportar las diversas cargas que actúan sobre la edificación.

Para el análisis estructural, se ha optado por emplear secciones fisuradas, lo que implica considerar las dimensiones de los elementos estructurales con la fisuración que podría presentarse durante un evento sísmico. Este enfoque permite realizar una evaluación preliminar del comportamiento estructural bajo cargas de diseño, proporcionando una base sólida para comparaciones posteriores entre los modelos monolíticos y los prefabricados.



*Ilustración 2. Planta típica. Fuente: Propia.*

Teniendo en cuenta lo descrito anteriormente se obtuvo un predimensionamiento de vigas y columnas para cada sistema estructural con las siguientes dimensiones:

- Para la losa de ambos sistemas estructurales, la cual será aligerada en 2 direcciones, se obtuvieron las siguientes dimensiones.

*Tabla 5. Dimensiones losa aligerada para ambos sistemas estructurales. Fuente propia.*

<b>Datos Supuestos</b>		
<b>1D /2D</b>	<b>La carga se transmite en ambas direcciones (2D)</b>	<b>Unidad</b>
bw_top	100.00	mm
bw_bot	100.00	mm
bw_prom	100.00	mm
h	450.00	mm
h_f	50.00	mm
S	1000.00	mm
S_libre	900.00	mm

- Para las dimensiones de las vigas se obtuvieron los siguientes valores.

Tabla 6. Predimensionamiento vigas para ambos sistemas estructurales. Fuente: Propia.

Dimensiones Mínimas			
Viga	Capacidad disipación de energía	(mm) - Según Tabla CR.	b_v (mm)
Viga 4 - AB	DES	700.00	350.00
Viga 4 - BC	DES	700.00	350.00
Viga 3 - AB	DES	700.00	350.00
Viga 3 - BC	DES	700.00	350.00
Viga 2 - AB	DES	700.00	350.00
Viga 2 - BC	DES	700.00	350.00
Viga 1 - AB	DES	700.00	350.00
Viga 1 - BC	DES	700.00	350.00
Viga A - 43	DES	700.00	350.00
Viga A - 32	DES	700.00	350.00
Viga A - 21	DES	700.00	350.00
Viga B - 43	DES	700.00	350.00
Viga B - 32	DES	700.00	350.00
Viga B - 21	DES	700.00	350.00
Viga C - 43	DES	700.00	350.00
Viga C - 32	DES	700.00	350.00
Viga C - 21	DES	700.00	350.00

- Para las dimensiones de las columnas se obtuvieron los siguientes valores.

Tabla 7. Predimensionamiento sistema estructural monolítico. Fuente: Propia.

Dimensiones Mínimas							
Columnas	Capacidad disipación de energía	Tipo Sección	¿Es Columna de Extremo?	h_c (mm) - D(mm) ( Para circular)	b_c (mm)	Ag_c(mm2)	
A4	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
A3	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
A2	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
A1	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B4	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B3	DES	Rectangular	No	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B2	DES	Rectangular	No	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B1	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C4	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C3	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C2	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C1	DES	Rectangular	Si	550	700	385000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5

Tabla 8. Predimensionamiento sistema estructural prefabricado. Fuente: Propia.

Dimensiones Mínimas							
Columnas	Capacidad disipación de energía	Tipo Sección	¿Es Columna de Extremo?	h_c (mm) - D(mm) ( Para circular)	b_c (mm)	Ag_c(mm2)	
A4	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
A3	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
A2	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
A1	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B4	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B3	DES	Rectangular	No	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B2	DES	Rectangular	No	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
B1	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C4	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C3	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C2	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5
C1	DES	Rectangular	Si	700	700	490000	Cumple C.21.6 ó C.21.3.5



## **10. Modelado estructural**

### **10.1. Procedimiento de modelado**

El software utilizado para el modelado estructural es ETABS® 2021, complementado con el uso de Excel para la verificación de los datos, asegurando así la precisión en todo el proceso.

#### ***10.1.1. Definición de los materiales***

El primer paso en el modelado es la selección adecuada de los materiales. Es fundamental definir la resistencia del concreto para cada elemento estructural, ya que esta propiedad influye directamente en la capacidad de carga y en el comportamiento global de la edificación bajo diversas solicitaciones.

La resistencia del concreto se determina de acuerdo con las cargas a las que estarán sometidos los elementos y los requisitos de diseño establecidos en el reglamento NSR-10. Es crucial que cada tipo de elemento estructural, como vigas, columnas y losas, cuente con una resistencia adecuada, teniendo en cuenta los esfuerzos derivados de cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas. Además, la resistencia del concreto debe armonizarse con las propiedades de otros materiales, como el acero de refuerzo, para asegurar un rendimiento estructural equilibrado.

#### ***10.1.2. Predimensionamiento***

Definidos los materiales, se procede a realizar un predimensionamiento en Excel, seleccionando una configuración arquitectónica básica y asignando las dimensiones iniciales para columnas y vigas. Estos datos se ingresan en el software ETABS®. Es importante destacar que este es un proceso iterativo, ya que cualquier modificación en las dimensiones o en las propiedades de los materiales puede requerir ajustes en el modelo.

### ***10.1.3. Definición de las cargas***

Se asignaron al modelo los casos de carga correspondientes a carga viva, carga muerta y los casos de análisis sísmico en las direcciones X y Y, conforme a los apartados anteriores.

### ***10.1.4. Definición de los elementos estructurales***

En ETABS®, se asignaron los elementos estructurales tipo "frame", los cuales corresponden a las vigas y columnas del diseño. Estas se conectan entre sí para formar el esqueleto estructural de la edificación, utilizando las dimensiones obtenidas durante el predimensionamiento. Esta conectividad es esencial para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura ante las solicitaciones impuestas.

### ***10.1.5. Definición de la losa***

La losa fue modelada como un elemento tipo "Shell" desactivando los grados de libertad fuera del plano. No se le asignó peso propio; en su lugar, se aplicó una carga uniforme ("Shell Uniform Load") en la que se incluyeron todas las cargas correspondientes, como el peso propio de la losa, acabados, instalaciones, particiones y carga viva en todos los niveles. Para el nivel de la terraza, se consideró una carga de particiones de 1.1 kN/m<sup>2</sup>.

### ***10.1.6. Fisuración de los elementos estructurales***

Para un enfoque más conservador, tanto en el modelo monolítico como en el prefabricado, se consideraron secciones fisuradas al 50%, conforme a lo estipulado en el ítem C.8.8.2 (b) del reglamento NSR-10, aplicándose este criterio tanto en vigas como en columnas. Además, para las vigas, se redujo el factor de rigidez torsional a 0.01, con el objetivo de minimizar su contribución torsional en el comportamiento estructural.

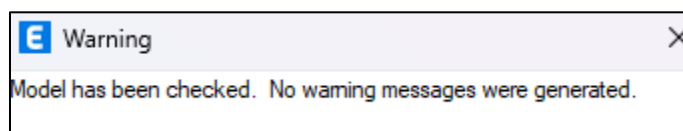
### ***10.1.7. Rigidez en los nudos***

En el modelo monolítico, se asumió una rigidez del 60% en los nudos, mientras que en el modelo prefabricado se consideró una rigidez del 20%, en coherencia con las condiciones críticas de las edificaciones prefabricadas, donde las conexiones suelen ser un punto sensible.

### ***10.1.8. Check model***

Se lleva a cabo un chequeo del modelo para garantizar que la geometría estructural sea precisa. Este proceso incluye la verificación de que las uniones entre nodos, áreas y elementos tipo "frame" (vigas y columnas) coincidan correctamente, evitando desalineaciones que puedan comprometer la integridad del modelo. Además, se revisa que todos los elementos estructurales estén correctamente conectados, asegurando que la transmisión de cargas y esfuerzos a través de la estructura se realice de manera continua y sin interrupciones, lo cual es fundamental para un análisis estructural preciso y confiable.

En la Ilustración 3, se muestra el proceso de verificación del modelo en el software ETABS® ("Check Model").



*Ilustración 3. Check model en ETABS®. Fuente: Propia.*

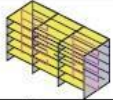


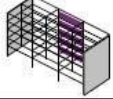
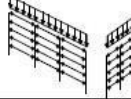
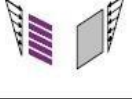

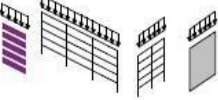
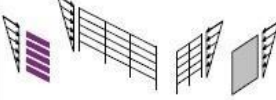




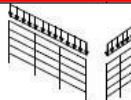

## 11. Generalidades para el diseño estructural

### 11.1. Sistema estructural

La estructura será construida en concreto reforzado, cumpliendo las exigencias de la norma sismo resistente del reglamento Colombiano NSR-10.

El reglamento NSR-10 en su apéndice A.3.2.1, reconoce cuatro tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica como se puede observar en la Tabla 9, donde cada uno de ellos se dividen en función del tipo de elemento vertical que posee la estructura para resistir las fuerzas sísmicas, además del grado de disipación de energía del material estructural utilizado. De estos el que se usará para el diseño de la estructura será el sistema de pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía que se muestra en la Tabla 10.

Tabla 9. Definición del Sistema estructural. Fuente: AIS 2010.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SISMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

### 11.1.1. Determinación del $R_0$ para ambos sistemas estructurales

- **Sistema estructural monolítico**

Para la determinación del factor  $R_0$  en el sistema monolítico se tuvo en cuenta la tabla A.3-3 del reglamento NSR-10, aunque este establece que para un sistema de resistencia sísmica de concreto y capacidad de disipación de energía DES que  $R_0 = 7$ , para este trabajo se tomó un valor de  $R_0=5$  con el fin de ser más conservadores en el diseño de la estructura.

Tabla 10. Tabla A-3-3. Fuente: AIS 2010.

NSR-10 — Capítulo A.3 — Requisitos generales de diseño sismo resistente									
Tabla A.3-3									
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)									
C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
<b>1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)</b>									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota- 3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite

- **Sistema estructural prefabricado**

Para la determinación del factor  $R_0$  en el sistema prefabricado se tuvo en cuenta la tabla el apartado A.3.1.7 del reglamento NSR-10 el cual establece que para este tipo de sistemas estructurales  $R_0$  de tomarse como 1.5.

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

## 11.2. Método de análisis

El método de diseño seleccionado es el análisis dinámico elástico espectral, según lo establecido en el título A.5 del reglamento NSR-10. Este enfoque permite evaluar el comportamiento de la estructura frente a acciones sísmicas, considerando la respuesta dinámica de la edificación y garantizando que el diseño cumpla con los requisitos normativos de seguridad estructural.

## 11.3. Propiedades de los materiales

### 11.3.1. Concreto

Para el análisis de la estructura, se utilizó concreto con un peso volumétrico de 2,40 t/m<sup>3</sup>. La resistencia a la compresión a los 28 días fue de  $f'c = 28$  MPa para las losas, y de  $f'c = 35$  MPa para vigas, columnas y muros.

### 11.3.2. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado cumple con la norma NTC 2289 (ASTM A706), con una resistencia nominal a la fluencia de  $f_y = 420$  MPa. Se emplearán barras de acero corrugado. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo no preesforzado es  $E_s = 200.000$  MPa, y su densidad es de 7.800 kg/m<sup>3</sup>.

## **11.4. Análisis de cargas verticales**

Para el análisis de las cargas verticales, se consideró la carga muerta asociada al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, la sobrecarga impuesta por acabados, particiones e instalaciones, y la carga viva de acuerdo con el tipo de ocupación de la edificación, en este caso, una edificación residencial.

### ***11.4.1. Peso propio***

El peso propio corresponde al peso de los elementos que conforman la estructura, considerando la densidad del material y el volumen de los elementos estructurales, como vigas, columnas y losas aligeradas.

#### ***11.4.1.1.1. Cargas sobreimpuestas***

Las cargas sobreimpuestas son aquellas cargas muertas adicionales que se añaden a la estructura, como los acabados de piso, muros e instalaciones.

#### ***11.4.1.1.2. Acabados***

Dado que la estructura es un edificio residencial, se utilizó una carga sobreimpuesta correspondiente a los acabados de pisos y superficies. Para el cálculo, se consideró el “componente pisos y acabados, tipo: Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo” con una carga muerta de 1.6 kN/m<sup>2</sup> en planta. En la Tabla 11, se pueden observar las cargas muertas mínimas de los elementos no estructurales horizontales (acabados), que sirvieron como referencia para este cálculo.

Tabla 11. Tabla B.3.4.1-3. Cargas muertas (acabados). Fuente: AIS 2010.

Tabla B.3.4.1-3  
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Pisos y acabados</b>		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

### 11.4.1.1.3. Fachadas / particiones

Dado que la estructura es un edificio residencial, la carga sobrepuesta correspondiente a fachadas y particiones, para una "ocupación o uso" tipo residencial, se ha determinado como "fachadas y particiones de mampostería". Esta carga muerta tiene un valor de 3.0 kN/m<sup>2</sup> de área en planta. En la Tabla 12, se pueden observar las cargas muertas mínimas de los elementos no estructurales (fachadas y particiones), utilizadas como referencia en este cálculo.

Tabla 12. Tabla B.3.4.3-1. Cargas muertas (fachadas/particiones). Fuente: AIS 2010.

Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales  
cuando no se efectúe un análisis más detallado

Ocupación	Fachada y particiones (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Fachada y particiones (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	
<b>Reunión</b>	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
<b>Oficinas</b>	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
<b>Educativos</b>	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
<b>Fabricas</b>	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
<b>Institucional</b>	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
<b>Comercio</b>	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
<b>Residencial</b>	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
<b>Almacenamiento</b>	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
<b>Garajes</b>	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100



#### 11.4.1.1.4. Instalaciones

Dado que la estructura es un edificio residencial, la carga sobreimpuesta correspondiente a las instalaciones, para un "componente" tipo "ductos mecánicos", tiene un valor de carga muerta de 0.2 kN/m<sup>2</sup> de área en planta. En la Tabla 13. Tabla B.3.4.1-1. Cargas muertas (instalaciones). Fuente: AIS 2010., se pueden observar las cargas muertas mínimas de los elementos no estructurales horizontales (instalaciones), utilizadas como referencia en este cálculo.

Tabla 13. Tabla B.3.4.1-1. Cargas muertas (instalaciones). Fuente: AIS 2010.

Tabla B.3.4.1-1  
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Cielo raso</b>		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

#### 11.4.2. Carga viva

Dado que la estructura es un edificio residencial, la “ocupación o uso” utilizada para el cálculo de la carga viva fue “cuartos privados y sus corredores”, con un valor de carga viva uniforme de 1.8 kN/m<sup>2</sup> de área en planta. En la Tabla 14. Tabla B.4.2.1-1. Fuente: AIS 2010., se pueden observar las cargas vivas mínimas según la ocupación o uso, utilizadas como referencia en este cálculo.

Tabla 14. Tabla B.4.2.1-1. Fuente: AIS 2010.

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Reunión</b>	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
<b>Oficinas</b>	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
<b>Educativos</b>	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
<b>Fábricas</b>	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
<b>Institucional</b>	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
<b>Comercio</b>	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
<b>Residencial</b>	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
<b>Almacenamiento</b>	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
<b>Garajes</b>	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2,000 kg de capacidad.	5.0	500
<b>Coliseos y Estadios</b>	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

## 11.5. Cargas sísmicas

El espectro elástico de aceleraciones se calculó siguiendo los criterios establecidos en el reglamento NSR-10, considerando los parámetros sísmicos específicos de la zona.

Para el análisis estructural, se crearon dos casos de análisis modal espectral en las direcciones X y Y, teniendo en cuenta el sismo de diseño. La estructura se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica alta, según el reglamento NSR-10, y los valores relevantes para el cálculo de la carga sísmica que podría afectar la estructura se detallan a continuación.

### 11.5.1. Tipo del suelo

La NSR-10 define una clasificación para los diferentes perfiles de suelo como se puede apreciar en la Tabla 15.

Tabla 15. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: AIS 2010.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $\bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $\bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$ , o $\bar{s}_{u1} \geq 100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s > $\bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$ , o $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) > $\bar{s}_{u1} \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180$ m/s > $\bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total <b>H</b> mayor de 3 m de arcillas blandas	<b>IP</b> > 20 <b>w</b> $\geq$ 40% $50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> ) > $\bar{s}_{u1}$
F	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: <b>F<sub>1</sub></b> — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F<sub>2</sub></b> — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( <b>H</b> > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F<sub>3</sub></b> — Arcillas de muy alta plasticidad ( <b>H</b> > 7.5 m con índice de Plasticidad <b>IP</b> > 75) <b>F<sub>4</sub></b> — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( <b>H</b> > 36 m)	

El perfil de suelo correspondiente a este proyecto es del tipo D, lo cual influye directamente en la respuesta sísmica de la estructura, de acuerdo con las especificaciones del reglamento NSR-10.

### 11.5.2. Nivel de amenaza sísmica

De acuerdo con la Tabla 16, que muestra los coeficientes sísmicos  $A_a$  y  $A_v$  para la región de Caldas, Antioquia, se ha determinado un valor de  $A_a = 0.20$  y  $A_v = 0.25$ . Además, considerando que el perfil de suelo para este proyecto es de tipo D, se obtiene un valor de  $F_a = 1.40$ , tal como se observa en la Tabla 17, correspondiente al coeficiente  $F_a$  para la zona de periodos cortos del espectro y suelo tipo D.

Tabla 16. Coeficiente  $A_a$  y  $A_v$  para Caldas, Antioquia. Fuente: AIS 2010.

Municipio	Código Municipio	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica	$A_e$	$A_d$
Medellín	05001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Abejorral	05002	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Abriaquí	05004	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Alejandro	05021	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Amagá	05030	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Amalfi	05031	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Andes	05034	0.25	0.30	Alta	0.17	0.10
Angelópolis	05036	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Angostura	05038	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Anorí	05040	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Anzá	05044	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Apartadó	05045	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Arboletes	05051	0.10	0.20	Intermedia	0.05	0.03
Argelia	05055	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Armenia	05059	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Barbosa	05079	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Bello	05088	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Belmira	05086	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Betania	05091	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Betulia	05093	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Briceño	05107	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Buriticá	05113	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cañasgordas	05138	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cáceres	05120	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.03
Calcedo	05125	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Caldas	05129	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08

Tabla 17. Coeficiente  $F_a$  para la zona de periodos cortos del espectro y suelo tipo D. Fuente: AIS 2010.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

De acuerdo con lo anterior  $A_a=0.20$  y haciendo uno de la tabla A.2.4-3 para un suelo tipo D,  $F_a=1.4$ .

Tabla 18. Coeficiente  $F_v$  para la zona de periodos cortos del espectro y suelo tipo D. Fuente: AIS 2010.

**Tabla A.2.4-4**  
**Valores del coeficiente  $F_v$ , para la zona de periodos intermedios del espectro**

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A 2.10

**Nota:** Como el valor de  $A_v=0.25$  no se encuentra tal cual en la tabla anterior se interpoló linealmente entre los valores de  $A_v = 0.20$  y  $0.30$  para un tipo de suelo tipo D usando la Tabla 18, se obteniendo un valor de  $F_v= 1.90$ .

### 11.5.3. Coeficiente de importancia

El coeficiente de importancia de la estructura está determinado por su grupo de uso, tal como lo establece el reglamento NSR-10. Para este proyecto, siendo un edificio residencial que no pertenece a los primeros tres grupos de uso, debe clasificarse en el Grupo I, es decir, como una estructura de ocupación normal. La

Tabla 19 define los diferentes grupos de uso, mientras que la Tabla 20 presenta los coeficientes de importancia correspondientes a cada grupo.

Tabla 19. Definición de los grupos de uso. Fuente: AIS 2010.

**A.2.5.1.1 — Grupo IV — Edificaciones indispensables** — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

- (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
- (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- (f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

**A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad** — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

**A.2.5.1.3 — Grupo II — Estructuras de ocupación especial** — Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m<sup>2</sup> por piso,
- (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

**A.2.5.1.4 — Grupo I — Estructuras de ocupación normal** — Todas las edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Tabla 20. Coeficientes de importancia I para cada grupo. Fuente: AIS 2010.

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

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

Por lo tanto, la estructura tendrá un coeficiente de importancia de  $I = 1.00$ . Cabe destacar que, para el análisis de derivas, la norma permite tomar un factor de importancia igual a 1 para los grupos de importancia II, III y IV. En el caso de las estructuras residenciales (Grupo I), el factor de importancia para el análisis de derivas y el diseño de los elementos estructurales también es  $I = 1.00$ .

### 11.5.4. Espectro elástico de diseño

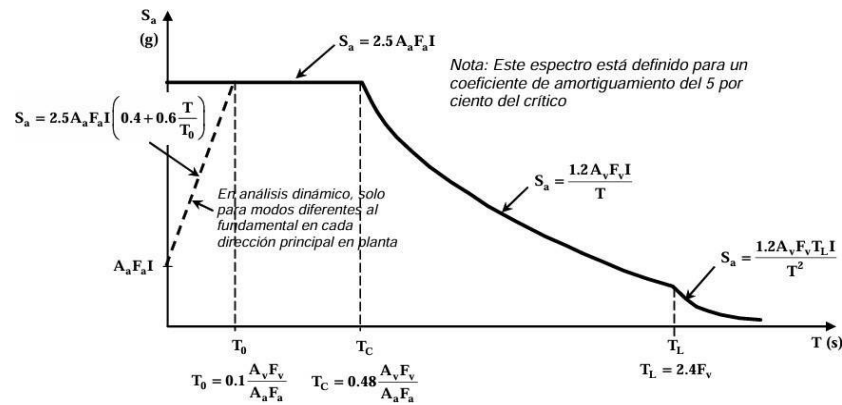


Ilustración 4. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g. Fuente: AIS 2010.

La Ilustración 4 muestra el espectro elástico de aceleraciones de diseño expresado como una fracción de g. En este espectro se distinguen tres tipos de periodos de vibración:

- Periodos de vibración cortos: Periodos de vibración menores a  $T_c$ .
- Periodos de vibración intermedios: Periodos de vibración mayores a  $T_c$  y menores a  $T_L$ .
- Periodos de vibración largos: Periodos de vibración mayores a  $T_L$ .

Tabla 21. Espectro elástico de diseño. Fuente: Propia.

DATOS	
Ubicación	Caldas
Tipo de amenaza	Intermedia
Grado Disipación Energía (GDE)	DES
Tipo de Suelo	D
Grupo de uso	I
<del>A<sub>a</sub></del>	0,20
<del>A<sub>v</sub></del>	0,25
F <sub>a</sub>	1,40
<del>F<sub>v</sub></del>	1,90
I	1,00
T <sub>0</sub> (s)	0,136
T <sub>c</sub> (s)	0,651
T <sub>L</sub> (s)	4,56
<del>A<sub>a</sub></del> F <sub>a</sub> I	0,280



La Tabla 21 detalla los valores correspondientes al espectro elástico de diseño, y la **¡Error!**  
**No se encuentra el origen de la referencia.** presenta el gráfico del espectro de diseño.

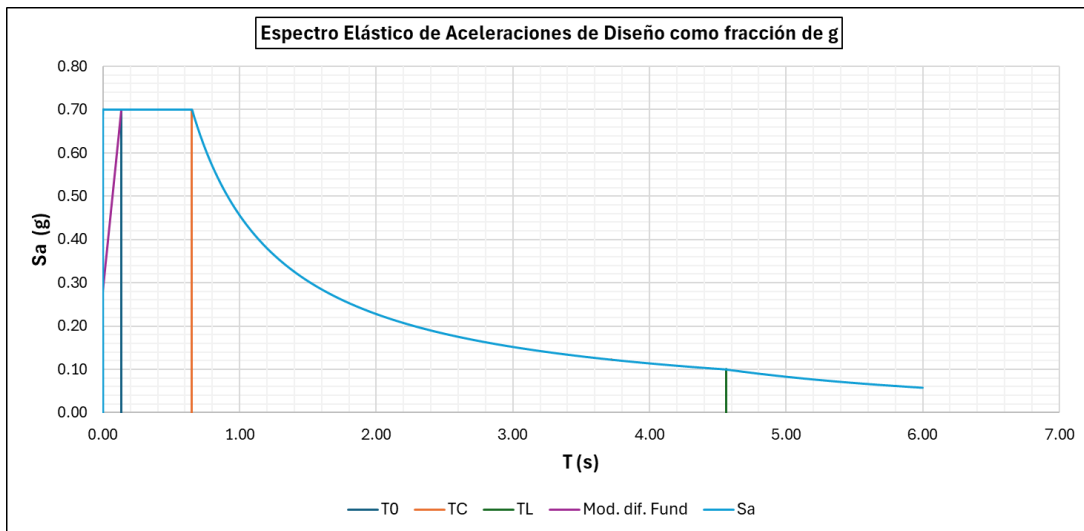


Ilustración 5. Espectro de Diseño. Fuente: Propia.

### 11.5.5. Combinaciones de carga

En la Tabla 22, se presentan las combinaciones de carga estipuladas por el reglamento NSR-10, las cuales deben modelarse para determinar los valores más críticos que influirán en el diseño estructural. Estas combinaciones permiten evaluar adecuadamente las solicitaciones máximas que los elementos estructurales pueden experimentar bajo diferentes condiciones de carga.

Tabla 22. B.2.4-2 Combinaciones básicas. Fuente: AIS 2010.

$1.4(D+F)$	(B.2.4-1)
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D+1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.8W)$	(B.2.4-3)
$1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D+1.0E+1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D+1.6W+1.6H$	(B.2.4-6)
$0.9D+1.0E+1.6H$	(B.2.4-7)

La Ilustración 6 muestra cómo se ingresan dichas combinaciones en el software ETABS®, facilitando el proceso de análisis y asegurando que los resultados cumplan con los requisitos normativos para garantizar la seguridad y eficiencia del diseño.

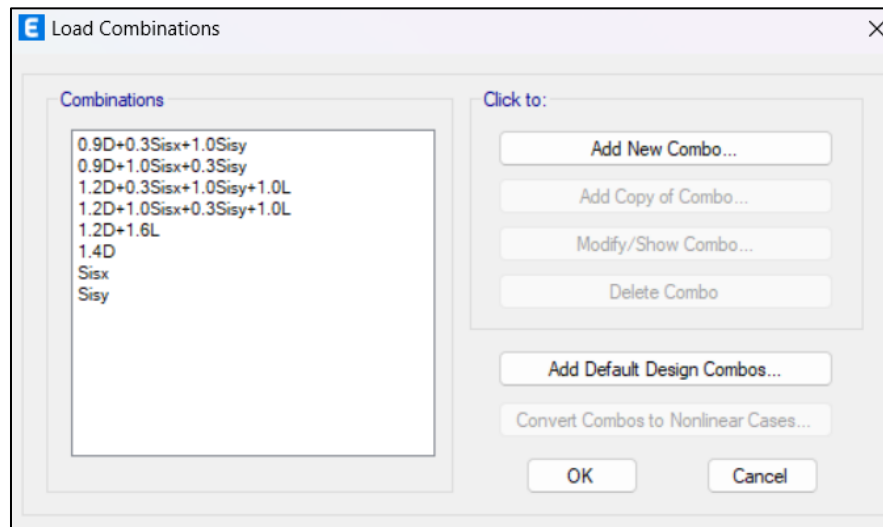


Ilustración 6. Combinaciones de carga en ETABS®. Fuente: Propia.

## 11.6. Análisis sísmico

En el modelado de ambas estructuras se consideraron elementos con secciones fisuradas, lo que permite que, numéricamente el límite de derivas aumente del 1% al 1.42%, según lo permitido por el reglamento NSR-10 ya que para sistemas estructurales con secciones fisuradas se permite que el límite del 1% de divida por 0.7 permitiendo que el rango se amplie hasta 1.42%. Se realizó el análisis sísmico tomando en cuenta las condiciones geométricas propuestas. Esta información se ampliará posteriormente, tras determinar los periodos de vibración, la cortante basal y las derivas de cada estructura.

En la Tabla 23 y en la Tabla 24, se presentan los resultados del análisis modal de las estructuras monolítica y prefabricada. Este análisis proporciona información clave sobre el comportamiento dinámico de cada sistema estructural bajo las condiciones finales.

Tabla 23. Análisis modal estructura monolítica bajo condiciones finales.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.698	0.8042	0.0003	0	0.8042	0.0003	0	0.0001	0.1726	0.0263	0.0001	0.1726	0.0263
Modal	2	0.609	0.0024	0.7981	0	0.8066	0.7984	0	0.1702	0.0005	0.0315	0.1702	0.1731	0.0578
Modal	3	0.572	0.0236	0.0333	0	0.8303	0.8317	0	0.0072	0.0054	0.7777	0.1774	0.1786	0.8355
Modal	4	0.22	0.101	0.0001	0	0.9313	0.8317	0	0.0003	0.6179	0.0037	0.1777	0.7965	0.8391
Modal	5	0.193	0.0004	0.1013	0	0.9317	0.933	0	0.6175	0.0025	0.0045	0.7953	0.799	0.8436
Modal	6	0.182	0.0034	0.005	0	0.9351	0.9381	0	0.0307	0.0209	0.0949	0.8259	0.8199	0.9386

Tabla 24. Análisis modal estructura prefabricada bajo condiciones finales.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.517	0.7124	0.0003	0	0.7124	0.0003	0	0.0001	0.3149	0.017	0.0001	0.3149	0.017
Modal	2	0.465	0.0009	0.7291	0	0.7133	0.7293	0	0.3076	0.0004	0.0087	0.3077	0.3153	0.0257
Modal	3	0.422	0.0156	0.0093	0	0.7289	0.7386	0	0.0039	0.007	0.7071	0.3115	0.3223	0.7327
Modal	4	0.158	0.1234	0.0001	0	0.8523	0.7387	0	0.0002	0.3709	0.0034	0.3118	0.6932	0.7361
Modal	5	0.144	0.0002	0.1222	0	0.8525	0.8609	0	0.3956	0.0007	0.0014	0.7073	0.6939	0.7375
Modal	6	0.131	0.0034	0.0016	0	0.8558	0.8625	0	0.005	0.0101	0.1188	0.7124	0.704	0.8564

En cuanto a las derivas de piso, los resultados se detallan en las siguientes tablas: la Tabla 25 muestra las derivas en dirección X para el sistema monolítico, mientras que la Tabla 26 presenta las derivas en dirección Y. Para el sistema prefabricado, las derivas en dirección X se encuentran en la Tabla 27, y las correspondientes a la dirección Y en la Tabla 28.

Tabla 25. Derivas de piso dirección X para el sistema monolítico.

TABLE: Story Drifts			
Story	Output Case	Direction	Drift
CBTA	Derivas_X	X	0.451%
N5	Derivas_X	X	0.822%
N4	Derivas_X	X	1.139%
N3	Derivas_X	X	1.284%
N2	Derivas_X	X	0.886%

Tabla 26. Derivas de piso dirección Y para el sistema monolítico.

TABLE: Story Drifts			
Story	Output Case	Direction	Drift
CBTA	Derivas_Y	Y	0.341%
N5	Derivas_Y	Y	0.609%
N4	Derivas_Y	Y	0.835%
N3	Derivas_Y	Y	0.938%
N2	Derivas_Y	Y	0.655%

*Tabla 27. Derivas de piso dirección X para el sistema prefabricado.*

TABLE: Story Drifts			
Story	Output Case	Direction	Drift
CBTA	Derivas_X	X	0.468%
N5	Derivas_X	X	0.767%
N4	Derivas_X	X	1.004%
N3	Derivas_X	X	1.020%
N2	Derivas_X	X	0.569%

*Tabla 28. Derivas de piso dirección Y para el sistema prefabricado.*

TABLE: Story Drifts			
Story	Output Case	Direction	Drift
CBTA	Derivas_Y	Y	0.355%
N5	Derivas_Y	Y	0.585%
N4	Derivas_Y	Y	0.769%
N3	Derivas_Y	Y	0.780%
N2	Derivas_Y	Y	0.439%

Las derivas mostradas para cada sistema estructural corresponden a los valores obtenidos tras realizar los ajustes necesarios en la geometría de los elementos, con el objetivo de garantizar que no se supere el límite de deriva del 1.42% permitido por el reglamento NSR-10 cuando se consideran secciones fisuradas.

## 11.7. Fuerza horizontal equivalente

La fuerza horizontal equivalente es una metodología utilizada para el análisis sísmico de estructuras que cumplen con los requisitos establecidos en el ítem A.3.4.2.1 del reglamento NSR-10.

### 11.7.1. Periodo fundamental de la edificación

El periodo fundamental de la edificación se puede calcular de acuerdo con lo estipulado en el ítem A.4.2.2 del reglamento NSR-10, lo que implica la determinación de los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$ .

Como se muestra en la Ilustración 7, el sistema de resistencia sísmica en ambas direcciones (X e Y) está compuesto por un sistema de pórticos resistentes a momento. Por lo tanto, se utilizaron los valores de  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$ , como se indica en la Tabla 29, que contiene los parámetros necesarios para el cálculo del periodo aproximado  $T_a$  de la estructura.

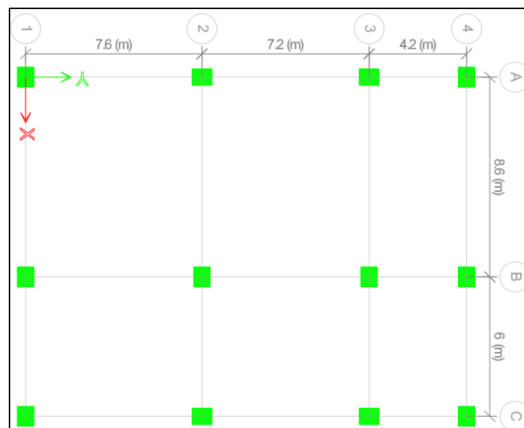


Ilustración 7. Configuración de sistema estructural en planta. Fuente: Propia.

Tabla 29. Parámetros  $C_t$  y  $\alpha$  para el cálculo del periodo aproximado  $T_a$  de la estructura. Fuente: AIS 2010.

Sistema estructural de resistencia sísmica	$C_t$	$\alpha$
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros $C_t$ y $\alpha$ , donde $C_w$ se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

### 11.7.2. Periodo máximo de la estructura

A continuación, se especifica el resumen de los coeficientes utilizados para determinar el periodo máximo de la estructura ( $C_u \cdot T_a$ ) y la pseudoaceleración asociada a este periodo de vibración estática.

### 11.7.2.1. Sistema estructural de resistencia sísmica (pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado)

La Tabla 30 resume los coeficientes necesarios para determinar el periodo máximo y el valor del espectro de aceleraciones de la estructura, de acuerdo con lo establecido por el reglamento NSR-10. Aproximado

*Tabla 30. Resumen de coeficientes para determinar el periodo máximo y valor del espectro de aceleraciones de la estructura. Fuente: AIS 2010.*

Capacidad de disipación de energía	DES
Ct: Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura	0.047
Alfa: Exponente utilizado para calcular el periodo	0.900
Ta: Periodo fundamental de vibración aproximado	0.538
Cu: Coeficiente utilizado para calcular el periodo máximo permisible de la estructura	1.29
Cu*Ta	0.696
W sistema monolítico: Peso de la estructura (Carga Muerta - kN)	15144.5
W sistema prefabricado: Peso de la estructura (Carga Muerta - kN)	18772.8
Sa sistema monolítico	0.66
Sa sistema prefabricado	0.70

### 11.8. Cortante sísmico en la base (Vs)

El cortante sísmico en la base (Vs) es una de las fuerzas fundamentales que actúan en la estructura durante un evento sísmico, y se utiliza para evaluar la respuesta de la edificación frente a estas solicitaciones. Este valor se calcula a partir del análisis sísmico, considerando las características del sistema estructural y las cargas sísmicas aplicadas. En el caso de este proyecto, se ha analizado tanto el sistema monolítico como el sistema prefabricado.

#### *11.8.1. Sistema estructural de resistencia sísmica (pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado – Sistema monolítico)*

En la Tabla 31, se muestran los valores de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y el cortante basal para el sistema monolítico, mientras que en la Tabla 32 se presentan los mismos

resultados para el sistema prefabricado. Estos valores permiten entender cómo cada sistema responde ante un evento sísmico y son cruciales para garantizar el diseño adecuado de la estructura.

*Tabla 31. FHE y cortante basal sistema monolítico. Fuente: AIS 2010.*

Sistema monolítico	ETABS	Modo											
$T_{computado}$ (s)	0.698	1											
$T_{vibras}$ (s)	0.696												
Sa	0.655												
K	1.098												
Vs	#####												
Nivel	h(m)	Masa (kg)	Peso (KN)	$m_h^k$	$m_h^k$ (Acumulado)	$C_{vi}$	Fi	Fi (acumulado)	Estatico				
5	15.00	280990.6	2756.5	53903.810	53903.810	27.36%	3270.854	3270.854	3268.0989	3268.0989	3268.099	0.08%	
4	12.00	394963.2	3874.6	59304.079	113207.889	30.10%	3598.540	6869.394	3595.4472	3595.4472	6863.546	0.09%	
3	9.00	394963.2	3874.6	43242.554	156450.443	21.95%	2623.935	9493.329	2621.6227	2621.6227	9485.169	0.09%	
2	6.00	393419.2	3859.4	27597.861	184048.304	14.01%	1674.624	11167.953	1673.0961	1673.0961	11158.265	0.09%	
1	3.00	394963.2	3874.6	12944.000	196992.304	6.57%	785.435	11953.388	784.6772	784.6772	11942.942	0.09%	
<b>Total</b>		<b>1859299.5</b>	<b>18239.7</b>	<b>196992.304</b>			<b>11953.388</b>						

*Tabla 32. FHE y cortante basal sistema prefabricado. Fuente: AIS 2010.*

Sistema monolítico	ETABS	Modo											
$T_{computado}$ (s)	0.517	1											
$T_{vibras}$ (s)	0.538												
Sa	0.700												
K	1.019												
Vs	14721.57												
Nivel	h(m)	Masa (kg)	Peso (KN)	$m_h^k$	$m_h^k$ (Acumulado)	$C_{vi}$	Fi	Fi (acumulado)	Estatico				
5	15.00	321273.7	3151.7	49754.667	49754.667	26.47%	3897.354	3897.354	3896.2353	3896.2353	3896.235	0.03%	
4	12.00	447059.6	4385.7	55155.000	104909.667	29.35%	4320.370	8217.725	4319.009	4319.009	8215.244	0.03%	
3	9.00	448821.6	4402.9	41304.404	146214.071	21.98%	3235.433	11453.158	3234.2972	3234.2972	11449.542	0.03%	
2	6.00	450172.5	4416.2	27408.588	173622.659	14.58%	2146.954	13600.112	2146.0911	2146.0911	13595.633	0.03%	
1	3.00	476486.1	4674.3	14316.803	187939.462	7.62%	1121.456	14721.567	1120.9077	1120.9077	14716.540	0.03%	
<b>Total</b>		<b>2143813.5</b>	<b>21030.8</b>	<b>187939.462</b>			<b>14721.567</b>						

## 11.9. Coeficiente de irregularidad en planta $\Phi P$

Se realizó la verificación de la irregularidad en planta para ambos sistemas estructurales, monolítico y prefabricado, con el fin de determinar el coeficiente de irregularidad en planta  $\Phi P$ . Este análisis es fundamental para asegurar que la estructura cumpla con los requisitos del reglamento NSR-10 en cuanto a la torsión, retrocesos en esquinas, irregularidades del diafragma y desplazamientos de los planos de acción.

### 11.9.1. Verificación irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema

Se verificó la presencia de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema en la edificación, considerando los efectos sísmicos ortogonales. Para ello, se evaluaron las derivas de piso y se determinó la relación entre la máxima deriva y el promedio de las derivas. El

procedimiento seguido se detalla en la Tabla 33. Dado que no se detectó ninguna de estas irregularidades, se adoptó un coeficiente  $\Phi P = 1$ .

Tabla 33. Irregularidad torsional. Fuente: Propia.

TABLE: Joint Drifts									
Story	Label	Output Case	Drift X	Drift Y	A1	A2	(A1+A2)/2	Tipo 1aP - IRREGULARIDAD TORSIONAL	Tipo 1bP - IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
CBTA	1	Derivas_X	0.003448	0.000408	0.003448	0.003448	0.003448	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
CBTA	3	Derivas_X	0.003448	0.000344	0.00268	0.00268	0.00268	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
CBTA	4	Derivas_X	0.00268	0.000408	0.005405	0.005405	0.005405	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
CBTA	6	Derivas_X	0.00268	0.000344	0.00418	0.00418	0.00418	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N5	1	Derivas_X	0.005405	0.000654	0.00706	0.00706	0.00706	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N5	3	Derivas_X	0.005405	0.000552	0.007337	0.007337	0.007337	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N5	4	Derivas_X	0.00418	0.000654	0.005635	0.005635	0.005635	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N5	6	Derivas_X	0.00418	0.000552	0.004344	0.004344	0.004344	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N4	1	Derivas_X	0.00706	0.000867	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N4	3	Derivas_X	0.00706	0.000731	0.00468	0.00468	0.00468	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N4	4	Derivas_X	0.005441	0.000867	0.00337	0.00337	0.00337	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N4	6	Derivas_X	0.005441	0.000731	0.005635	0.005635	0.005635	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N3	1	Derivas_X	0.007337	0.000915	0.004344	0.004344	0.004344	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N3	3	Derivas_X	0.007337	0.000772	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N3	4	Derivas_X	0.005635	0.000915	0.004344	0.004344	0.004344	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N3	6	Derivas_X	0.005635	0.000772	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N2	1	Derivas_X	0.004344	0.000554	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N2	3	Derivas_X	0.004344	0.000468	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N2	4	Derivas_X	0.003319	0.000554	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema
N2	6	Derivas_X	0.003319	0.000468	0.003319	0.003319	0.003319	No presenta irregularidad torsional	No presenta irregularidad torsional extrema

### 11.9.2. Irregularidad en retroceso de esquina

Se realizó la verificación de retrocesos en las esquinas, como se muestra en la Ilustración 8 e Ilustración 9. Según la Tabla A.3-1 del reglamento NSR-10, se determinó que la estructura no presenta irregularidad por retrocesos en las esquinas, por lo que se asignó  $\Phi P = 1$ .

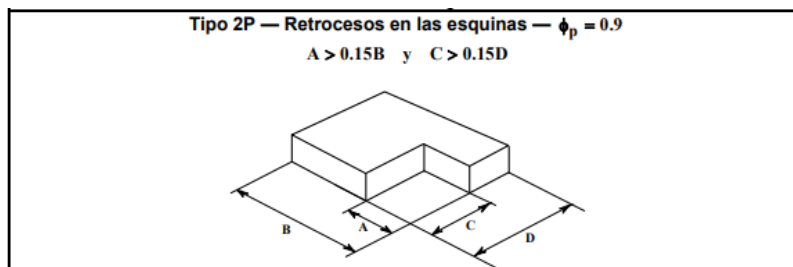


Ilustración 8. Verificación de retrocesos en las esquinas. Fuente: AIS 2010.



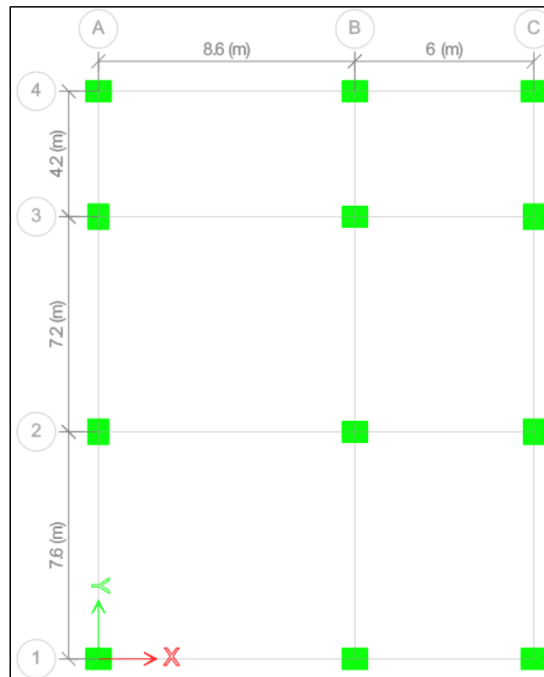


Ilustración 9. Verificación por retroceso de esquina. Fuente: propia.

### 11.9.3. Irregularidad del diafragma

La irregularidad del diafragma fue verificada y se detalla en la Ilustración 10 y en la Tabla 34. No se encontraron irregularidades en este aspecto.

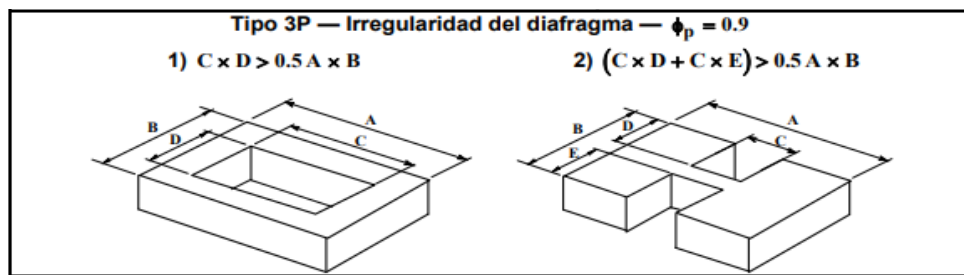


Ilustración 10. Verificación de irregularidad del diafragma. Fuente: AIS 2010.

Tabla 34. Irregularidad del diafragma de la estructura. Fuente: Propia.

Tipo 3P - IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA			
tipo 1		tipo 2	
A (m)	19.85	A (m)	
B (m)	15.3	B (m)	
C (m)	3.6	C (m)	
D (m)	2.15	D (m)	
Área bruta (m <sup>2</sup> )	303.705	E (m)	
Áreas huecos (m <sup>2</sup> )	7.74	F (m)	
Porcentaje del área bruta	0.025485257		
Irregularidad	No presenta irregularidad del diafragma	Irregularidad	No presenta irregularidad del diafragma
$\Phi_p$	1	$\Phi_p$	1

#### 11.9.4. Irregularidad de desplazamientos de los planos de acción y sistemas no paralelos

Se revisaron los desplazamientos de los planos de acción y los sistemas no paralelos, tal como se ilustra en Ilustración 11 y se resume en la Tabla 35. Según la Tabla A.3-1 del reglamento NSR-10, se concluyó que la estructura no presenta estas irregularidades, por lo que el coeficiente  $\Phi_P = 1$  en ambos casos.

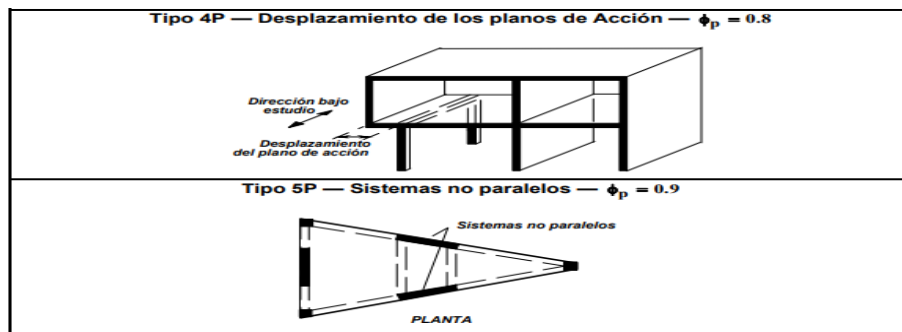


Figura A.3-1 — Irregularidades en planta

Ilustración 11. Verificación de irregularidad de desplazamientos de los planos de acción y sistemas no paralelos. Fuente: AIS 2010.

Tabla 35. Irregularidad de desplazamientos de los planos de acción y sistemas no paralelos. Fuente: Propia.

Tipo 4P - DESPLAZAMIENTOS DE LOS PLANOS DE ACCIÓN	
¿Presenta Irregularidad?	No
$\Phi_p$	1
Tipo 5P - SISTEMAS NO PARALELOS	
¿Presenta Irregularidad?	No
$\Phi_p$	1

### 11.9.5. Resumen Irregularidad en planta

En la Tabla 36, se presenta un resumen de las irregularidades en planta. Tras realizar todas las verificaciones, se concluye que el coeficiente de irregularidad en planta es  $\Phi_P = 1$ .

Tabla 36. Resumen de irregularidades en planta. Fuente: Propia.

Tipo	Irregularidad	Condición	$\Phi_p$
1aP	Irregularidad torsional	Regular	1
1bP	Irregularidad torsional extrema	Regular	1
2P	Retrosesos en las esquinas	Regular	1
3P	Irregularidad del diafragma	Regular	1
4P	Desplazamientos de los planos de acción	Regular	1
5P	Sistemas no paralelos	Regular	1

### 11.10. Coeficiente de irregularidad en altura $\Phi_A$

El coeficiente de irregularidad en altura  $\Phi_A$  evalúa las diferencias de rigidez, masa y desplazamientos entre los distintos pisos de una estructura. Este coeficiente es clave para identificar irregularidades que puedan afectar la respuesta sísmica del edificio, como la presencia de pisos flexibles, que pueden aumentar la vulnerabilidad estructural durante un evento sísmico.

#### 11.10.1. Tipo 1aA - Piso Flexible ( $\Phi_a = 0.9$ ) y Tipo 1bA - Piso Flexible extremo ( $\Phi_a = 0.8$ )

Para ambas estructuras, tanto el sistema monolítico como el prefabricado, se realizó la verificación de irregularidades relacionadas con pisos flexibles y pisos flexibles extremos, como se muestra en la Ilustración 12. En la Tabla 37, se presentan los resultados del análisis para identificar irregularidades de tipo 1aA y 1bA, mientras que la Tabla 38 resume la verificación completa de las irregularidades en altura.

<p><b>Tipo 1aA — Piso flexible</b>  <math>\phi_a = 0.9</math>  <b>0.60 Rigidez <math>K_D \leq</math> Rigidez <math>K_C &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math></b>  o  <b>0.70 <math>(K_D+K_E+K_F) / 3 \leq</math> Rigidez <math>K_C &lt; 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3</math></b></p>	
<p><b>Tipo 1bA — Piso flexible extremo</b>  <math>\phi_a = 0.8</math>  <b>Rigidez <math>K_C &lt; 0.60</math> Rigidez <math>K_D</math></b>  o  <b>Rigidez <math>K_C &lt; 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3</math></b></p>	

Ilustración 12. Verificación de irregularidad por piso flexible y piso flexible extremo. Fuente: AIS 2010.

Tabla 37. Irregularidades tipo 1aA y tipo 1b. Fuente: Propia.

Rigidez en X (efectos ortogonales)							
Story	Output Case	VX (KN)	VY (KN)	DX (%)	DY (%)	Kx (KN/m)	Ky (KN/m)
5	Sx	370.20	26.76	0.451%	0.341%	27361.22	2615.63
4	Sx	843.44	59.36	0.822%	0.609%	34202.78	3248.86
3	Sx	1215.45	84.99	1.139%	0.835%	35570.55	3392.97
2	Sx	1469.96	102.63	1.284%	0.938%	38161.07	3647.18
1	Sx	1586.53	110.97	0.886%	0.655%	59688.96	5647.15

Tabla 38. Verificación irregularidad en altura. Fuente: Propia.

Nivel (Piso)	IRREGULARIDAD EN ALTURA	Tipo 1aA - Piso Flexible ( $\theta_a = 0.9$ )		
	$\theta_a$	$K_{Xx}(KN/m)$	¿Irregular?	$\theta_a$
1	1.00	27361.22	NO Irregular	1.00
2	1.00	27361.22	NO Irregular	1.00
3	1.00	27361.22	NO Irregular	1.00
4	1.00	27361.22	NO Irregular	1.00
5	1.00	27361.22		1.00

De acuerdo con la Tabla A.3-2 del reglamento NSR-10, se determinó que la estructura no presenta irregularidades del tipo 1aA (piso flexible) ni 1bA (piso flexible extremo), por lo que se adopta un coeficiente de  $\Phi_A = 1$ .

### 11.10.2. Tipo 2A - Distribución Masa ( $\Phi_a = 0.9$ )

Se realizó la verificación de la irregularidad tipo 2A relacionada con la distribución de masa en la estructura. De acuerdo con la Tabla 39 y lo estipulado en la Tabla A.3-2 del reglamento NSR-10, se determinó que la estructura no presenta irregularidad de este tipo. Por lo tanto, se adopta un coeficiente  $\Phi_A = 1$ .

Tabla 39. Irregularidad tipo 2<sup>a</sup> – Distribución Masa. Fuente: Propia.

Nivel (Piso)	Tipo 2A - Distribución Masa ( $\theta_a = 0.9$ )		
	Masa (Kg)	¿Irregular?	$\theta_a$
1	324112.98	NO Irregular	1.00
2	324112.98	NO Irregular	1.00
3	327196.6	NO Irregular	1.00
4	328498.57	NO Irregular	1.00
5	331342.36	NO Irregular	1.00

### 11.10.3. Tipo 3A - Geométrica ( $\Phi_a = 0.9$ ), Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción ( $\Phi_a = 0.8$ ), Tipo 5aA - Piso Débil ( $\Phi_a = 0.9$ ) y Tipo 5bA - Piso Débil Extremo ( $\Phi_a = 0.8$ )

La verificación de las irregularidades tipo 3A, 4A, 5aA y 5bA se presenta en la Ilustración 13. De acuerdo con lo indicado en la Tabla A.3-2 del reglamento NSR-10, se concluyó que la estructura no presenta irregularidades geométricas (tipo 3A), desplazamientos dentro del plano de acción (tipo 4A), ni problemas de pisos débiles o pisos débiles extremos (tipos 5aA y 5bA). Por lo tanto, se utiliza un coeficiente  $\Phi_A = 1$  para todos estos casos.

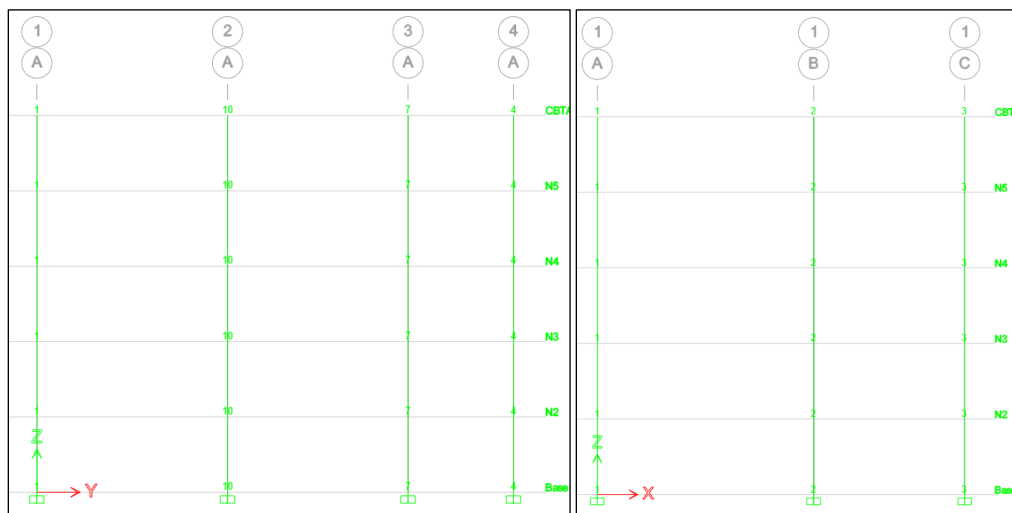


Ilustración 13. Irregularidad tipo 3ª, tipo 4ª, Tipo 5aA, tipo 5bA. Fuente: Propia.

#### 11.10.4. Resumen Irregularidad en altura

En la Tabla 40, se muestra un resumen de las verificaciones de las irregularidades en altura. Teniendo en cuenta estas verificaciones, se concluye que el coeficiente de irregularidad en altura es  $\Phi_A = 1$ .

Tabla 40. Resumen de irregularidades en altura. Fuente: Propia

Tipo	Irregularidad	Condición	$\Phi_p$
1aA	Irregularidad Tipo 1aA — Piso flexible	Regular	1
1bA	Irregularidad Tipo 1bA — Piso flexible extremo	Regular	1
2A	Tipo 2A — Distribución masa	Regular	1
3A	Tipo 3A — Geométrica	Regular	1
4A	Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción	Regular	1
5aA	Tipo 5aA — Piso débil	Regular	1
5aA	Tipo 5bA — Piso débil extremo	Regular	1

#### 11.11. Coeficiente ausencia de redundancia estructural $\Phi_R$

El edificio es estructuralmente redundante en ambas direcciones. De acuerdo con lo establecido en el ítem A.3.3.8 del reglamento NSR-10, se considera que el valor del coeficiente de redundancia estructural  $\Phi_R$  debe ser de 1.0 en ambas direcciones.

## 12. Verificación y/o ajuste del cortante basal dinámico

El cortante basal se calculó conforme a lo estipulado en el reglamento NSR-10, tomando en cuenta el análisis modal de la respuesta dinámica de la estructura.

Tabla 41. Análisis modal para el sistema monolítico. Fuente: Propia.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	0.698	0.8042	0.0003	0.8042	0.0003	0.0001	0.1726	0.0263	0.0001	0.1726	0.0263
Modal	2	0.609	0.0024	0.7981	0.8066	0.7984	0.1702	0.0005	0.0315	0.1702	0.1731	0.0578
Modal	3	0.572	0.0236	0.0333	0.8303	0.8317	0.0072	0.0054	0.7777	0.1774	0.1786	0.8355
Modal	4	0.22	0.101	0.0001	0.9313	0.8317	0.0003	0.6179	0.0037	0.1777	0.7965	0.8391
Modal	5	0.193	0.0004	0.1013	0.9317	0.933	0.6175	0.0025	0.0045	0.7953	0.799	0.8436
Modal	6	0.182	0.0034	0.005	0.9351	0.9381	0.0307	0.0209	0.0949	0.8259	0.8199	0.9386

Tabla 42. Análisis modal para el sistema prefabricado. Fuente: Propia.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.517	0.7124	0.0003	0	0.7124	0.0003	0	0.0001	0.3149	0.017	0.0001	0.3149	0.017
Modal	2	0.465	0.0009	0.7291	0	0.7133	0.7293	0	0.3076	0.0004	0.0087	0.3077	0.3153	0.0257
Modal	3	0.422	0.0156	0.0093	0	0.7289	0.7386	0	0.0039	0.007	0.7071	0.3115	0.3223	0.7327
Modal	4	0.158	0.1234	0.0001	0	0.8523	0.7387	0	0.0002	0.3709	0.0034	0.3118	0.6932	0.7361
Modal	5	0.144	0.0002	0.1222	0	0.8525	0.8609	0	0.3956	0.0007	0.0014	0.7073	0.6939	0.7375
Modal	6	0.131	0.0034	0.0016	0	0.8558	0.8625	0	0.005	0.0101	0.1188	0.7124	0.704	0.8564

En la Tabla 41 se presenta el análisis modal para el sistema monolítico, mientras que en la Tabla 42 se muestra para el sistema prefabricado. De acuerdo con estos análisis, se obtuvieron los periodos de vibración de la estructura en las direcciones X e Y. Estos valores no exceden el periodo máximo permitido de la estructura ( $C_u \cdot T_a$ ) calculado en el ítem 5.2.2.2 del reglamento NSR-10, como se detalla en la Tabla 43 y Tabla 44, que muestran los periodos dinámicos de los sistemas monolítico y prefabricado, respectivamente.

Tabla 43. Periodo dinámico de la estructura monolítica. Fuente: Propia.

T (ETABS)	0.698	s
$C_u T_a$ (portico)	0.683	s

Tabla 44. Periodo dinámico de la estructura prefabricada. Fuente: Propia.

<b>T (ETABS)</b>	0.518	s
<b>C<sub>u</sub>T<sub>a</sub> (portico)</b>	0.683	s

A partir de los periodos obtenidos, se determinó la pseudo-aceleración en el espectro de diseño, lo que permitió calcular el cortante basal de la estructura, como se presenta en las Tabla 45 y Tabla 46 para los sistemas monolítico y prefabricado.

Tabla 45. Pseudo-aceleración y cortante basal estructura monolítica. Fuente: Propia.

<b>S<sub>a</sub></b>	0.7000	g
<b>W<sub>Edificio</sub></b>	1823.9728	ton
<b>V<sub>s x</sub></b>	1276.78	ton

Tabla 46. Pseudo-aceleración y cortante basal estructura prefabricada. Fuente: Propia.

<b>S<sub>a</sub></b>	0.7000	g
<b>W<sub>Edificio</sub></b>	1918.8	ton
<b>V<sub>s x</sub></b>	1343.17	ton

Siguiendo los requisitos del ítem A.5.4.5 del reglamento NSR-10, el cortante basal obtenido mediante el análisis modal no puede ser menor al 80% del cortante basal estático (V<sub>s</sub>) en estructuras regulares. Las Tabla 47 y Tabla 48 verifican el cortante basal para ambos sistemas estructurales.

Tabla 47. Verificación del cortante basal sistema monolítico. Fuente: Propia.

Primera Iteración					
EST			DIN		
<b>V<sub>s</sub></b>	1276.78	ton	<b>V<sub>t</sub></b>	1044.81	ton
<b>Estructura regular</b>					
<b>0.8V<sub>s</sub></b>	1021.42	ton			
<b>FA</b>	0.98	9.810			



*Tabla 48. Verificación del cortante basal sistema prefabricado. Fuente: Propia.*

Primera Iteración					
EST			DIN		
$V_s$	1343.17	ton	$V_t$	1078.68	ton
<b>Estructura regular</b>					
$0.8V_s$	1074.53	ton			
<b>FA</b>	1.00	9.810			

Como el cortante basal dinámico ( $V_t$ ) no es menor que el 80% de  $V_s$ , no es necesario realizar ajustes adicionales en  $V_s$ .

### 13. Límites de la deriva

De acuerdo con el apéndice A.6.4.1 del reglamento NSR-10, la deriva máxima permitida para cualquier piso no debe exceder los valores establecidos en la Tabla A.6.4-1, que se detalla en la Tabla 49 de este documento.

Tabla 49. A.6.4-1. Fuente: AIS 2010.

Tabla A.6.4-1 Derivas máximas como porcentaje de $h_{pi}$	
Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left( \Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left( \Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Al utilizar secciones fisuradas, y según lo indicado en el apartado A.6.4.1.1, las derivas obtenidas pueden multiplicarse por un factor de 0.7 antes de compararlas con los límites establecidos en la Tabla A.6.4-1. Esto es equivalente tener valores numéricos de hasta 1.43%.

Los resultados de las derivas para el sistema monolítico se presentan en las Tabla 50 y Tabla 51, correspondientes a las direcciones X e Y, respectivamente. Por otro lado, para el sistema prefabricado, las derivas en las direcciones X e Y se muestran en las Tabla 52 y Tabla 59.

Tabla 50. Derivas en la dirección X modelo monolítico. Fuente: Propia.

DERIVAS (Con secciones fisuradas)					
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	
CBTA	Derivas_X	Max	X	0.491%	Cumple Derivas del 1.4%
N5	Derivas_X	Max	X	0.874%	Cumple Derivas del 1.4%
N4	Derivas_X	Max	X	1.188%	Cumple Derivas del 1.4%
N3	Derivas_X	Max	X	1.323%	Cumple Derivas del 1.4%
N2	Derivas_X	Max	X	0.914%	Cumple Derivas del 1.4%

Tabla 51. Derivas en la dirección Y modelo monolítico. Fuente: Propia.

<b>DERIVAS (Con secciones fisuradas)</b>					
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	
CBTA	Derivas_Y	Max	Y	0.370%	Cumple Derivas del 1.4%
N5	Derivas_Y	Max	Y	0.642%	Cumple Derivas del 1.4%
N4	Derivas_Y	Max	Y	0.862%	Cumple Derivas del 1.4%
N3	Derivas_Y	Max	Y	0.960%	Cumple Derivas del 1.4%
N2	Derivas_Y	Max	Y	0.677%	Cumple Derivas del 1.4%

Tabla 52. Derivas en la dirección X modelo Prefabricado. Fuente: Propia.

<b>DERIVAS (Con secciones fisuradas)</b>					
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	
CBTA	Derivas_X	Max	X	0.420%	Cumple Derivas del 1.4%
N5	Derivas_X	Max	X	0.681%	Cumple Derivas del 1.4%
N4	Derivas_X	Max	X	0.887%	Cumple Derivas del 1.4%
N3	Derivas_X	Max	X	0.910%	Cumple Derivas del 1.4%
N2	Derivas_X	Max	X	0.532%	Cumple Derivas del 1.4%

Tabla 53. Derivas en la dirección Y modelo prefabricado. Fuente: Propia.

<b>DERIVAS (Con secciones fisuradas)</b>					
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	
CBTA	Derivas_Y	Max	Y	0.315%	Cumple Derivas del 1.4%
N5	Derivas_Y	Max	Y	0.515%	Cumple Derivas del 1.4%
N4	Derivas_Y	Max	Y	0.673%	Cumple Derivas del 1.4%
N3	Derivas_Y	Max	Y	0.693%	Cumple Derivas del 1.4%
N2	Derivas_Y	Max	Y	0.419%	Cumple Derivas del 1.4%

## 14. Efectos p-delta

Se realizó un análisis de primer orden para determinar si es necesario considerar los efectos P-Δ (globales) en el cálculo de desplazamientos de la estructura. Estos efectos pueden influir significativamente en la estabilidad estructural, especialmente en edificaciones con grandes desplazamientos laterales.

### 14.1. Índice de estabilidad Q

El índice de estabilidad q se calculó utilizando la Ecuación 1 para evaluar la magnitud de los efectos P-Δ en la estructura en dirección X. Dependiendo del valor de q, se decide si los efectos P-Δ deben ser incorporados en el diseño.

$$Q_x = \frac{P_x * \Delta_{cm,x}}{V_x * h_{px}}$$

Ecuación 1. Índice de estabilidad Qx Fuente: AIS 2010.

#### 14.1.1. Efectos P-delta

Los resultados del análisis de los efectos P-Δ para la edificación monolítica se muestran en la Tabla 54, mientras que los correspondientes a la edificación prefabricada se presentan en la Tabla 55. El mismo procedimiento se realizó en la dirección Y, y se encontró que no es necesario realizar ajustes por los efectos P-Δ en ninguna de las dos direcciones.

Tabla 54. Efectos P-Delta edificación monolítica. Fuente: Propia.

Efectos P-delta X									
Px (KN)	VX (KN)	VY (KN)	DX (%)	DY (%)	hx (m)	QXx	Qx<0.1	QXy	Qx<0.1
2756.517492	2587.20	99.86	0.537%	0.257%	3.00	0.0019	No tiene efecto P-DELTA	0.0237	No tiene efecto P-DELTA
6631.106778	5565.27	209.71	0.678%	0.270%	3.00	0.0027	No tiene efecto P-DELTA	0.0284	No tiene efecto P-DELTA
10505.69606	7907.75	296.18	0.837%	0.281%	3.00	0.0037	No tiene efecto P-DELTA	0.0332	No tiene efecto P-DELTA
14365.13851	9505.97	355.62	0.985%	0.290%	3.00	0.0050	No tiene efecto P-DELTA	0.0390	No tiene efecto P-DELTA
18239.7278	10243.88	384.04	1.114%	0.293%	3.00	0.0066	No tiene efecto P-DELTA	0.0464	No tiene efecto P-DELTA

*Tabla 55. Efectos P-Delta edificación prefabricada. Fuente: Propia.*

Efectos P-delta X									
Px (KN)	VX (KN)	VY (KN)	DX (%)	DY (%)	hx (m)	QXx	$Q_x \leq 0.1$	QXy	$Q_x \leq 0.1$
3088.6609	3117.37	90.57	0.420%	0.315%	3.00	0.0014	No tiene efecto P-DELTA	0.0358	No tiene efecto P-DELTA
7386.60201	6525.32	183.54	0.681%	0.515%	3.00	0.0026	No tiene efecto P-DELTA	0.0691	No tiene efecto P-DELTA
11701.4833	9150.05	255.66	0.887%	0.673%	3.00	0.0038	No tiene efecto P-DELTA	0.1027	No tiene efecto P-DELTA
16029.3521	10874.97	303.75	0.910%	0.693%	3.00	0.0045	No tiene efecto P-DELTA	0.1220	No tiene efecto P-DELTA
20374.161	11612.13	325.86	0.532%	0.419%	3.00	0.0031	No tiene efecto P-DELTA	0.0872	No tiene efecto P-DELTA

## **15. Diseño elementos estructurales**

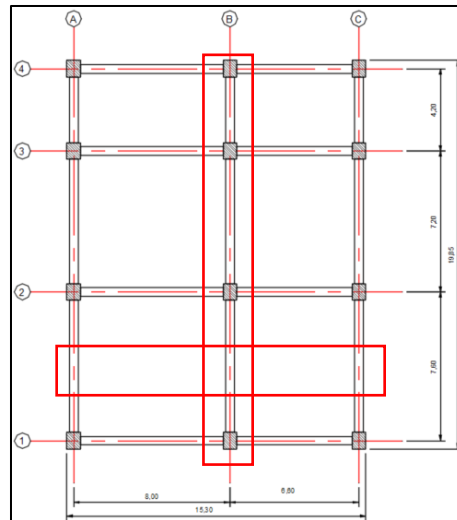
Una vez se tienen ambos modelos cumpliendo todos los criterios descritos anteriormente y teniendo presente para cada sistema estructural su factor  $R_0$  igual a 5.0 para el sistema estructural monolítico y de 1.5 para el sistema estructural prefabricado, tal como se explicó en la sección 11.1.1, se procede con el diseño de los elementos, para efectos prácticos de este trabajo se tomó la columna B2 y las vigas del piso 3 que se especifican en la Ilustración 14.

### **15.1. Diseño de elementos prefabricados en concreto**

Para el diseño de elementos prefabricados en concreto, se deben seguir las disposiciones especiales establecidas en el apartado C.21.8.1 del reglamento NSR-10. Este apartado establece que la capacidad de conexión  $V_n$  en conexiones dúctiles debe cumplir con un valor no menor a  $2V_e$ , donde  $V_e$  es el cortante de diseño calculado. Además, los elementos prefabricados deben contar con empalmes mecánicos de refuerzo, los cuales deben ubicarse a no menos de  $h/2$  de la cara del nudo y cumplir con los requisitos de la sección C.21.2.6. Este requerimiento garantiza que los empalmes no afecten el comportamiento sísmico en zonas críticas.

Es importante destacar esta diferencia en el diseño de los elementos prefabricados, ya que las conexiones representan un punto sensible en este sistema constructivo. Por lo tanto, el diseño de los elementos estructurales prefabricados debe considerar cuidadosamente estas especificaciones para asegurar un desempeño sísmico adecuado y seguro, siguiendo todas las normas establecidas.

## 15.2. Diseño de vigas



*Ilustración 14. Elementos estructurales diseñados (Vigas). Fuente: Propia.*

El reglamento NSR-10, tiene requisitos geométricos de diseño sismorresistente de los elementos estructurales que deben cumplirse:

- El ancho del elemento,  $b_w$  no debe ser menor que 250 mm, no debe ser menor que el más pequeño de  $0.3h$ .
- La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no puede ser mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.
- En cualquier sección de la viga, el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía,  $\rho$ , inferior a la calculada mediante la Ecuación 2 y la Ecuación 3.

El diseño se basa en el resultado más crítico obtenido, garantizando así la capacidad estructural adecuada para resistir las solicitaciones aplicadas.

$$A_{smin} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

*Ecuación 2. Cuantía mínima 1. Fuente: AIS 2010.*

$$A_{smin} = \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

*Ecuación 3. Cuantía mínima 2. Fuente: AIS 2010.*

- Se debe de disponer estribos cerrados con ángulo de 135° al menos de barras N°3. El primer estribo debe ubicarse a 5 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos debe colocarse el mínimo de:
  - a)  $d/4$
  - b) 6 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña
  - c) 150 mm
- Se debe proveer estribos con ganchos sísmicos espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento
- El área mínima de refuerzo a cortante, en cualquier sección, debe ser mayor a los resultados obtenidos mediante la *Ecuación 4* y la *Ecuación 5*. Esto asegura que, en ninguna circunstancia, las vigas fallen por cortante, garantizando su seguridad y desempeño estructural.

$$A_{v,min} = \frac{0,062\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w s$$

*Ecuación 4. Área mínima de refuerzo para cortante 1. Fuente: AIS 2010.*

$$A_{v,min} = \frac{0,35b_w d}{f_y}$$

*Ecuación 5. Área mínima de refuerzo para cortante 2. Fuente: AIS 2010.*



### 15.2.1. Solicitaciones

Las solicitaciones, que incluyen momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales, son fundamentales para el diseño estructural. Estos valores permiten determinar el refuerzo necesario en las vigas, asegurando que puedan soportar las cargas aplicadas y mantener la integridad del sistema estructural. Una vez obtenidos estos datos, se procede al diseño de los elementos estructurales, ajustando las dimensiones y el refuerzo para cumplir con los requisitos de resistencia y estabilidad.

#### 15.2.1.1. Viga de diseño (45 x 80 (cm))

Como se indicó en la Ilustración 14 las vigas a diseñar corresponden a las ubicadas en los ejes B y 2 del piso 3. Los datos correspondientes a estas vigas se encuentran detallados en la Tabla 58, cabe resaltar que dichos resultados se obtuvieron luego de que realizar las correcciones y modificaciones correspondientes en cada modelo hasta encontrar las dimensiones más apropiadas que permitieran cumplir con todos los criterios.

Tabla 56. Solicitaciones vigas sistema monolítico. Fuente: Propia.

viga	Tramos	Dimensiones vigas (cm)		Longitud entre ejes (cm)	Lado columnas o muros laterales (cm)		Momentos negativos Envolvente (tonf-m)		Momento positivo Envolvente (tonf-
		b	h		Izquierda	Derecha	Izquierdo	Derecho	Centro
Eje B	4-3	45	80	420	70	70	34.3	41.294	5.99
	3-2	45	80	720	70	70	30.1908	29.046	6.106
	2-1	45	80	760	70	70	30.5546	26.1925	3.67
Eje 2	A-B	45	80	800	70	55	65.1501	63.8444	24.4583
	B-C	45	80	660	55	70	56.9332	57.7913	15.5492
viga	Cortantes 1.2D+1.0L (tonf)		Torsión Envolvente (tonf-m)	Cuantía cara superior		Cuantía cara inferior		Cuantía centro	Cortante Envolvente (tonf)
	Izquierdo	Derecho		Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho		
Eje B	-0.3092	3.3912	0.0818	0.0043	0.0031	0.0036	0.0025	0.0024	24.1003
	-5.3959	5.297	1.0266	0.0035	0.0031	0.0038	0.0029	0.0016	12.5782
	-4.0941	3.2	0.0509	0.0031	0.0031	0.0029	0.0029	0.0015	10.2684
Eje 2	-30.487	28.4902	1.4177	0.0069	0.0067	0.0033	0.0033	0.0031	36.4325
	-24.9591	24.1543	0.0729	0.006	0.0061	0.0031	0.0031	0.0031	35.612

Tabla 57. Solicitaciones vigas sistema prefabricado. Fuente: Propia.

viga	Tramos	Dimensiones vigas (cm)		Longitud entre ejes (cm)	Lado columnas o muros laterales (cm)		Momentos negativos Envolvente (tonf-m)		Momento positivo Envolvente (tonf-
		b	h		Izquierda	Derecha	Izquierdo	Derecho	Centro
Eje B	4-3	60	80	420	90	90	94.57	102.05	15.6832
	3-2	60	80	720	90	90	73.24	70.95	10.8973
	2-1	60	80	760	90	90	73.71	69.61	6.62.05
Eje 2	A-B	60	80	800	90	80	129.8318	127.091	30.5173
	B-C	60	80	660	80	90	129.8563	131.6776	5.3818
viga	Cortantes 1.2D+1.0L (tonf)		Torsión Envolvente (tonf-m)	Cuantía cara superior		Cuantía cara inferior		Cuantía centro	Cortante Envolvente (tonf)
	Izquierdo	Derecho		Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho		
Eje B	-1.5937	3.0581	0.2609	0.8200%	0.5600%	0.7900%	0.4600%	0.3400%	61.8699
	-6.8813	6.7544	2.7814	0.5600%	0.5700%	0.4600%	0.4700%	0.3100%	2.633
	-4.8852	4.5595	0.2242	0.5400%	0.5800%	0.4800%	0.5000%	0.3100%	24.8903
Eje 2	-31.1031	30.152	5.3846	0.9300%	0.9100%	0.4800%	0.4300%	0.3900%	57.9114
	-25.0195	24.2708	0.2909	0.9200%	0.9200%	0.6000%	0.6600%	0.3000%	63.3896

De acuerdo con las dimensiones de las vigas y sus solicitaciones, se determinó el acero necesario para cumplir con la cuantía requerida en cada una, así como el refuerzo a cortante y la separación de los estribos, tanto en las zonas confinadas como en las no confinadas. A continuación, se presenta el cálculo realizado para la viga del eje B, comprendida entre los ejes 4 y 3 del sistema monolítico, dado que el procedimiento fue similar para las demás vigas en ambos sistemas constructivos.

### 15.2.2. Diseño elementos viga (eje d – nivel 2 – tramo 1-2)

#### 15.2.2.1. Refuerzo longitudinal (diseño a flexión)

El diseño del refuerzo longitudinal para flexión se basa en las solicitaciones obtenidas, asegurando que cumpla con las exigencias estructurales. Los detalles del refuerzo longitudinal se encuentran en la Tabla 58.

Tabla 58. Datos geométrico y resistencia elemento. Fuente: Propia.

Datos generales			
Ejes en los que está la viga	4-3		
Altura de viga	h	cm	80
Base de viga	b	cm	45
Ancho columna izquierda	b col_izq	cm	70
Ancho columna derecha	b col_der	cm	70
Longitud entre ejes	Le	cm	420
Longitud libre viga	Ln	cm	350
Recubrimiento libre	r	cm	5
Resistencia del concreto	f'c	kg/cm <sup>2</sup>	350
Resistencia del refuerzo	fy	kg/cm <sup>2</sup>	4200
Factor de reducción a flexión supuesto	φs	-	0.9

#### 15.2.2.2. Refuerzo negativo derecho

El refuerzo negativo derecho, que se ubican en la parte superior de la viga para resistir los momentos negativos, se ha dimensionado de acuerdo con las solicitaciones específicas del tramo. Los datos del diseño se encuentran en la Tabla 59.

Tabla 59. Refuerzo negativo derecho. Fuente: Propia

Negativo derecho			
Momento de diseño	Mu (-)	tonf-m	41.294
Número de filas de refuerzo	Filas	Cant	2
Altura efectiva	d	cm	71
Cuantía calculada	$\rho$ calc.		0.0050
Cuantía mínima	$\rho$ min.		0.0033
Cuantía modelo	$\rho$ mod.		0.0031
Cuantía escogida	$\rho$ escogido		0.0050
Área de refuerzo requerido por torsión	As requ.	mm <sup>2</sup>	0
Área de refuerzo requerido	As requ.	mm <sup>2</sup>	1597.5
Número de barra	#		8
Cantidad de barras de barras (requeridas)	#	Cant	4
Cantidad de barras (Utilizadas)	#	Cant	4
Área de refuerzo suministrado	As usado	mm <sup>2</sup>	2040
Cuantía (Utilizada)	$\rho$ usada		0.0064
85% de la altura del bloque de Whitney	a	mm	64.15
Altura del bloque de Whitney	c	mm	75.47
Relación de resistencia de diseño	c/d		0.106
Factor de reducción a flexión	$\phi$		0.9
Momento nominal	Mn	tonf-m	58.21
Momento nominal redusido	$\phi$ Mn	tonf-m	52.39
Chequeo $\phi$ Mn $\geq$ Mu			Cumple
Momento probable	Mpr	tonf-m	71.90

### 15.2.2.3. Refuerzo negativo izquierdo

El refuerzo negativo izquierdo sigue un diseño similar al derecho, asegurando que los momentos negativos sean contrarrestados adecuadamente. Los detalles de este refuerzo están en la Tabla 60.

Tabla 60. Refuerzo negativo izquierdo. Fuente: Propia.

Negativo izquierdo			
Momento de diseño	Mu (-)	tonf-m	34.3
Número de filas de refuerzo	Filas	Cant	2
Altura efectiva	d	cm	71
Cuantía calculada	$\rho$ calc.		0.0041
Cuantía mínima	$\rho$ min.		0.0033
Cuantía modelo	$\rho$ mod.		0.0043
Cuantía escogida	$\rho$ escogido		0.0043
Área de refuerzo requerido por torsión	As requ.	mm <sup>2</sup>	0
Área de refuerzo requerido	As requ.	mm <sup>2</sup>	1373.85
Número de barra	#		8
Cantidad de barras de barras (requeridas)	#	Cant	3
Cantidad de barras (Utilizadas)	#	Cant	4
Área de refuerzo suministrado	As usado	mm <sup>2</sup>	2040
Cuantía (Utilizada)	$\rho$ usada		0.0064
85% de la altura del bloque de Whitney	a	mm	64.15
Altura del bloque de Whitney	c	mm	75.47
Relación de resistencia de diseño	c/d		0.106
Factor de reducción a flexión	$\phi$		0.9
Momento nominal	Mn	tonf-m	58.21
Momento nominal redusido	$\phi$ Mn	tonf-m	52.39
Chequeo $\phi$ Mn $\geq$ Mu			Cumple
Momento probable	Mpr	tonf-m	71.90

#### 15.2.2.4. Refuerzo positivo central

El refuerzo positivo central, que se coloca en la parte inferior de la viga para resistir los momentos positivos, fue dimensionado según las cargas aplicadas en esta zona. Los resultados del diseño están disponibles en la Tabla 61.

Tabla 61. Refuerzo positivo central. Fuente: Propia.

Positivo central			
Momento de diseño	Mu (-)	tonf-m	5.99
Número de filas de refuerzo	Filas	Cant	2
Altura efectiva	d	cm	71
Cuantía calculada	$\rho$ calc.		0.0007
Cuantía mínima	$\rho$ min.		0.0033
Cuantía modelo	$\rho$ mod.		0.0024
Cuantía escogida	$\rho$ escogido		0.0033
Área de refuerzo requerido por torsión	As requ.	mm <sup>2</sup>	0
Área de refuerzo requerido	As requ.	mm <sup>2</sup>	1054.35
Número de barra	#		6
Cantidad de barras de barras (requeridas)	#	Cant	4
Cantidad de barras (Utilizadas)	#	Cant	4
Área de refuerzo suministrado	As usado	mm <sup>2</sup>	1136
Cuantía (Utilizada)	$\rho$ usada		0.0036
85% de la altura del bloque de Whitney	a	mm	36.08
Altura del bloque de Whitney	c	mm	42.45
Relación de resitencia de diseño	c/d		0.060
Factor de reducción a flexión	$\phi$		0.9
Momento nominal	Mn	tonf-m	33.42
Momento nominal redusido	$\phi M_n$	tonf-m	30.08
Chequeo $\phi M_n \geq M_u$			Cumple
Momento probable	Mpr	tonf-m	41.51

#### 15.2.2.5. Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo se calculó para garantizar que la viga cumpla con los requisitos normativos, evitando una falla frágil. Los valores correspondientes al refuerzo mínimo se presentan en la Tabla 62.

Tabla 62. Refuerzo mínimo. Fuente: Propia.

Mínimo			
Momento de diseño	Mu (-)	tonf-m	0
Número de filas de refuerzo	Filas	Cant	2
Altura efectiva	d	cm	71
Cuantía calculada	$\rho$ calc.		0.0000
Cuantía mínima	$\rho$ min.		0.0033
Cuantía modelo	$\rho$ mod.		0.0024
Cuantía escogida	$\rho$ escogido		0.0033
Área de refuerzo requerido por torsión	As requ.	mm <sup>2</sup>	0
Área de refuerzo requerido	As requ.	mm <sup>2</sup>	1054.35
Número de barra	#		6
Cantidad de barras de barras (requeridas)	#	Cant	4
Cantidad de barras (Utilizadas)	#	Cant	4
Área de refuerzo suministrado	As usado	mm2	1136
Cuantía (Utilizada)	$\rho$ usada		0.0036
85% de la altura del bloque de Whitney	a	mm	36.08
Altura del bloque de Whitney	c	mm	42.45
Relación de resistencia de diseño	c/d		0.060
Factor de reducción a flexión	$\phi$		0.9
Momento nominal	Mn	tonf-m	33.42
Momento nominal reducido	$\phi$ Mn	tonf-m	30.08
Chequeo $\phi$ Mn $\geq$ Mu			Cumple
Momento probable	Mpr	tonf-m	41.51

#### 15.2.2.5.1. Momentos nominales

Los momentos nominales se calcularon de acuerdo con las dimensiones y solicitaciones de la viga, asegurando que la capacidad de momento sea suficiente para resistir las cargas de diseño. Los resultados del análisis de momentos nominales se encuentran en la Tabla 63.

Tabla 63. Comparación de momentos nominales calculados. Fuente: Propia.

Comparación de momentos nominales calculado			
Momento nominal izquierdo (-)	Mn der	tonf-m	58.21
Momento nominal derecho (-)	Mn izq	tonf-m	58.21
Momento nominal central (+)	Mn central	tonf-m	33.42
Momento nominal mínimo (-,+)	Mn min	tonf-m	33.42
Chequeo Mn min $\geq$ Mn (-)			Cumple
Chequeo Mn $\geq$ Max(Mn(-);Mn+)/4			Cumple

#### **15.2.2.5.2. Momentos probables**

Los momentos probables, que reflejan la capacidad de la viga bajo condiciones de diseño más severas, se evaluaron considerando las incertidumbres y factores de seguridad. La comparación de los valores obtenidos para momentos probables se detalla en la Tabla 64.

*Tabla 64. Comparación de momentos probables. Fuente: Propia.*

Comparación de momentos probables calculado			
Momento nominal izquierdo (-)	Mpr izq	tonf-m	71.90
Momento nominal derecho (-)	Mpr der	tonf-m	71.90
Momento nominal central (+)	Mpr central	tonf-m	41.51
Momento nominal mínimo (-,+)	Mpr min	tonf-m	41.51

#### **15.2.2.6. Refuerzo transversal**

El refuerzo transversal fue diseñado para resistir las fuerzas cortantes en la viga, asegurando que tanto las zonas confinadas como no confinadas tengan la capacidad necesaria para evitar fallas por cortante.

##### **15.2.2.6.1. Zona confinada extremos**

En los extremos de la viga, se diseñó un refuerzo adicional en la zona confinada para mejorar la capacidad de absorción de energía y evitar fallas prematuras. Los detalles de este refuerzo se presentan en la Tabla 65.

Tabla 65. Zona confinada extremos. Fuente: Propia.

Zona confinada extremos			
Cortante último de diseño	Vu	tonf	24.1003
Número de barra estribos	#		4
Número de ramas zona confinada	#		2
Número de ramas zona no confinada	#		2
Chequeo separación zona confinada			
Separación 1	S1	mm	177.50
Separación 2	S2	mm	114.60
Separación 3	S3	mm	150.00
Longitud de confinamiento	2h	mm	1600.00
Separación zona confinada	S zc	mm	114.60
Separación zona confinada escogido	S zc escogido	mm	130.00
Área de refuerzo requerido por torsión	As requ.	mm <sup>2</sup>	0
Área de refuerzo suministrada por estribo zona confinada	Av 1	mm <sup>2</sup>	258.00
Área de refuerzo suministrada por estribo zona no confinada	Av 2	mm <sup>2</sup>	258.00
Separación máxima de estribos	S max	mm	688.00
Separación zona no confinada	S znc	mm	355.00
Separación zona no confinada escogido	S znc escogido	mm	300.00

#### 15.2.2.6.2. Cortante en zona confinada

El análisis del cortante en la zona confinada permitió dimensionar los estribos de acuerdo con las solicitaciones máximas, garantizando la estabilidad de la viga en estas zonas críticas. Los resultados están en la Tabla 66.

Tabla 66. Cortante en zona confinada. Fuente: Propia.

Cortante en zona confinada			
Zona confinada	Zc	Si	
Aporte del concreto	Vc	tonf	0.00
Aporte del refuerzo	Vsc	tonf	59.18
Aporte del refuerzo máximo	Vs max	tonf	124.75
Aporte del refuerzo escogido	Vs escogido	tonf	59.18
Resistencia al corte	Vn	tonf	59.18
Resistencia al corte reducido	$\phi V_n$	tonf	44.39
Chequeo de $\phi V_n \geq V_u$		Cumple	
Chequeo de $\phi V_n \geq V_e$		Cumple	

### 15.2.2.6.3. Cortante en zona no confinada

El cortante en la zona no confinada fue calculado para asegurar que la viga mantenga su capacidad estructural fuera de las áreas confinadas. Los valores del análisis y el diseño se encuentran en la Tabla 67.

Tabla 67. Cortante en zona no confinada. Fuente: Propia.

Cortante en zona no confinada			
Zona confinada	Zc	No	
Aporte del concreto	Vc	tonf	31.68
Aporte del refuerzo	Vsc	tonf	25.65
Resistencia al corte máximo por refuerzo	Vm	tonf	124.75
Aporte del refuerzo escogido	Vse	tonf	25.65
Resistencia al corte	Vn	tonf	57.32
Resistencia al corte reducido	$\phi Vn$	tonf	42.99
Chequeo de $\phi Vn \geq V_u$			Cumple

### 15.2.2.6.4. Cortante en rotula plástica por momento nominal

El cortante en la rótula plástica fue evaluado considerando el momento nominal, para asegurar que esta región crítica de la viga pueda soportar la demanda de cortante sin sufrir fallas prematuras. Los detalles se encuentran en las Tablas 64, 65, 66 y 67.

Tabla 68. Cortante en rotula plástica por momento nominal derecho. Fuente: Propia.

Cortante en rotula plástica por momento nominal derecho			
Momento nominal 1	Mn1	tonf-m	58.21
Momento nominal 2	Mn2	tonf-m	33.42
Cortante por momento nominal	VMn	tonf	26.18

Tabla 69. Cortante en rotula plástica por momento probable derecho. Fuente: Propia.

Cortante en rotula plástica por momento probable derecho			
Momento probable 1	Mpr1	tonf-m	71.90
Momento probable 2	Mpr2	tonf-m	41.51
1.2D+1.0L	Wu	tonf	3.3912
Cortante por momento probable	Ve 1	tonf	35.79
Cortante por momento probable	Ve 2	tonf	29.01



Tabla 70. Cortante en rotula plástica por momento nominal izquierdo. Fuente: Propia.

Cortante en rotula plástica por momento nominal Izquierdo			
Momento nominal 1	Mn 1	tonf-m	58.21
Momento nominal 2	Mn 2	tonf-m	33.42
Cortante por momento nominal	VMn	tonf	26.18

Tabla 71. Cortante en rotula plástica por momento probable izquierdo. Fuente: Propia.

Cortante en rotula plástica por momento probable Izquierdo			
Momento probable 1	Mpr1	tonf-m	71.90
Momento probable 2	Mpr2	tonf-m	41.51
1.2D+1.0L	Wu	tonf	-0.3092
Cortante por momento probable	Ve 1	tonf	32.09
Cortante por momento probable	Ve 2	tonf	32.71

#### 15.2.2.6.5. Comparación de cortante nominal y probable y diseño a torsión

Se realizó una comparación entre el cortante nominal y el probable para verificar la adecuación del diseño, ajustando el refuerzo transversal en función de los resultados. Además, se diseñó el refuerzo a torsión para garantizar que la viga pueda resistir los momentos de torsión que se presenten. Los resultados de este análisis se presentan en las Tablas 68 y 69.

Tabla 72. Comparación de cortante nominal y probable. Fuente: Propia.

Comparación de cortante nominal y probable		
Comparación de momentos	$M_{pr1} > M_{n1}$	Cumple
Comparación de momentos	$M_{pr2} > M_{n2}$	Cumple
Comparación de cortantes	$V_e > V_{Mn}$	Cumple
Comparación de cortantes	$V_n > V_{Mn}$	Cumple
Factor de reducción a cortante	$\phi$	0.75

Tabla 73. Diseño a torsión. Fuente: Propia.

Diseño a torsión			
Torsión de diseño	Tu	tonf-m	0.0818
Condición	No requiere refuerzo por torsión		
Factor de reducción	$\phi$		0.75
Área encerrada perímetro exterior	Acp	cm <sup>2</sup>	3600
Perímetro exterior de la sección	Pcp	cm	250
Momento torsor crítico	Tcr	ton-m	1.92
	Xo	mm	350
	Yo	mm	700
	Aoh	mm <sup>2</sup>	245000
Perímetro del eje del refuerzo transversal	Ph	mm	2100
	Ao	mm <sup>2</sup>	208250
	At/s	mm <sup>2</sup> /mm	0.01
Área de refuerzo requerida	Al	mm <sup>2</sup>	13.09

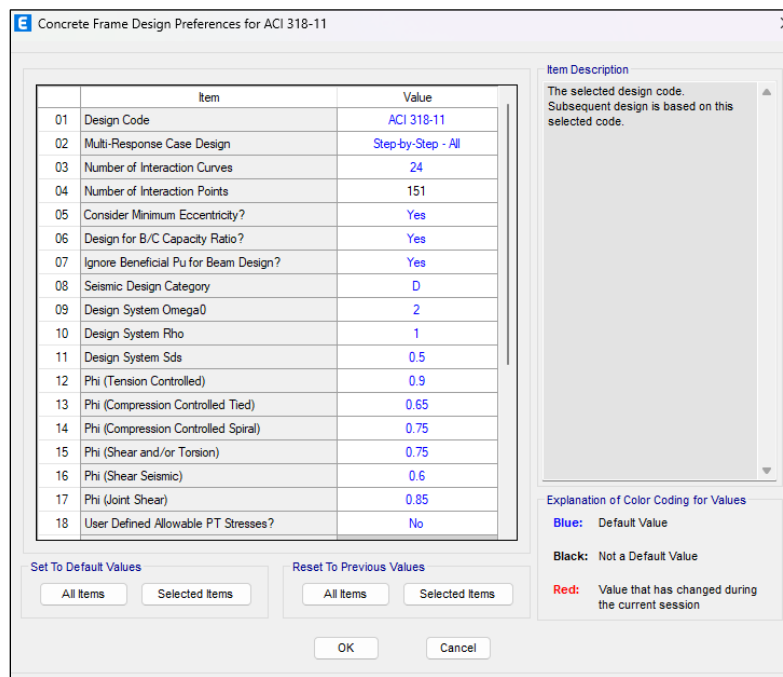
Cabe resaltar que el diseño de las mismas vigas en el sistema estructural prefabricado se realizó de la misma manera y por ende no se muestran en esta sección, pero pueden apreciarse en el documento anexo de “3.diseño\_sist.prefabricado.xlsm”.

### **15.3. Diseño columna**

La columna diseñada está ubicada en la intersección entre el eje B y el eje 2, abarcando todos los niveles, con el objetivo de analizar su comportamiento estructural a lo largo de toda la edificación. Se realizó el diseño y revisión de los nudos (conexión viga-columna), la longitud de desarrollo del acero y el empalme de las barras de acero con las barras comerciales, asegurando que cumplan con los requisitos normativos y de desempeño estructural.

#### ***15.3.1. Configuración del diseño en ETABS® para columnas***

La configuración del diseño de las columnas en ETABS® se realizó de acuerdo con las dimensiones y solicitaciones previamente establecidas para cada nivel de la edificación. Esta configuración incluye la definición de los materiales, la asignación de cargas y las condiciones de soporte, asegurando que el diseño cumpla con los requisitos estructurales y normativos. Los valores de diseño específicos para las columnas se detallan en la Ilustración 15.

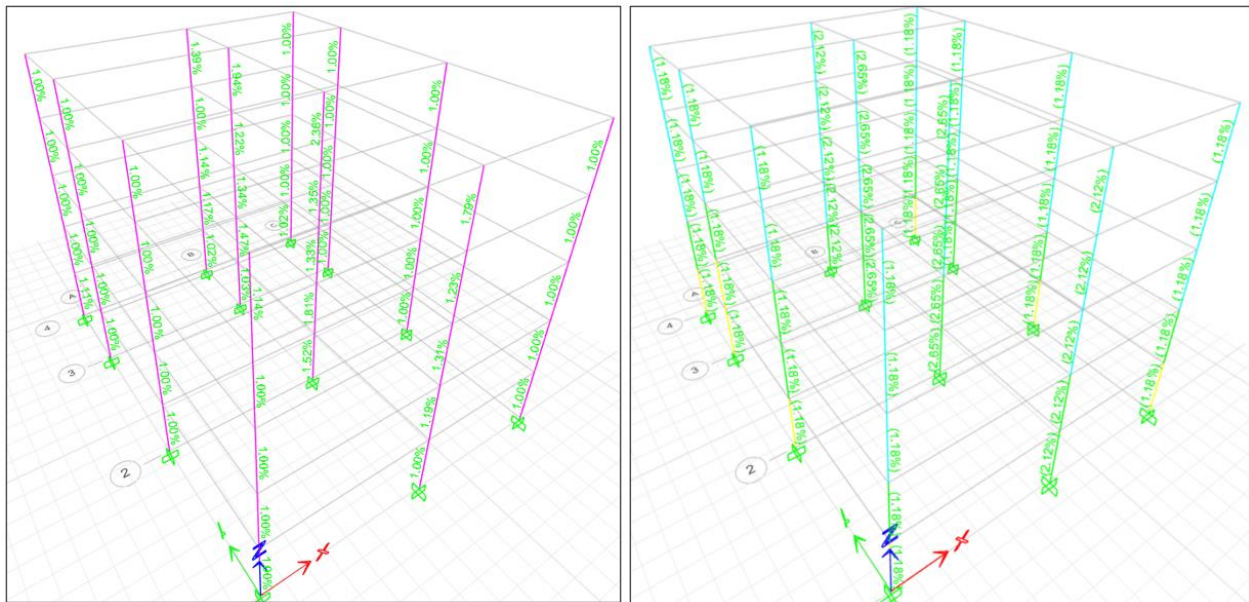


*Ilustración 15. Configuración diseño columnas ETABS®. Fuente: Propia*

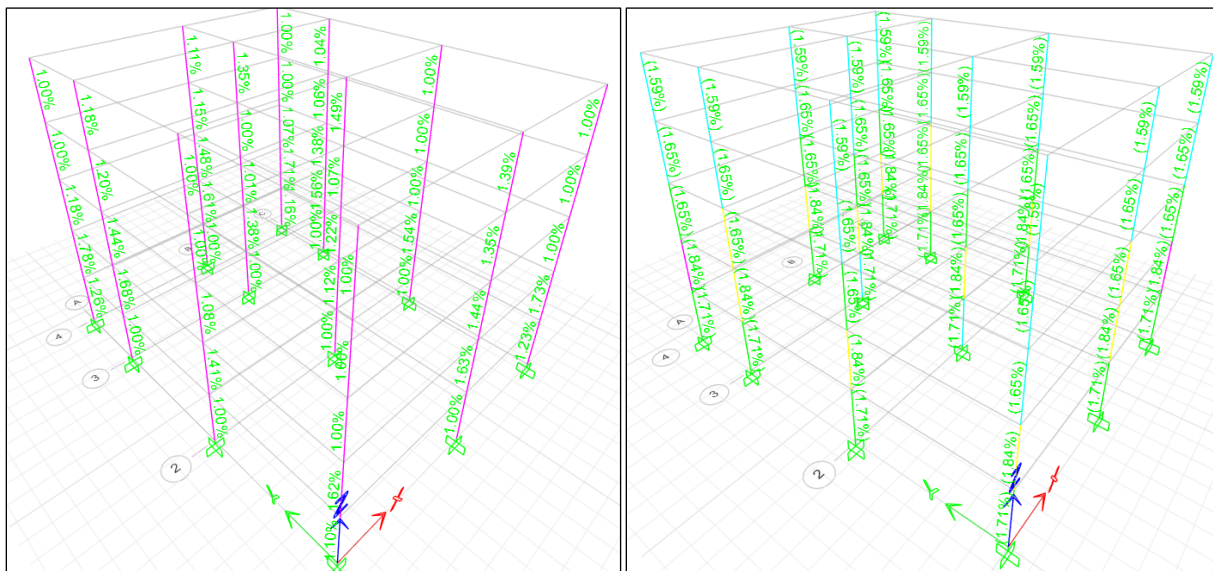
### **15.3.2. Refuerzo longitudinal (DES)**

La cuantía de refuerzo necesaria para las columnas varía según las solicitaciones estructurales en diferentes zonas. En el sistema monolítico, se definieron tres secciones de columna con las mismas dimensiones, pero con diferente cuantía de acero para simplificar el trabajo. Estas secciones fueron asignadas a las columnas que requerían cuantías similares. En el sistema prefabricado, se definieron cuatro secciones de columnas con dimensiones variables, las cuales se asignaron por pisos, permitiendo un diseño más flexible, ya que cada columna es independiente en este sistema. Se asegura que la cuantía suministrada sea igual o superior a la demandada, garantizando que la capacidad de las columnas sea adecuada para las solicitaciones.

En la Ilustración 18, se muestra cómo el software genera los resultados, facilitando la verificación de los datos mediante una visualización en 3D.



*Ilustración 16. Cuantía solicitada y suministrada columnas sistema estructural monolítico.  
Fuente: Propia.*



*Ilustración 17. Cuantía solicitada y suministrada columnas sistema estructural prefabricado.  
Fuente: Propia.*

Las dimensiones de las columnas en el sistema estructural monolítico fueron constantes de 0.70x0.55 m, mientras que en el sistema estructural prefabricado fueron variables desde 0.80x0.80 m hasta 1.20x1.20 m.

A continuación, se presenta solamente el diseño de la columna elegida, especificada en la Ilustración 14 para ambos sistemas constructivos.

Tabla 74. Distribución de acero longitudinal columna sistema monolítico. Fuente: Propia.

Col 0.7 x 0.55		
Parámetro	Dimension	Unidades
Altura entre columnas (Entre parte superior de vigas)	3	m
Altura viga	0.6	m
B	0.7	m
H	0.55	m
Área concreto	0.39	m <sup>2</sup>
Cuantia	2.36%	
Área acero	0.00909	m <sup>2</sup>
Área acero requerida	90.86	cm <sup>2</sup>
Numero barra	8	
Área barra	5.1	cm <sup>2</sup>
Cantidad_barras	17.800	barras
Barras escogidas	20	
Área acero suministrada	102	cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	0.04	m
B	0.7	m
H	0.55	m
Barras B	5	
Barras H	5	
Diametro barra	0.0254	m
Espaciamiento B	0.090	m
Espaciamiento H	0.100	m
Cantidad de barras dispuestas en la dirección de B	7 # 8 @ 0.09 m c.c.	
Cantidad de barras dispuestas en la dirección de H	5 # 8 @ 0.1 m c.c.	

Tabla 75. Distribución de acero longitudinal columna sistema prefabricado. Fuente: Propia.

Col 1.2 x 1.2		
Parámetro	Dimension	Unidades
Altura entre columnas (Entre parte superior de vigas)	3	m
Altura viga	0.8	m
B	1.2	m
H	1.2	m
Área concreto	1.44	m <sup>2</sup>
Cuantia	1.25%	
Área acero	0.01800	m <sup>2</sup>
Área acero requerida	180	cm <sup>2</sup>
Numero barra	10	
Área barra	8.19	cm <sup>2</sup>
Cantidad_barras	22.000	barras
Barras escogidas	30	
Área acero suministrada	246	cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	0.04	m
B	1.2	m
H	1.2	m
Barras B	7	
Barras H	8	
Diametro barra	0.0323	m
Espaciamiento B	0.180	m
Espaciamiento H	0.150	m
Cantidad de barras dispuestas en la dirección de B	9 # 10 @ 0.18 m c.c.	
Cantidad de barras dispuestas en la dirección de H	8 # 10 @ 0.15 m c.c.	

La cuantía del elemento tiene que estar entre el 1% y el 4%, según el criterio del reglamento NSR-10 (Apéndice C.21.6.3.1. Como se evidencia en el diseño, se cumple con el criterio del reglamento.)

### 15.3.3. Refuerzo transversal (DES)

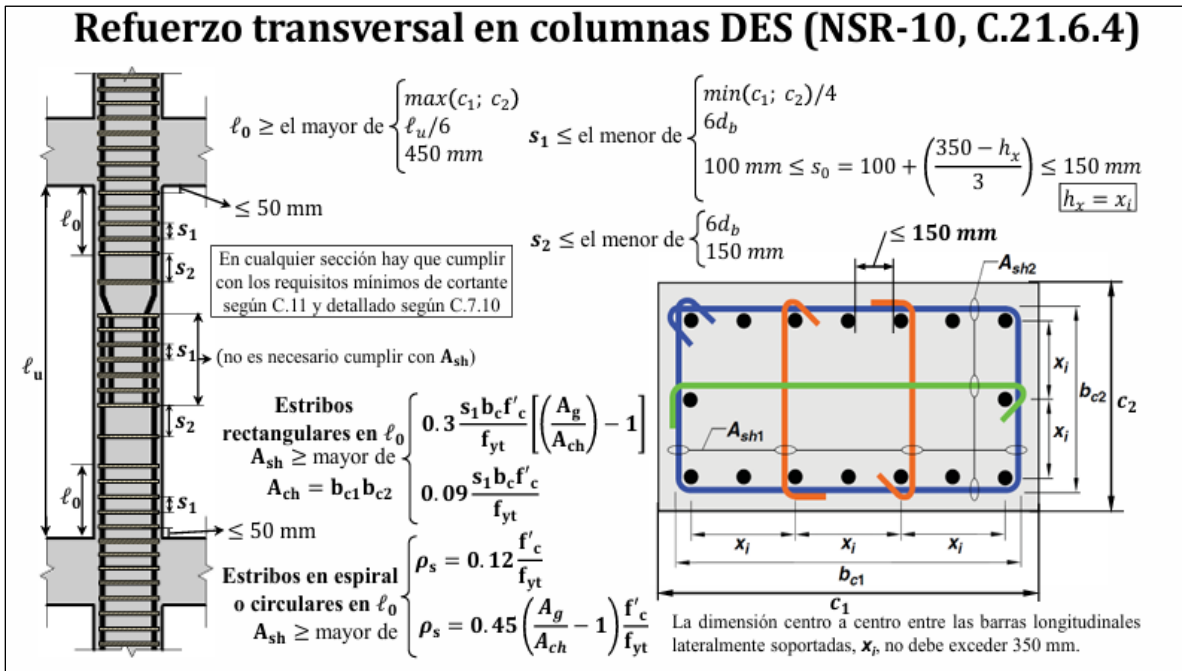


Ilustración 18. Configuración refuerzo transversal Columnas DES. Fuente: AIS 2010.

#### 15.3.3.1. Zona confinada

Tabla 76. Longitud zona confinada columnas sistema monolítico. Fuente: Propia.

Longitud confinada		
B (c1)	0.7	m
H (c2)	0.55	m
Lu	2.4	m
Lu/6	0.4	m
450 mm	0.45	m
Lo	0.7	m

La longitud Lu, es la distancia libre entre la parte baja del peralte de la viga superior de nivel y la parte alta del peralte de la viga inferior del nivel. En este caso, la longitud de

confinamiento de la columna por cada nivel es mayor que  $Lu$  ( $Lu < 2L0 / 2.5 < 2(1.8)$ ). Por ende, toda la columna a lo largo de cada nivel tiene una configuración confinada.

### 15.3.3.2. Espaciamiento en área confinada y no confinada

Tabla 77. Espaciamiento de acero transversal en área confinada y no confinada sistema monolítico. Fuente: Propia.

Espaciamiento zona confinada		
<b>B</b>	0.55	m
<b>B/4</b>	0.14	m
<b>Barra longitudinal 1</b>	8	# barra
<b>Diametro</b>	0.0254	m
<b>Db*6</b>	0.1524	m
<b>hx</b>	0.3000	m
<b>So</b>	0.1167	m
<b>100 ≤ So ≤ 150</b>	Cumple	
<b>S1</b>	11.00	cm
<b>150 mm</b>	0.15	cm
<b>S2</b>	15.00	cm

El espaciamiento S1, corresponde al espaciamiento del refuerzo transversal (estribos de la columna) en la zona confinada. Como la columna es confinada a lo largo de todo el nivel, el espaciamiento del refuerzo transversal es S1.

### 15.3.3.3. Cuantía volumétrica en ambas caras de la columna

Se verifica que la cuantía volumétrica se verifica para que cumpla el reglamento NSR-10

Tabla 78. Cuantía volumétrica en dirección X sistema monolítico. Fuente: Propia

Cuantía volumétrica (Sx) lado 0.7 m		
<b>S1</b>	150	mm
<b>bc1</b>	620	mm
<b>Fc'</b>	35	Mpa
<b>fyt</b>	420	Mpa
<b>Ag</b>	385000	mm <sup>2</sup>
<b>Ach</b>	291400	mm <sup>2</sup>
<b>Ash</b>	747	mm <sup>2</sup>
<b>Ash</b>	697.5	mm <sup>2</sup>
<b>Ash1</b>	747	mm <sup>2</sup>

*Tabla 79. Cuantía volumétrica en dirección Y sistema monolítico. Fuente: Propia.*

Cuantía volumetrica (Sy) lado 0.55 m		
S1	150	mm
bc2	470	mm
Fe'	35	Mpa
fyt	420	Mpa
Ag	385000	mm2
Ach	291400	mm2
Ash	566.1	mm2
Ash	528.75	mm2
Ash2	566.1	mm2

#### 15.3.3.4. Distribución acero transversal columnas (estribo)

*Tabla 80. Distribución ramas acero transversal sistema monolítico. Fuente: Propia.*

Distriibucion de ramas		
Ash1	746.8	mm2
Ash2	566.1	mm2
Estribo	4	#barra
Áreas barra	129	mm2
Ramas x	5.8	cantidad barras
Ramas x escogida	6.0	cantidad barras
Estribo	4	#barra
Áreas barra	129	mm2
Ramas y	4.4	cantidad barras
Ramas y escogida	5	cantidad barras

Se verifica que el espaciamiento libre entre las barras longitudinales ( $l$ ) sea menor a 150mm. El espaciamiento en la cara C1 (0.55m) el espaciamiento libre de las barras es de 100mm y el espaciamiento en la cara C2 (0.70m) el espaciamiento libre de las barras es de 90mm. Ambos por debajo de 150mm.

#### 15.3.4. Cortante

Con el diagrama de interacción de la columna, se determina el momento aceptable asociado a la capacidad axial del elemento (carga), relacionando la combinación de carga (Fuerza) que mayor carga le genere. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables Mpr en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas, Pu.



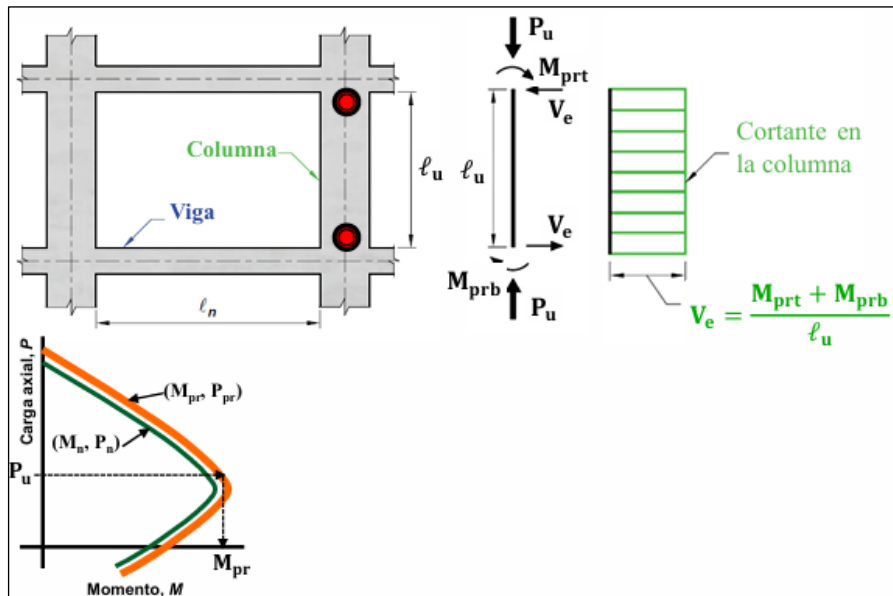


Ilustración 19. Requisitos de resistencia a cortante en columnas DES. Fuente: AIS 2010.

Se considera un  $\phi=1$  y un  $f_y = 1.25f_y$ .

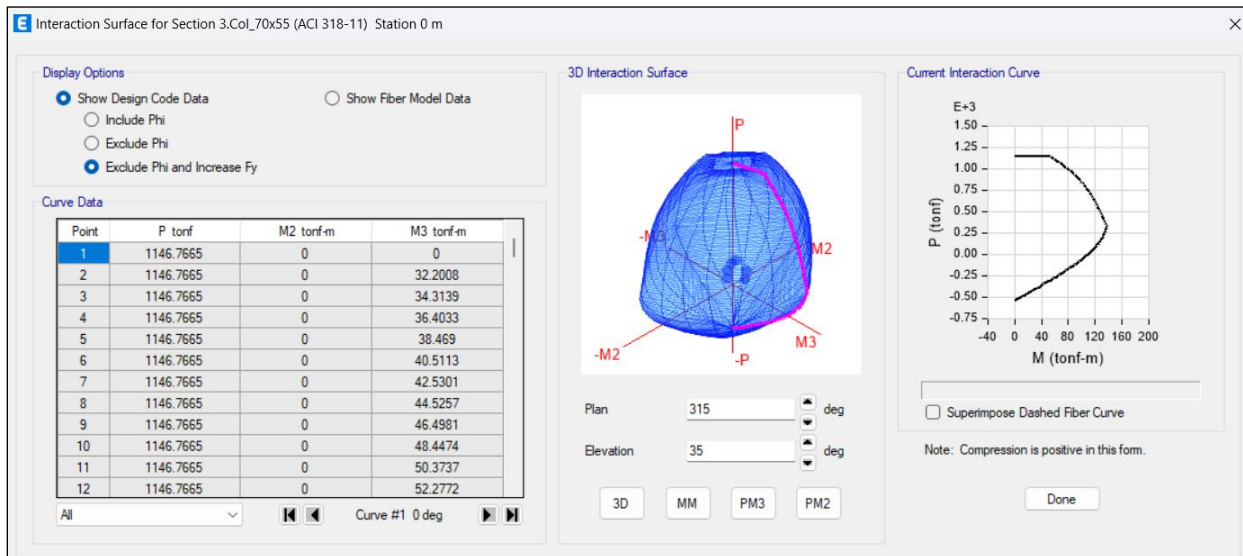


Ilustración 20. Diagrama de interacción Columna ( $\phi=1$  y un  $f_y = 1.25f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia.

Tabla 81. Datos de curva de diagrama de interacción columna en dirección X y Y ( $\phi=1$  y un  $f_y = 1.25f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia.

Curve #1 0 deg				Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
100	154.399	0	127.8009	100	158.6493	156.9635	0
101	144.6498	0	126.7772	101	146.3453	155.9199	0
102	134.7246	0	125.7186	102	133.7676	154.8409	0
103	124.6125	0	124.6241	103	120.8989	153.7255	0
104	114.3016	0	123.4924	104	109.4703	152.407	0
105	103.7788	0	122.3224	105	98.5245	150.9735	0
106	93.0301	0	121.1127	106	87.3409	149.4903	0
107	82.04	0	119.8617	107	75.9034	147.9556	0
108	70.7918	0	118.5679	108	64.1942	146.3675	0
109	59.2669	0	117.2293	109	52.1939	144.7239	0
110	47.4451	0	115.8441	110	39.8812	143.0224	0

Se determina la fuerza cortante  $V_e$  en dirección X y Y según los momentos probables.

Tabla 82. Cortante plástica sistema monolítico. Fuente: Propia.

Nivel	Ve2-X (ton)	Ve3-Y (ton)
CBTA	94.95	117.92
N5	101.51	124.69
N4	106.05	129.59
N3	109.15	131.86
N2	108.02	132.05

Rango de carga axial y momentos mas probables					
Nivel	Top/bottom	Pu Compresion (ton)	Pu Compresion (ton)	M3 x (ton.m)	M2 y (ton.m)
CBTA	top	-73.09	73.1	118.8	147.6
CBTA	bottom	-70.60	70.6	118.5	147.2
N5	top	-146.96	147.0	127.0	156.0
N5	bottom	-144.47	144.5	126.8	155.8
N4	top	-221.91	221.9	132.6	162.1
N4	bottom	-219.43	219.4	132.5	161.9
N3	top	-295.63	295.6	136.5	164.9
N3	bottom	-293.14	293.1	136.4	164.8
N2	top	-372.53	372.5	135.0	165.0
N2	bottom	-370.05	370.0	135.1	165.1

Se determina la cortante y carga axial ultima.

Tabla 83. Cortante y carga axial ultima sistema monolítico. Fuente: Propia.

Cortante y carga axial ultima			
Nivel	Pu (ton)	V2-X (ton)	V3-Y (ton)
CBTA	73.1	57.3	20.3
N5	147.0	34.9	18.7
N4	221.9	40.5	24.6
N3	295.6	43.0	27.1
N2	372.5	43.0	26.6

Se verifica si el aporte de la cortante del concreto se puede tomar como cero (0).

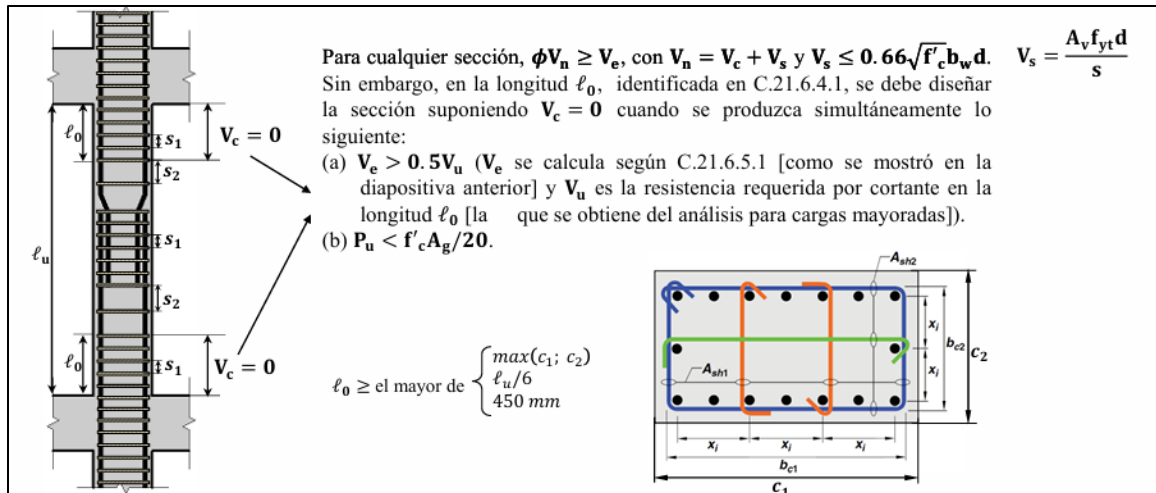


Ilustración 21. consideraciones  $V_e$  y  $P_u$  en cortante. Fuente: AIS 2010.

Tabla 84. Consideración  $V_c$  en cortante de columna sistema monolítico. Fuente: Propia.

Verificación C.21.6.5.2		
CBTA	se considera $V_c$	se considera $V_c$
N5	se considera $V_c$	se considera $V_c$
N4	se considera $V_c$	se considera $V_c$
N3	se considera $V_c$	se considera $V_c$
N2	se considera $V_c$	se considera $V_c$

### 15.3.4.1. Coeficiente de reducción de resistencia para cortante

Se verifica el  $\phi$  con el que se verificara si la capacidad del elemento es mayor a la demanda solicitada (capacidad  $\geq$  demanda). Se considera un  $\phi=1$  y un  $f_y = f_y$ .

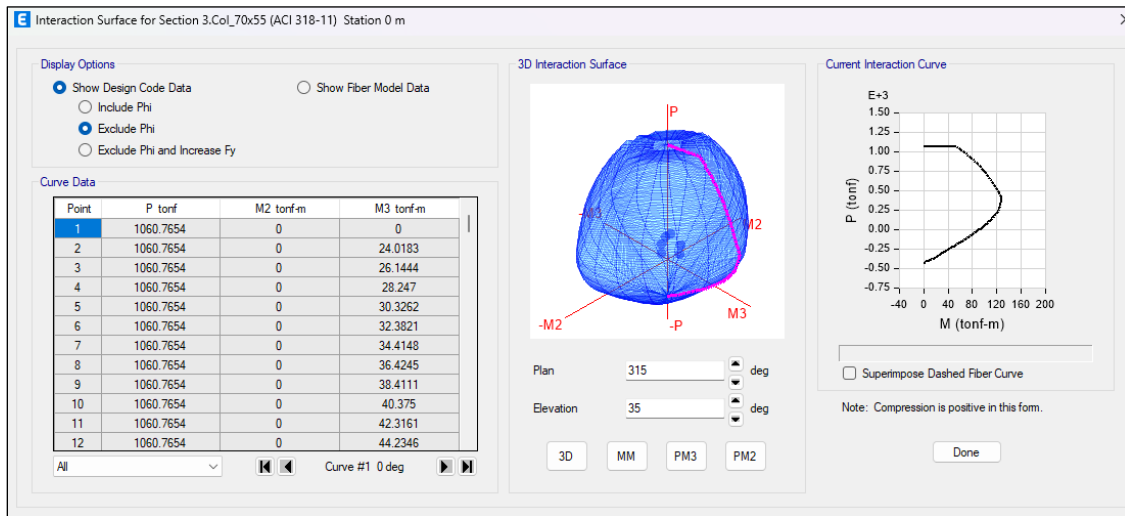


Ilustración 22. Diagrama de interacción Columna ( $\phi=1$  y un  $f_y = f_y$ ) sistema monolítico.  
Fuente: Propia.

Tabla 85. Datos de curva de diagrama de interacción columna en dirección X y Y ( $\phi=1$  y un  $f_y = f_y$ ) sistema monolítico. Fuente: Propia.

Curve #1 0 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
100	202.7746	0	118.788
101	193.0254	0	117.7643
102	183.1002	0	116.7057
103	172.9881	0	115.6111
104	162.6772	0	114.4795
105	152.1544	0	113.3095
106	141.4057	0	112.0998
107	130.4156	0	110.8488
108	119.1674	0	109.555
109	109.0494	0	108.2164
110	99.8315	0	106.8312
111	90.4246	0	105.3972
112	80.8143	0	103.9119
113	70.9844	0	102.3727
114	60.9172	0	100.7768
115	50.5929	0	99.1207
116	39.9894	0	97.4009
117	29.0821	0	95.6134
118	17.8434	0	93.7535
119	6.2422	0	91.8161
120	-5.7566	0	89.7956

Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
100	191.0718	144.5586	0
101	181.7383	143.5362	0
102	172.2523	142.4791	0
103	162.6041	141.3866	0
104	152.7836	140.258	0
105	142.7794	139.0925	0
106	132.5793	137.8892	0
107	122.1699	136.6471	0
108	111.5366	135.3652	0
109	100.5695	134.0156	0
110	89.1938	132.3142	0
111	79.2025	130.5524	0
112	68.9858	128.7273	0
113	58.5259	126.836	0
114	50.2399	125.3372	0
115	39.2323	123.3025	0
116	27.9155	121.19	0
117	16.2622	118.9949	0
118	4.2418	116.7118	0
119	-8.18	114.3347	0
120	-21.0423	111.8569	0

Rango de carga axial y momentos mas probables					
Nivel	Top/bottom	Pu Compresion (ton)	Pu Compresion (ton)	M3 x (ton.m)	M2 y (ton.m)
CBTA	top	-73.09	73.1	102.7	129.5
CBTA	bottom	-70.60	70.6	102.3	129.0
N5	top	-146.96	147.0	112.7	139.6
N5	bottom	-144.47	144.5	112.4	139.3
N4	top	-221.91	221.9	120.7	147.2
N4	bottom	-219.43	219.4	120.5	147.1
N3	top	-295.63	295.6	125.6	151.7
N3	bottom	-293.14	293.1	125.5	151.6
N2	top	-372.53	372.5	127.7	153.5
N2	bottom	-370.05	370.0	127.7	153.4

Se calcula en  $V_c$ ,  $V_s$  y  $V_e$  para la configuración ( $\phi=1$  y un  $f_y = f_y$ ) en la dirección X y Y.

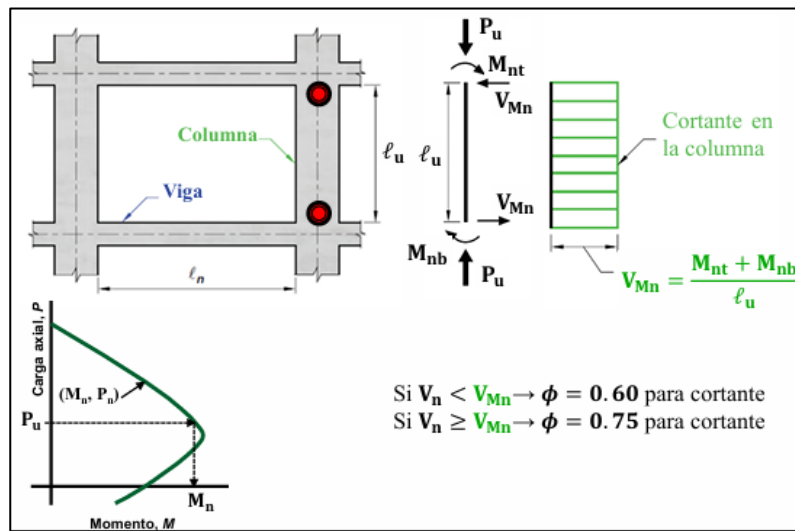


Tabla 86. Cálculo de  $V_c$  y  $V_s$ . Fuente: AIS 2010.

(C.11-4)	$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 2 \left( 1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$
----------	---	--	--

**C.11.4.7 — Diseño del refuerzo para cortante**

**C.11.4.7.1** — Donde  $V_u$  excede  $\phi V_c$ , el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (C.11-1) y (C.11-2), donde  $V_s$  debe calcularse de acuerdo con C.11.4.7.2 a C.11.4.7.9.

**C.11.4.7.2** — Donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (C.11-15)$$

Tabla 87. Diseño refuerzo por cortante columna sistema monolítico. Fuente: Propia.

Vn		
fyt	420	Mpa
s	110.0	mm
Asx	774	mm2
dx	560	mm
Asy	645	mm2
dy	440	mm
Vsx	165	ton
Vsy	108	ton
bwx	700	mm
bwy	550	mm
l	1	
Ag	385000	
f'c	35	Mpa
Vcx	45	ton
Vcy	28	ton
Vnx	210	ton
Vny	136	ton

Ahora se verifica la condición de capacidad  $\leq$  demanda.

**NOTA:** En los 3 niveles que se diseñaron, la cortante ultima es mayor a la nominal modificado por el coeficiente f verificado anteriormente.

Tabla 88. Verificación  $\phi V_n \geq V_e$  sistema monolítico. Fuente: Propia.

Verificacion $\phi V_n \geq V_e$		
Nivel	f Vnx	f Vny
<b>N-2, 3, 4, 5, CBTA</b>	157.7	102.0
Nivel	Ve2-X (ton)	Ve3-Y (ton)
CBTA	75.961	90.743
N5	81.209	95.951
N4	84.841	99.718
N3	87.317	101.469
N2	86.415	101.610

Nivel	f Vny < Ve2-y	f Vny < Ve2-y
CBTA	Cumple	Cumple
N5	Cumple	Cumple
N4	Cumple	Cumple
N3	Cumple	Cumple
N2	Cumple	Cumple

### 15.3.5. Columna fuerte / viga débil

Tabla 89. Datos diagrama interacción columna dirección X y Y sistema monolítico. Fuente: Propia.

Curve #1 0 deg				Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
70	322.2024	0	79.0165	70	336.8842	95.1603	0
71	312.7588	0	79.7266	71	327.7039	95.9338	0
72	303.1582	0	80.4421	72	318.3788	96.7088	0
73	293.3931	0	81.1641	73	308.9024	97.4864	0
74	283.4553	0	81.8939	74	299.2676	98.2676	0
75	273.3365	0	82.6326	75	289.467	99.0537	0
76	263.0275	0	83.3817	76	279.4926	99.8459	0
77	260.2351	0	84.0563	77	275.7598	100.7551	0
78	257.3691	0	84.7396	78	271.9103	101.677	0
79	254.4252	0	85.4321	79	267.9372	102.6125	0
80	251.3988	0	86.1343	80	263.8332	103.5623	0
81	248.2849	0	86.847	81	259.5903	104.5276	0
82	245.0783	0	87.5707	82	255.2	105.5094	0
83	241.773	0	88.3061	83	250.6531	106.5086	0
84	238.3631	0	89.0541	84	245.9398	107.5266	0
85	234.8417	0	89.8154	85	241.0494	108.5645	0
86	231.2017	0	90.5908	86	235.9703	109.6236	0
87	227.4353	0	91.3812	87	230.6902	110.7054	0
88	223.534	0	92.1877	88	226.1608	111.6283	0
89	219.4888	0	93.0112	89	221.7222	112.5164	0
90	215.2898	0	93.8528	90	217.1108	113.4184	0

Tabla 90: Rango de carga axial y momentos más probables sistema monolítico. Fuente: Propia.

Rango de carga axial y momentos mas probables					
Nivel	Top/bottom	Pu Compresion (ton)	Pu Compresion (ton)	M3 x (ton.m)	M2 y (ton.m)
N3	bottom	-293.1	293.1	109.1	111.3
N2	top	-372.5	372.5	108.0	111.3

Nivel	Mn3 x (ton.m)	Mn2 y (ton.m)
N3	109.10	111.31
N2	107.96	111.31

Tabla 91: Análisis viga débil / columna fuerte sistema monolítico. Fuente: Propia.

	Dirección X y -X		Dirección Y y -Y	
	Elemento	M <sub>n</sub> (tonf-m)	Elemento	M <sub>n</sub> [kN-m]
Col-B2	(V3) Viga 2 (A-B) - top	85.2	(V1) Viga B (2-1) - top	58
	(V4) Viga 2 (B-C) - bottom	87.5	(V2) Viga B (3-2) - bottom	38
	(V3) Viga 2 (A-B) - bottom	85.2	(V1) Viga B (2-1) - bottom	58
	(V4) Viga 2 (B-C) - top	87.5	(V2) Viga B (3-2) - top	38
	C-bottom N1 (+X)	109.10	C-bottom N1 (+Y)	111
	C-top base (+X)	107.96	C-top base (+Y)	111
	C-bottom N1 (-X)	109.10	C-bottom N1 (-Y)	111
	C-top base (-X)	107.96	C-top base (-Y)	111
$\Sigma M_{n,x} / \Sigma M_{n,y}$	Alrededor Dir X	1.26	Alrededor Dir Y	2.31
$\Sigma M_{n,y} / \Sigma M_{n,x}$	Alrededor Dir -X	1.26	Alrededor Dir -Y	2.31



De cual manera se realizó este chequeo en el programa ETABS® obteniendo los siguientes resultados:

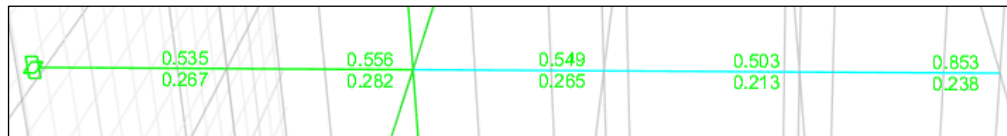


Ilustración 23. Chequeo columna fuerte-viga débil sistema monolítico en ETABS®. Fuente: Propia.

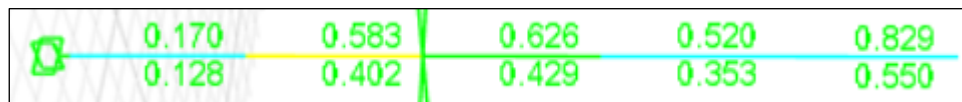


Ilustración 24. Chequeo columna fuerte-viga débil sistema prefabricado en ETABS®. Fuente: Propia.

Como se puede apreciar en la Ilustración 23 y la Ilustración 24, los valores están por debajo del límite por lo que se cumple la condición de columna fuerte/viga débil.

### 15.3.6 CHEQUEO NUDO

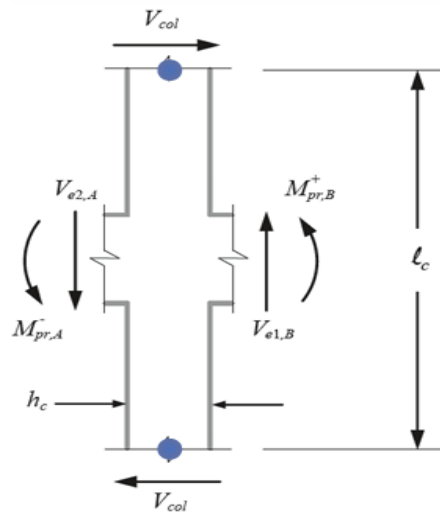
Los factores más importantes por considerar en el diseño de los nudos son:

- Cortante
- Anclaje del refuerzo
- Transmisión de la carga axial



- Adherencia
- Confinamiento del concreto
- Aspectos constructivos

Se debe determina la cortante en el nudo según la siguiente ecuación



Ecuación 6. Cortante en el nudo. Fuente: AIS 2010.

$$V_{col} = \left[ (M_{pr,A}^- + M_{pr,B}^+) + (V_{e2,A} + V_{e1,B}) \frac{h_c}{2} \right] / l_c$$

$\phi V_{nj} \geq V_j \quad V_{nj} = \gamma \sqrt{f'_c A_j} \quad \phi = 0.85$

Interior (A.1):  $\gamma = 1.7$

Exterior (A.2):  $\gamma = 1.2$

Interior (A.1):  $\gamma = 1.2$

Exterior (B.2):  $\gamma = 1.0$

Esquina (A.3):  $\gamma = 1.0$

Esquina (B.3):  $\gamma = 0.7$

**Nota 1:** las líneas punteadas representan una viga que no existe o una viga que tiene  $b_w \leq 0.75b_c$  ó  $h_b \leq 0.75h_j$  de la viga más alta que se conecta al nudo bajo estudio

Ilustración 25. Criterios cortante nudos. Fuente: Docente.

Tabla 92. Chequeo nudo sistema monolítico. Fuente: Propia.

Verificacion direccioon +X		Verificacion direccioon -X		Verificacion direccioon +Y		Verificacion direccioon -Y	
MprA- (ton m)	104.62	MprB- (ton m)	107.45	MprA- (ton m)	71.90	MprA+ (ton m)	71.90
MprB+ (ton m)	107.45	MprA+ (ton m)	104.62	MprB+ (ton m)	0	MprB- (ton m)	0
Ve2A (ton)	54.42	Ve2A (ton)	54.42	Ve2A (ton)	20.53	Ve2A (ton)	22.84
Ve1B (ton)	5.37	Ve1B (ton)	5.37	Ve1B (ton)	0	Ve1B (ton)	0
hc (m)	0.55	hc (m)	0.55	hc (m)	0.7	hc (m)	0.7
lc (m)	3	lc (m)	3	lc (m)	3	lc (m)	3
Vcol X (m)	218	Vcol X (m)	218	Vcol X (m)	74	Vcol X (m)	75
fy (Mpa)	420	fy (Mpa)	420	fy (Mpa)	420	fy (Mpa)	420
As (mm2)	3060	As (mm2)	3060	As (mm2)	2040	As (mm2)	0
A's (mm2)	3060	A's (mm2)	3060	A's (mm2)	0	A's (mm2)	2040
Tpr (ton)	160.65	Tpr (ton)	160.65	Tpr (ton)	107.1	Tpr (ton)	0
T'pr (ton)	160.65	T'pr (ton)	160.65	T'pr (ton)	0	T'pr (ton)	107.1
Vj (ton)	104	Vj (ton)	104	Vj (ton)	33	Vj (ton)	33
$\gamma$	1.7	$\gamma$	1.7	$\gamma$	1.7	$\gamma$	1.7
f'c (Mpa)	35	f'c (Mpa)	35	f'c (Mpa)	35	f'c (Mpa)	35
bc (m)	0.7	bc (m)	0.7	bc (m)	0.55	bc (m)	0.55
bw (m)	0.35	bw (m)	0.35	bw (m)	0.35	bw (m)	0.35
x (m)	0.175	x (m)	0.175	x (m)	0.1	x (m)	0.1
bef (m)	0.7	bef (m)	0.7	bef (m)	0.55	bef (m)	0.55
Aj (m2)	0.385	Aj (m2)	0.385	Aj (m2)	0.385	Aj (m2)	0.385
Vnj (ton)	387.2	Vnj (ton)	387.2	Vnj (ton)	387.2	Vnj (ton)	387.2
$\phi$	0.85	$\phi$	0.85	$\phi$	0.85	$\phi$	0.85
$\phi Vnj \geq Vj$	Cumple	$\phi Vnj \geq Vj$	Cumple	$\phi Vnj \geq Vj$	Cumple	$\phi Vnj \geq Vj$	Cumple

Para el chequeo del nudo en el sistema prefabricado se tuvo en cuenta lo descrito en la sección de 15.1 obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 93. Diseño refuerzo por cortante columna sistema prefabricado. Fuente: Propia.

Vn		
fyt	420	Mpa
s	100.0	mm
Asx	1161	mm2
dx	960	mm
Asy	1032	mm2
dy	960	mm
Vsx	468	ton
Vsy	416	ton
bwx	1200	mm
bwy	1200	mm
l	1	
Ag	1440000	
f'c	35	Mpa
Vcx	121	ton
Vcy	121	ton
Vnx	589	ton
Vny	537	ton

Ahora se verifica la condición de capacidad  $\leq$  demanda.

**NOTA:** En los 5 niveles que se diseñaron, la cortante ultima es mayor a la nominal modificado por el coeficiente phi (f) verificado anteriormente.

*Tabla 94. Verificación  $\phi V_n$  sistema prefabricado. Fuente: Propia.*

Verificacion $\phi V_n \geq 2V_e$		
Nivel	f Vnx	f Vny
N-2, 3, 4, 5, CBTA	529.8	483.0
Nivel	2*Ve2-X (ton)	2*Ve3-Y (ton)
CBTA	391.929	378.039
N5	423.977	392.677
N4	456.668	421.540
N3	488.839	448.270
N2	518.841	473.076

Nivel	f Vny < 2Ve2-y	f Vny < 2Ve2-y
CBTA	Cumple	Cumple
N5	Cumple	Cumple
N4	Cumple	Cumple
N3	Cumple	Cumple
N2	Cumple	Cumple

## 16. Análisis comparativo

### 16.1. Comparación de las métricas estructurales

#### 16.1.1. Derivas

Las derivas son un parámetro crucial en el diseño estructural, ya que representan el desplazamiento relativo entre los pisos de una edificación bajo cargas laterales, como las causadas por un sismo. Su control es fundamental para garantizar la estabilidad de la estructura y minimizar posibles daños no solo en los elementos estructurales, sino también en los elementos no estructurales como muros y acabados. Mantener las derivas dentro de los límites establecidos por las normativas, como el reglamento NSR-10, asegura que la estructura pueda resistir movimientos sísmicos sin comprometer la seguridad de sus ocupantes.

##### 16.1.1.1. Derivas sistema monolítico

Según la Tabla 95, la máxima deriva en dirección X ocurre en el N3 (1.323%) y en dirección Y en el N5 (0.642%). Se observa una tendencia de incremento en las derivas conforme se baja de nivel, alcanzando su punto máximo en el N3 en la dirección X.

Tabla 95. Derivas sistema monolítico. Fuente: Propia.

DERIVAS SISTEMA MONOLÍTICO		
Story	Derivas_X	Derivas_Y
CBTA	0.491%	0.370%
N5	0.874%	0.642%
N4	1.188%	0.862%
N3	1.323%	0.960%
N2	0.914%	0.677%

### 16.1.1.2. Derivas sistema prefabricado

De acuerdo con la Tabla 96, la máxima deriva en dirección X ocurre en el N3 (0.910%) y en la dirección Y en el N4 (0.693%).

*Tabla 96. Derivas sistema prefabricado. Fuente: Propia.*

<b>DERIVAS SISTEMA PREFABRICADO</b>		
<b>Story</b>	<b>Derivas_X</b>	<b>Derivas_Y</b>
<b>CBTA</b>	0.420%	0.315%
<b>N5</b>	0.681%	0.515%
<b>N4</b>	0.887%	0.673%
<b>N3</b>	0.910%	0.693%
<b>N2</b>	0.532%	0.419%

### 16.1.1.3. Comparación derivas

Las derivas del sistema prefabricado son consistentemente menores en comparación con las del sistema monolítico en ambos ejes, X e Y, ya que como se mostró en la sección 15.3.2. las dimensiones de las columnas para cada sistema estructural son de 0.70x0.55 m para el sistema estructural monolítica, mientras que en el sistema estructural prefabricado fueron variables desde 0.80x0.80 hasta 1.20x1.20 m. Esto sugiere que, durante un sismo, la edificación construida con elementos prefabricados experimentará un desplazamiento menor entre los pisos, lo que indica un comportamiento más rígido y eficiente en el control de deformaciones. En consecuencia, el sistema prefabricado ofrece una mayor rigidez, lo que reduce el riesgo de daños estructurales y no estructurales, contribuyendo a una mayor seguridad y estabilidad de la edificación durante un evento sísmico.

### 16.1.2. Período fundamental

El periodo fundamental es un parámetro esencial en el análisis estructural, ya que representa el tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo de oscilación bajo la acción de un sismo.

Este valor depende de la rigidez y la masa de la estructura, siendo clave para evaluar su comportamiento dinámico frente a las cargas sísmicas.

#### 16.1.2.1. Periodo fundamental sistema monolítico

En la Tabla 97 se observa el valor del periodo fundamental para el sistema monolítico el cual es 0.698s.

Tabla 97. Periodo sistema monolítico. Fuente: Propia.

Periodo Sistema Monolítico		
T	0.698	s

#### 16.1.2.2. Periodo fundamental sistema prefabricado

Para el sistema prefabricado se tiene un periodo fundamental de 0.517s que se muestra en la Tabla 98.

Tabla 98. Periodo sistema prefabricado. Fuente: Propia.

Periodo Sistema Prefabricado		
T	0.517	s

#### 16.1.2.3. Comparación periodos

Al comparar los periodos fundamentales de ambos sistemas, se observa que el sistema prefabricado tiene un periodo más corto (0.517 segundos) en comparación con el sistema monolítico (0.698 segundos). Un periodo más corto en el sistema prefabricado sugiere que este es más rígido, lo que significa que reaccionará más rápidamente ante las cargas sísmicas. Esta mayor rigidez puede resultar en menores desplazamientos y menor deformación durante un sismo, lo que mejora el control de movimientos laterales. En cambio, el sistema monolítico, con un periodo más largo, indica un comportamiento más flexible, lo que podría traducirse en mayores desplazamientos laterales bajo las mismas condiciones de carga.

### 16.1.3. Cortante basal

El cortante basal es una fuerza horizontal que actúa en la base de una estructura debido a un sismo, y es crucial para evaluar su respuesta ante cargas laterales. Este valor depende de la rigidez, la masa y el comportamiento dinámico de la estructura bajo las solicitaciones sísmicas.

#### 16.1.3.1. Cortante basal sistema monolítico

En la Tabla 99 se observa el valor del cortante basal para el sistema monolítico, el cual es de 1276.78 toneladas.

Tabla 99. Cortante basal sistema monolítico. Fuente: Propia.

Cortante Basal Sistema Monolítico		
Vs	1276.78	ton

#### 16.1.3.2. Cortante basal sistema prefabricado

Para el sistema prefabricado, el cortante basal tiene un valor de 1426.19 toneladas, como se muestra en la Tabla 95.

Tabla 100. Cortante basal sistema prefabricado. Fuente: Propia.

Cortante Basal Sistema Prefabricado		
Vs	1426.19	ton

#### 16.1.3.3. Comparación cortante basal

Al comparar los valores del cortante basal entre los dos sistemas estructurales, se observa que el sistema prefabricado tiene un cortante basal mayor (1426.19 toneladas) en comparación con el sistema monolítico (1276.78 toneladas). Este mayor valor de cortante basal

en el sistema prefabricado indica que la estructura prefabricada está sometida a mayores fuerzas laterales en su base durante un sismo.

#### 16.1.4. Concreto

Una vez finalizada la modelación de cada sistema estructural cumpliendo todos los requisitos propuestos a lo largo del documento y definidas las dimensiones y acero finales de cada elemento como columnas, vigas y losa, se tienen las siguientes cantidades de concreto para cada sistema mostrados en las siguientes tablas.

Tabla 101. Cantidades de concreto - Sistema prefabricado. Fuente: propia.

<b>CANTIDAD DE CONCRETO SISTEMA PREFABRICADO</b>	
<b>Longitud total columnas [m]</b>	180.00
<b>Área sección columnas [m<sup>2</sup>]</b>	0.87
<b>Volumen columnas [m<sup>3</sup>]</b>	156.60
<b>Área total losa [m<sup>2</sup>]</b>	1356.94
<b>Volumen losa por 1m<sup>2</sup></b>	0.19
<b>Volumen total losa [m<sup>3</sup>]</b>	263.25
<b>Longitud total vigas [m]</b>	621.35
<b>Área sección vigas [m<sup>2</sup>]</b>	0.36
<b>Volumen vigas [m<sup>3</sup>]</b>	223.69
<b>Volumen total concreto [m<sup>3</sup>]</b>	<b>643.53</b>

Tabla 102. Cantidades de concreto - Sistema monolítico. Fuente: propia.

<b>CANTIDAD DE CONCRETO SISTEMA MONOLÍTICO</b>	
<b>Longitud total columnas [m]</b>	180.00
<b>Área sección columnas [m<sup>2</sup>]</b>	0.42
<b>Volumen columnas [m<sup>3</sup>]</b>	76.23
<b>Área total losa [m<sup>2</sup>]</b>	1356.94
<b>Volumen losa por 1m<sup>2</sup></b>	0.19
<b>Volumen total losa [m<sup>3</sup>]</b>	263.25
<b>Longitud total vigas [m]</b>	621.35
<b>Área sección vigas [m<sup>2</sup>]</b>	0.36
<b>Volumen vigas [m<sup>3</sup>]</b>	223.69
<b>Volumen total concreto [m<sup>3</sup>]</b>	<b>563.16</b>



Tabla 103. Relación entre volúmenes de concreto. Fuente: propia.

RELACIÓN ENTRE VOLUMENES DE CONCRETO	
Volumen total concreto sist. Monolítico [m3]	563.16
Volumen total concreto sist. Prefabricado [m3]	643.53
VM/VP	87.51%

### 16.1.5. Acero de refuerzo

Para la determinación de la cantidad de acero de cada elemento se analizaron las presentadas por el programa ETABS® tanto para vigas y columnas, esto con el fin de disponer un refuerzo tal que supliera esas cuantías, en las siguientes ilustraciones se presentan las cuantías presentadas por el programa para cada elemento definidos en la Ilustración 14 y cada sistema estructural, además de la cantidad de acero dispuestas de forma general para cada elemento.

Para el sistema estructura monolítico se tienen dimensiones de vigas de 0.45x0.80 m con las siguientes cuantías requeridas.



Ilustración 26. Cuantías requeridas para la viga B piso 3 - Sistema monolítico. Fuente: Propia.

	2			2			2			
	A			B			C			
										CBTA
										N5
										N4
	0.69%	0.22%	0.67%	0.60%	0.21%	0.61%				N3
	0.33%	0.31%	0.33%	0.31%	0.31%	0.31%				N3
										N2
										Base

Ilustración 27. Cuantías requeridas para la viga 2 piso 3 - Sistema monolítico. Fuente: Propia.

Para el sistema estructura prefabricado se tienen dimensiones de vigas de 0.60x0.80 m con las siguientes cuantías requeridas.



Ilustración 28. Cuantías requeridas para la viga B piso 3 - Sistema prefabricado. Fuente: Propia.

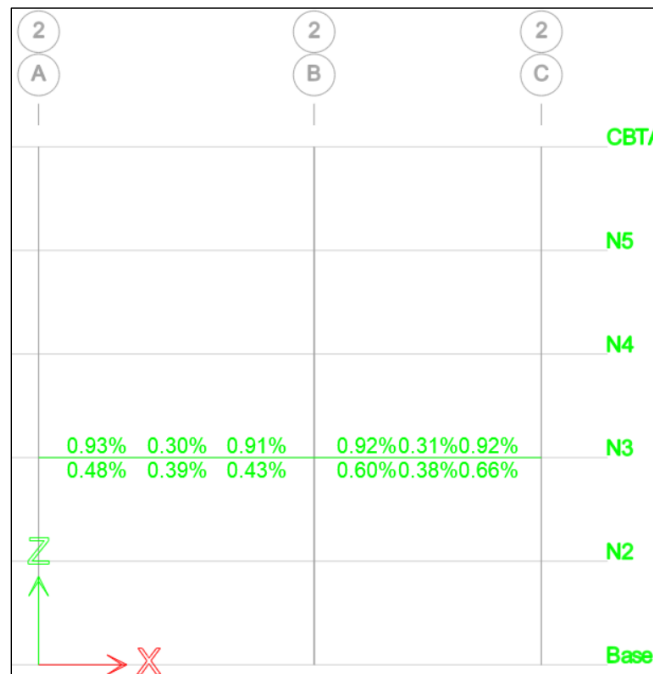


Ilustración 29. Cuantías requeridas para la viga 2 piso 3 - Sistema monolítico. Fuente: Propia.

Luego de evaluar las cuantías requeridas en cada viga se determinó el área de acero suministrado para suplir dicho requerimiento como se presentó en la sección “Diseño elementos viga (eje d – nivel 2 – tramo 1-2)” y se tienen las siguientes cantidades de acero para las vigas de ambos sistemas estructurales.

Tabla 104. Cantidades de acero de las vigas B y 2 - Sistema monolítico. Fuente: propia.

<b>CANTIDAD DE ACERO SUMINISTRADO EN LAS VIGAS</b>	
<b>Viga</b>	<b>Área [mm<sup>2</sup>]</b>
<b>PISO 3 - VIGA B - EJES 4 Y 3</b>	3610.35
<b>PISO 3 - VIGA B - EJES 3 Y 2</b>	3610.35
<b>PISO 3 - VIGA B - EJES 2 Y 1</b>	3610.35
<b>PISO 3 - VIGA 2 - EJES A Y B</b>	4630.35
<b>PISO 3 - VIGA 2 - EJES B Y C</b>	4660.05
<b>Cantidad total acero suministrado vigas [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>20121.45</b>

Tabla 105. Cantidades de acero de las vigas B y 2 - Sistema prefabricado. Fuente: propia.

<b>CANTIDAD DE ACERO SUMINISTRADO EN LAS VIGAS</b>	
<b>Viga</b>	<b>Área [mm<sup>2</sup>]</b>
<b>PISO 3 - VIGA B - EJES 4 Y 3</b>	7007.40
<b>PISO 3 - VIGA B - EJES 3 Y 2</b>	6964.80
<b>PISO 3 - VIGA B - EJES 2 Y 1</b>	6964.80
<b>PISO 3 - VIGA 2 - EJES A Y B</b>	10926.91
<b>PISO 3 - VIGA 2 - EJES B Y C</b>	8642.40
<b>Cantidad total acero suministrado vigas [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>40506.31</b>

Tabla 106. Relación entre cantidades de acero en vigas. Fuente: propia.

<b>RELACIÓN ENTRE CANTIDAD DE ACERO EN VIGAS</b>	
<b>Cantidad total acero suministrado vigas sist. Monolítico [mm<sup>2</sup>]</b>	20121.45
<b>Cantidad total acero suministrado vigas sist. Prefabricado [mm<sup>2</sup>]</b>	40506.31
<b>CM/CP</b>	<b>49.67%</b>

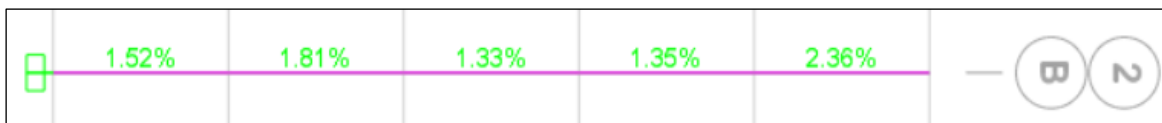


Ilustración 30. Cuantía requerida columna B2 - Sistema monolítico. Fuente: Propia.

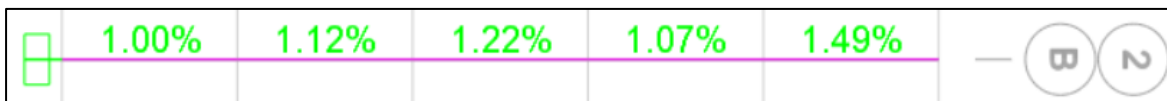


Ilustración 31. Cuantía requerida columna B2 - Sistema prefabricado. Fuente: Propia.

De acuerdo a las cuantías requeridas en la columna B2 para cada sistema estructural se determinó el acero a suministrar mostrado en Tabla 74 para el caso del sistema monolítico. En las siguientes tablas se muestra un resumen del acero suministrado para la columna B2 en ambos sistemas.

Tabla 107. Relación entre cantidades de acero en columnas. Fuente: propia.

RELACIÓN ENTRE CANTIDAD DE ACERO EN COLUMNA	
Cantidad total acero suministrado columna sist. Monolítico [mm <sup>2</sup> ]	11619.00
Cantidad total acero suministrado columna sist. Prefabricado [mm <sup>2</sup> ]	26763.00
CM/CP	43.41%

## 16.2. Discusión de los resultados

- El proceso de modelado de ambos sistemas estructurales es similar, de acuerdo a los resultados de diversos parámetros se fueron modificando hasta encontrar una condición que cumpliera todos los requisitos establecidos por el reglamento NSR-10, a pesar de varios intentos por obtener dimensiones optimizadas hubo ocasiones en las que para cumplir algún parámetro se debió sacrificar esta condición ya fuera aumentando las dimensiones de algunos elementos o disponer de más acero que el requerido siempre y cuando se cumplieran los requisitos.

- De acuerdo a lo mostrado en la sección anterior se tienen los siguientes análisis:
  - Al analizar los resultados obtenidos, se observa que el comportamiento del sistema prefabricado está influenciado por varios factores clave que afectan su respuesta frente a cargas sísmicas, en comparación con el sistema monolítico.
  - Uno de los factores más determinantes es el coeficiente de disipación sísmica. En el sistema prefabricado, este coeficiente fue de 1.5, mientras que en el sistema monolítico fue de 5. Esto significa que el sistema prefabricado disipa menos energía durante un sismo, lo que incrementa la demanda sísmica en este tipo de estructura. Como consecuencia, el sistema prefabricado necesita diseñarse con una mayor rigidez para poder resistir las mayores fuerzas sísmicas a las que está expuesto, lo que se refleja en el mayor valor del cortante basal (1426.19 toneladas) comparado con el sistema monolítico (1276.78 toneladas).
  - Otro aspecto que influye en este comportamiento es la rigidez de los nodos. En el sistema monolítico, los nodos tienen una rigidez de 0.6, lo que favorece una mayor continuidad estructural. En contraste, en el sistema prefabricado, la rigidez de los nodos fue de 0.2, lo que genera una mayor flexibilidad en las conexiones y puede explicar por qué es necesario un diseño más robusto para controlar mejor las deformaciones en la estructura prefabricada.
  - En términos de dimensiones estructurales, las columnas y vigas del sistema prefabricado tuvieron que ser de mayores dimensiones en comparación con las del

sistema monolítico. Esto se debe a la necesidad de compensar la menor capacidad de disipación de energía y la menor rigidez de las conexiones. A su vez, el área de acero requerida para el sistema prefabricado también fue mayor, lo que confirma la necesidad de un refuerzo adicional para poder garantizar la seguridad estructural del sistema prefabricado frente a eventos sísmicos.

- Si bien el sistema prefabricado presenta menores derivas y una mayor rigidez global, estos resultados indican que el diseño de un sistema prefabricado debe tener en cuenta no solo las características de los elementos individuales, sino también la interacción entre las conexiones y la disipación de energía en el sistema completo. Este análisis es fundamental en la etapa de modelación y diseño, ya que permite optimizar los parámetros estructurales antes de la construcción.
- Por lo tanto, el sistema prefabricado requiere un diseño más rígido debido a su menor capacidad de disipación de energía y la menor rigidez de los nodos. Esto se refleja en la necesidad de mayores dimensiones en los elementos estructurales y una mayor cantidad de acero. Estos aspectos son clave para garantizar que el sistema prefabricado sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas y mantener la seguridad de la edificación.
- **Comparativo volumen de concreto:** De acuerdo a lo mostrado en la Tabla 103 se tiene una relación entre volúmenes de concreto de ambos sistemas de 87.51%, esto quiere decir que el sistema prefabricado requiere un 12.49% más de concreto

respecto al sistema monolítico, esto debido a que las variaciones de las secciones vigas y columnas son mucho mayores en el sistema monolítico, ya que por ejemplo las vigas del sistema monolítico tienen dimensiones de 0.45x0.80m mientras que las del sistema prefabricado de 0.60x0.80m , las columnas del sistema monolítico tienen la misma dimensión de 70x55cm, mientras que para el sistema prefabricado varía de 80x80 cm hasta 120x120cm. Esto indica que el sistema prefabricado es más rígido que el sistema monolítico lo que indica menores desplazamientos y deformación al tener un periodo menor en el sistema prefabricado.

- **Comparativo refuerzo dispuesto en las vigas:** De acuerdo a lo mostrado en la Tabla 106 se tiene una relación de acero suministrado de ambos sistemas de 49.67%, esto indica que se dispuso aproximadamente un 50% más de acero en las vigas del sistema prefabricado, esto pudo deberse al hecho de que las conexiones en el sistema prefabricado son menos rígidas, lo que puede llevar a tener mayores desplazamientos y deformaciones aumentando así las solicitaciones y para controlar estos movimientos y mantener la integridad estructural, es necesario disponer de más refuerzo.
- **Comparativo refuerzo dispuesto en columna B2:** De acuerdo a lo mostrado en la Tabla 107 se tiene una relación de acero suministrado en la columna B2 de ambos sistemas de 43.41%, esto se debe a varios factores como la rigidez en las conexiones de los elementos, al tener conexiones menos rígidas en el sistema prefabricado esto



permite que se tengan mayores desplazamientos y deformaciones, lo que podría implicar la necesidad de usar más acero para compensar esto, por otro lado el reglamento NSR-10 es más estricto con respecto a los requisitos para un sistema estructural prefabricado, esto implicó la necesidad de disponer más acero a pesar de ya haber cumplido con el acero requerido ya que el área de acero afecta directamente parámetros como  $\phi V_n$  y  $V_e$ , con los cuales se tuvo mayor dificultad para dar cumplimiento a lo mostrado en la sección “15.1 Diseño de elementos prefabricados en concreto” por lo que se optó por disponer más refuerzo para su cumplimiento.

---

## 17. Referencias

- ACI-ASCE Committee 550. (2009). *Guide to Emulating Cast-in-Place Detailing for Seismic Design of Precast Concrete Structures*. American Concrete Institute.
- Alshaikh, I. M. H., Abadel, A. A., & Alrubaidi, M. (2022). Precast RC structures' progressive collapse resistance: Current knowledge and future requirements. *Structures*, 37, 338–352. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.12.086>
- Ding, K., Ye, Y., & Ma, W. (2021). Seismic performance of precast concrete beam-column joint based on the bolt connection. *Engineering Structures*, 235, 111884. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111884>
- Elliott, K. S. (2002). *Precast Concrete Structures*. CRC Press.
- Lin, K., Lu, X., Li, Y., & Guan, H. (2018). Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 391–401. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.011>
- Nitin Dahiya, Babita Saini, & H. D. Chalak. (2023). Connection Design of Precast Concrete Structures Using Machine Learning Techniques. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 7(3), 143–155.
- O'Hegarty, R., & Kinnane, O. (2020). Review of precast concrete sandwich panels and their innovations. *Construction and Building Materials*, 233, 117145. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117145>
- Shi, X., Rong, X., Nan, L., Wang, L., & Zhang, J. (2022). A New Steel-Joint Precast Concrete Frame Structure: The Design, Key Construction Techniques, and Building Energy Efficiency. *Buildings*, 12(11), 1974. <https://doi.org/10.3390/buildings12111974>
- Wang, H., Marino, E. M., Pan, P., Liu, H., & Nie, X. (2018). Experimental study of a novel precast prestressed reinforced concrete beam-to-column joint. *Engineering Structures*, 156, 68–81. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.011>
- Yu, Z., Lv, X., Yu, Y., Ding, F., & Peng, X. (2019). Seismic Performance of Precast Concrete Columns with Improved U-type Reinforcement Ferrule Connections. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 13, Article 17. <https://doi.org/10.1186/s40069-019-0368-6>
- Zhang, Y., & Li, Y. (2021). Design of Prefabricated Concrete Structure Based on BIM Technology and Computer Simulation Considering Data Mining Perspectives. *Proceedings of the 2021 International Conference on Engineering Science and Construction*, 254–260. <https://doi.org/10.1109/ICOSEC51865.2021.9591937>
- Zhu, M., Wu, J., Xia, L., & Xu, L. (2021). Design of Prefabricated Concrete Structure Based on BIM Technology and Computer Simulation Considering Data Mining Perspectives. *Proceedings of the 2021 International Conference on Engineering Science and Construction*, 254–260. <https://doi.org/10.1109/ICOSEC51865.2021.9591937>

AIS - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, Bogotá, Colombia.