

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

Facultad de Hábitat, Infraestructura y Creatividad

PROYECTO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

TEMA:

ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CUATRO PISOS CON COLUMNAS DE SECCIÓN MIXTA ACERO-HORMIGÓN RECTANGULARES NO COMPACTAS Y VIGAS TIPO I IMPLANTADA EN LA CIUDAD DE AMBATO

AUTOR:

ING. HOLGUER GABRIEL BENÍTEZ ÁVALOS

TUTOR:

ING. OSCAR JARAMILLO DE LEÓN MSC.

Quito, mayo de 2026

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO I……..……..……1

1.1. I**NTRODUCCIÓN**…….……..…….…….…...1

1.1.1. JUSTIFICACIÓN…….……..……....1

1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA……..……..…2

1.1.3. OBJETIVOS…….……..……2

1.1.3.1. OBJETIVO GENERAL…….……..…….2

1.1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS…….……..2

1.1.4. ALCANCE…….……3

1.1.5. METODOLOGÍA…….……..……4

1.2. **MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL**…….…….……5

1.2.1. MARCO REFERENCIAL……..5

1.2.2. MARCO TEÓRICO……6

1.2.2.1. ANTECEDENTES……...……...…6

1.2.3 MARCO CONCEPTUAL…….……..……..……..7

CAPITULO II…….. 9

2.1. DATOS PRELIMINARES PARA EL CALCULO…….……..……..9

2.1.1. MATERIALES……...……..9

2.1.2. CARGAS……..……9

2.1.2.1. CARGAS VIVAS…….……..……9

2.1.2.2. CARGAS MUERTAS……9

2.2. EDIFICIO REFERENFIAL PARA EL ANÁLISIS…….…10

2.3. EVALUACIÓN SÍSMICA DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN SEGÚN LA NEC-2015……...……16

2.3.1. UBICACIÓN……..……16

2.3.1.1. ANTECEDENTES…….……..16

2.3.2. CARACTERIZACION DE AMENAZA SÍSMICA EN AMBATO…….16

2.3.3. EVENTOS SÍSMICOS HISTÓRICOS EN LA CIUDAD DE AMBATO…….……17

2.3.4. ANÁLISIS DE LAS FUENTES CERCANAS Y LEJANAS A LA CIUDAD DE AMBATO……..……..……17
2.3.5. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL…..……..……18

CAPITULO III ……..……..26
3.1. ANÁLISIS SÍSMICO ELÁSTICO……..……..……...……26
3.2. ANÁLISIS BASADO EN FUERZAS……..……..……..…….……26
3.3. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTRURA (SOFTWARE)…….……27
3.3.1. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE (SOFTWARE)……..……27
3.3.2. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS (SOFTWARE)…….……..34
CAPITULO IV……..……...……40
4.1. ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL……..……..…….....…41
4.2. DEFINICIÓN DE PARAMETROS NO LINEALES DE LAS ESTRUCTURAS (SOFTWARE)……..……..……...……42
4.3. VERIFICACIÓN SISMICA DEL EDIFICIO DE ESTRUCTURA REAL EXISTENTE……..…….51
4.4. VERIFICACIÓN SÍSMICA DEL EDIFICIO CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS Y VIGAS TIPO I…….…….…….60
4.5. VERIFICACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL……...…69
4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER……..…..…81
4.6.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER EN DIRECCIÓN X DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REAL DE HORMIGÓN ARMADO…….……..…81
4.6.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER EN DIRECCIÓN Y DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REAL DE HORMIGÓN ARMADO……..……84
4.6.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER EN DIRECCIÓN X DE LA ESTRUCTURA CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS……..…….…….……86
4.6.4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER EN DIRECCIÓN Y DE LA ESTRUCTURA CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS……89

C**APITULO V**……..……92

5.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS……...…….……..92

5.1.1. CONCLUSIONES…….……...…...92

5.1.2 RECOMENDACIONES…….……..……..94

5.1.3. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS…….……...……95

ANEXOS…….97

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Carga Sobreimpuesta para diseño Kubilosa……..……..……10
Tabla 2. Eventos sísmicos históricos en la ciudad de Ambato……..……..……..17
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica seleccionada…….…...…18
Tabla 4. Propiedades del perfil de suelo tipo D……..…...19
Tabla 5. Factor de importancia dependiendo el tipo de uso de la estructura……...…...20
Tabla 6. Factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas ……...……..20
Tabla 7. Factor usado en el espectro de diseño elástico……..……..20
Tabla 8. Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA para el período de retorno seleccionado…….21
Tabla 9. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto…...……..21
Tabla 10. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca…….……21
Tabla 11. Comportamiento no lineal de los suelos…….…….….22
Tabla 12. Configuraciones Estructurales Recomendadas…….…….....22
Tabla 13. Coeficientes en función del tipo de configuración estructural……..……...….23
Tabla 14. Datos ingresados para la construcción del espectro elástico de diseño……..…...24
Tabla 15. Valores para construir el espectro elástico de diseño ……..…….25

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Perfil placa colaborante kubilosa……..…….…..…9
Ilustración 2. Configuración en planta…….……...…..11
Ilustración 3. Configuración en planta…….…...……12
Ilustración 4. Configuración en planta…….……13
Ilustración 5. Configuración en planta……14
Ilustración 6. Configuración en elevación……...……15
Ilustración 7. Configuración en elevación…….……..….15
Ilustración 8. Zonas sísmicas del Ecuador …….……18
Ilustración 9. Curva de peligro sísmico para Ambato…….…..…19
Ilustración 10. Espectro sísmico elástico de aceleraciones…….…….23
Ilustración 11. Espectro elástico de diseño…….…….24
Ilustración 12. Estructura Existente Modelada (Hormigon Armado)……..27
Ilustración 13. Hormigón f'c = 210 kg/cm2……..…28
Ilustración 14. Acero de refuerzo A615 Gr. 60……...….28
Ilustración 15. COLUMNA 35X35 210 kg/cm2 8 Φ 12+4 Φ 14…….…….29
Ilustración 16. COLUMNA 35X35 210 kg/cm2 12Φ12…….…..……29
Ilustración 17. VIGA DE 30X35 f'c= 210 kg/cm2…….……30
Ilustración 18. VIGA DE 30X30 f'c= 210 kg/cm2…….30
Ilustración 19. VIGA DE 20X35 f'c= 210 kg/cm2……...…..31
Ilustración 20. LOSA MACIZA H= 14.50 cm……...……..31
Ilustración 21. Configuración de losa de los 2 niveles de entrepiso……...……..32
Ilustración 22. Configuración de losa de un nivel de entrepiso……..……..32
Ilustración 23. Configuración de losa deck de un nivel de cubierta…….……33
Ilustración 24. Vista en elevación eje A, eje B, eje C……..…….33
Ilustración 25. Vista en elevación eje 1, eje 2, eje 3, eje 4 y eje 5…….……34

Ilustración 26. Estructura Modelada columnas compuestas……...…….34

Ilustración 27. Hormigón f'c = 210kg/cm2…….……35

Ilustración 28. Acero Estructural A36…….……35

Ilustración 29. VIGA IPE 240 A36……..……36

Ilustración 30. VIGA IPE 300 A36……..……36

Ilustración 31. Columna Compuesta no compacta 300x300x4……...…….37

Ilustración 32. Losa Colaborante H= 10 cm……..……..37

Ilustración 33. Configuración de losa deck de los 2 niveles de entrepiso……...……..38

Ilustración 34. Configuración de losa deck de un nivel de entrepiso……..……..38

Ilustración 35. Configuración de losa deck cubierta ……..……..39

Ilustración 36. Vista en elevación eje A, eje B, eje C……..…….39

Ilustración 37. Vista en elevación eje 1, eje 2, eje 3, eje 4 y eje 5…….40

Ilustración 38. Caso de carga "permanente no lineal"……..……42

Ilustración 39. Caso de carga Pushover X……..……..43

Ilustración 40. Control de la aplicación de la carga……..……44

Ilustración 41. Almacenamiento de la información en múltiples estados ……...…….45

Ilustración 42. Rótulas plásticas en Columnas Hormigón Armado (Estructura Existente)……..46

Ilustración 43. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Columnas Hormigón Armado (Estructura Existente)…….47

Ilustración 44. Rótulas plásticas en Vigas de Hormigón Armado (Estructura Existente)……..47

Ilustración 45. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Vigas de Hormigón Armado (Estructura Existente) …….……48

Ilustración 46. Rótulas plásticas en Vigas Tipo I Principales (Estructura Existente-Ampliación)……..48

Ilustración 47. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Vigas Tipo I Principales (Estructura Existente-Ampliación)……49

Ilustración 48. Rótulas plásticas en Vigas I Principales (Estructura Columnas Compuestas)……49

Ilustración 49. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Vigas I Principales (Estructura Columnas Compuestas)…….……50

Ilustración 50. Periodo de vibración de la estructura existente real……..……52

Ilustración 51. Cortante Estático en X de la estructura existente real……...……53

Ilustración 52. Cortante Dinámico en X de la estructura existente real……...……53

Ilustración 53. Cortante estático en Y de la estructura existente real……..…….54

Ilustración 54. Cortante Dinámico en Y de la estructura existente real……...…….55

Ilustración 55. Modos de Vibración de la Estructura existente real……...……..57

Ilustración 56. Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la Estructura existente real……..……..57

Ilustración 57. Deriva elástica en sentido X de la Estructura existente real …….……59

Ilustración 58. Deriva elástica en sentido Y de la Estructura existente real …….60

Ilustración 59. Periodo de vibración de la estructura con columnas Compuestas no compactas…….……61

Ilustración 60. Cortante Dinámico en X de la estructura con columnas Compuestas no compactas…….……62

Ilustración 61. Cortante Estático en X de la estructura con columnas Compuestas no compactas…….62

Ilustración 62. Cortante Dinámico en Y de la estructura con columnas Compuestas no compactas…….63

Ilustración 63. Cortante Estático en Y de la estructura con columnas Compuestas no compactas…….64

Ilustración 64. Modos de Vibración de la Estructura con columnas Compuestas no

compactas…….66

Ilustración 65. Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la Estructura con columnas Compuestas no compactas……66

Ilustración 66. Deriva elástica en sentido X de la Estructura con columnas Compuestas no compactas…….68

Ilustración 67. Deriva elástica en sentido Y de la Estructura con columnas Compuestas no compactas…….69

Ilustración 68. Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 - Losa Nv+3.24 m……..……71

Ilustración 69. Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 - Losa Nv+5.76 m…….….72

Ilustración 70. Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 - Losa Nv+8.28 m……..73

Ilustración 71. Diseño de vigas principales (P-M Ratio Values) de la losa del Nv+10.80 m…….……..74

Ilustración 72. Diseño de Columnas de Hormigon Armado vista 3D…….75

Ilustración 73. Diseño de Columnas compuestas compactas vista 3D……..……75

Ilustración 74. Diseño de vigas principales tipo I relación capacidad/demanda Losa Nv+3.24 m……76

Ilustración 75. Diseño de vigas principales tipo I capacidad/demanda Losa Nv+5.76 m…….……..77

Ilustración 76. Diseño de vigas principales tipo I relación capacidad/demanda Losa Nv+8.28 m……..……..77

Ilustración 77. Diseño de vigas principales tipo I relación capacidad/demanda Losa Nv+10.80 m……...…78

Ilustración 78. Diseño de columnas compuestas no compactas relación capacidad/demanda Eje A…….……78

Ilustración 79. Diseño de columnas compuestas no compactas relación capacidad/demanda Eje B…….79

Ilustración 80. Diseño de columnas compuestas no compactas relación capacidad/demanda Eje C……...……..79

Ilustración 81. Comportamiento de la Estructura Existente de Hormigón Armado ante el pushover X ……81

Ilustración 82. Curva pushover X de la Estructura Existente de Hormigon Armado…… 83

Ilustración 83. Comportamiento de la Estructura Existente de Hormigón Armado ante el pushover Y ……...……84

Ilustración 84. Curva pushover Y de la Estructura Existente de Hormigon Armado…….……85

Ilustración 85. Comportamiento de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I ante el pushover X ……..……..86

Ilustración 86. Curva pushover X de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I …….…….87

Ilustración 87. Comportamiento de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I ante el pushover Y ……..……..89

Ilustración 88. Curva pushover Y de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I …….……90

TÍTULO: ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA DE CUATRO PISOS CON COLUMNAS DE SECCIÓN MIXTA ACERO-HORMIGÓN RECTANGULARES NO COMPACTAS Y VIGAS TIPO I IMPLANTADA EN LA CIUDAD DE AMBATO

AUTOR: Ing. Holguer Gabriel Benítez Ávalos

TUTOR: Ing. Oscar Jaramillo De León Msc.

RESUMEN

Este trabajo aborda la evaluación del comportamiento sísmico de una edificación empleando el análisis estático no lineal tipo pushover, a partir de la comparación entre una estructura existente de hormigón armado y una alternativa estructural compuesta por columnas mixtas y vigas de acero. El estudio se centra en la caracterización de la respuesta frente a acciones laterales, considerando la evolución de la inelasticidad, la formación y localización de rótulas plásticas, la interpretación de las curvas de capacidad y el control de derivas. Asimismo, se analiza la influencia de los criterios de modelación adoptados en la estimación del desempeño estructural. Los resultados permiten establecer diferencias en la respuesta de ambos sistemas y valorar su comportamiento en función de los lineamientos del diseño sismorresistente vigente.

PALABRAS CLAVE: hormigón armado, estructuras compuestas, análisis pushover, desempeño sísmico, derivas.

TITLE: NONLINEAR ANALYSIS OF A FOUR-STORY STEEL BUILDING WITH NON-COMPACT RECTANGULAR STEEL–CONCRETE COMPOSITE COLUMNS AND I-SHAPED BEAMS LOCATED IN THE CITY OF AMBATO

AUTHOR: Eng. Holguer Gabriel Benítez Avalos

ADVISOR: Eng. Oscar Jaramillo De León, M.Sc.

ABSTRACT

This study addresses the evaluation of the seismic behavior of a building through nonlinear static (pushover) analysis, based on a comparison between an existing reinforced concrete structure and an alternative structural system composed of composite columns and steel beams. The research focuses on characterizing the structural response under lateral loading, considering the progression of inelastic behavior, the formation and distribution of plastic hinges, the interpretation of capacity curves, and drift control. Additionally, the influence of the adopted modeling criteria on the estimation of structural performance is examined. The results allow for identifying differences in the response of both systems and assessing their behavior in accordance with current seismic-resistant design provisions.

KEYWORDS: reinforced concrete, composite structures, pushover analysis, seismic performance, drifts.

CAPITULO I

1.1 INTRODUCCIÓN

1.1.1. JUSTIFICACIÓN

En la actualidad, el diseño estructural de edificaciones en Ecuador incorpora de manera progresiva el uso de columnas metálicas rellenas de hormigón (CFT) como parte de sistemas compuestos acero–hormigón, debido a su elevada capacidad portante, rigidez mejorada, buen comportamiento sísmico y eficiencia constructiva frente a sistemas convencionales. La combinación del perfil metálico con el núcleo de hormigón permite optimizar el aprovechamiento de materiales, mejorar la estabilidad global del sistema resistente y reducir las secciones aparentes, lo que resulta especialmente relevante en edificaciones de mediana y gran altura, así como en estructuras esenciales emplazadas en zonas con alta amenaza sísmica, como la Costa, Sierra centro-norte y regiones cercanas a la subducción en el territorio ecuatoriano.

Sin embargo, la práctica profesional y los criterios normativos comúnmente aplicados se han enfocado principalmente en secciones compactas o en modelos de análisis lineal elástico, sin abordar de forma suficiente el comportamiento de columnas metálicas rellenas de hormigón con secciones no compactas, caracterizadas por elementos esbeltos susceptibles a pandeo local y reducción progresiva de su capacidad efectiva. Esta falta de desarrollo específico genera incertidumbre al momento de justificar su empleo en edificaciones de importancia especial o en zonas de alta demanda sísmica, particularmente bajo estados de carga donde se requiere considerar no solo la resistencia última, sino también la ductilidad, la disipación de energía y la respuesta frente a acciones extremas.

En este contexto, se plantea el estudio detallado del comportamiento no lineal de columnas metálicas rellenas de hormigón no compactas empleadas en estructuras de edificación en Ecuador, mediante la incorporación explícita de la interacción acero–hormigón, los efectos de confinamiento parcial, el ablandamiento por plastificación, la degradación de rigidez y resistencia, la formación de rótulas plásticas, el pandeo local de los elementos del perfil y la respuesta post-fluencia bajo combinaciones de carga axial y flexo-compresión. A través de análisis no lineales estáticos (pushover), se busca caracterizar de manera realista la capacidad

última, la ductilidad, la estabilidad global y el desempeño sísmico de estos elementos dentro del sistema estructural.

Los resultados permitirán proponer criterios de diseño, parámetros de modelación y recomendaciones de detalle adaptados a las condiciones sísmicas del Ecuador y a los requerimientos de seguridad y funcionalidad de la normativa vigente, con el fin de respaldar técnicamente la utilización de columnas metálicas no compactas rellenas de hormigón en edificaciones de uso público, estratégico e infraestructura de relevancia, garantizando un comportamiento confiable frente a los estados límite de servicio y último.

1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las columnas metálicas no compactas rellenas de hormigón se presentan como una opción estructural atractiva para edificaciones en zonas sísmicas; sin embargo, su comportamiento no lineal frente a eventos sísmicos severos no está suficientemente estudiado ni claramente regulado. La presencia de elementos esbeltos favorece el pandeo local, la degradación temprana de rigidez y resistencia, y una posible reducción de la ductilidad y capacidad de disipación de energía, generando incertidumbre en su diseño, modelación y verificación. Esto evidencia la necesidad de investigar su respuesta sísmica para establecer criterios confiables que garanticen seguridad y desempeño adecuado en estructuras reales.

1.1.3. OBJETIVOS

1.1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar no linealmente una edificación de estructura metálica con columnas metálicas rellenas de hormigón de 4 pisos implantada en la ciudad de Ambato y evaluar su comportamiento ante diferentes eventos sísmicos.

1.1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar una modelación estructural de la edificación de acuerdo a los planos de construcción obtenidos

- Realizar el análisis estructural de la edificación incorporando el comportamiento de columnas mixtas no compactas y vigas tipo I, con el propósito de obtener la respuesta dinámica elástica y no lineal.
- Evaluar el comportamiento sísmico, determinando y analizando derivas, modos de vibración y la relación capacidad-demanda de los elementos estructurales.

- Proponer lineamientos y recomendaciones técnicas orientadas a la mitigación de vulnerabilidades detectadas en la informalidad constructiva y al mejoramiento del desempeño sísmico en edificaciones similares de la ciudad de Ambato.

1.1.4. ALCANCE

El presente trabajo de investigación se enfoca en el análisis no lineal de un edificio metálico de cuatro pisos, conformado por vigas tipo I y columnas mixtas acero–hormigón rectangulares no compactas, implantado en la ciudad de Ambato. El estudio busca establecer el nivel de desempeño estructural del edificio frente a diferentes escenarios sísmicos, considerando tanto la normativa ecuatoriana vigente NEC-2015

Hay que considerar que para la modelación estructural del edificio que se evaluará, el mismo cuenta con columnas de hormigón armado en la realidad por lo que se procederá a dimensionar las secciones de columnas mixtas equivalentes a las existentes y lo mismo se lo realizará para las vigas de hormigón armado dimensionado secciones de vigas tipo I equivalentes a las existentes.

La investigación abarcará el levantamiento de información arquitectónica y estructural del edificio planteado, así como la caracterización de sus elementos resistentes principales. En este marco, se analizará el comportamiento de las columnas mixtas no compactas, cuya naturaleza presenta particularidades en la interacción acero–hormigón y limita la capacidad de disipación de energía debido a su vulnerabilidad al pandeo local. Esta condición es de especial relevancia, ya que incide directamente en la seguridad estructural y en la clasificación del desempeño sísmico del edificio.

El alcance del trabajo comprende la modelación numérica computacional del sistema estructural mediante programas especializados, con el fin de realizar análisis en el rango

elástico y no lineal. Estos métodos permitirán identificar parámetros clave como derivas máximas, periodos de vibración y resistencia de los elementos estructurales, indicadores que servirán para evaluar el comportamiento global de la estructura.

1.1.5. METODOLOGÍA

El análisis no lineal del edificio propuesto se desarrollará mediante una metodología aplicada de carácter cuantitativo, complementada con aspectos cualitativos, que comprende el levantamiento de información y caracterización estructural y geotécnica del sitio, la inclusión de secciones mixtas acero–hormigón en el modelo de una edificación existente y su vez la modelación tridimensional del sistema sismorresistente en un software especializado, la demanda sísmica se establecerá a partir de los espectros de la NEC-2015 y registros sísmicos escalados, con análisis modal espectral lineal, pushover no lineal,; los criterios de desempeño se evaluarán según las normas vigentes considerando derivas, modos de vibración y relación capacidad-demanda de los elementos estructurales, finalmente, los resultados permitirán cuantificar la probabilidad de alcanzar estados de daño y proponer medidas de mitigación estructural específicas para el contexto sísmico de Ambato.

Análisis Pushover:

El análisis pushover es un procedimiento no lineal estático utilizado en ingeniería estructural para estimar la capacidad de una edificación frente a cargas sísmicas. Consiste en aplicar al modelo estructural una distribución lateral de fuerzas o desplazamientos, que se incrementa de manera monotónica hasta alcanzar un estado de colapso o hasta que la estructura exhiba un mecanismo global de falla. El resultado principal es la curva de capacidad (corte basal vs. desplazamiento en techo), a partir de la cual se pueden identificar la rigidez inicial, los puntos de fluencia, la ductilidad, la degradación de resistencia y los niveles de desempeño como son:

- Ocupación inmediata (IO: Immediate Occupancy): baja o sin ningún daño, permite un pequeño comportamiento inelástico
- Seguridad de vida (LS: Life Safety): algunos daños, un poco o nada de lesiones, permite un considerable comportamiento inelástico.

• Prevención de colapso (CP: Collapse Prevention): más daño, pero sin colapso, llega a los límites de la capacidad de ductilidad de los elementos.

Ventajas:

- Simplicidad y costo computacional reducido en comparación con los análisis dinámicos no lineales.
- Identificación clara de la secuencia de plastificación y de los elementos críticos de la estructura.
- Facilita la estimación del nivel de desempeño sísmico, relacionando la demanda con la capacidad.
- Amplio respaldo normativo y práctico (ASCE 41, FEMA 356/440, NEC) como herramienta de evaluación de vulnerabilidad.
- Útil para comparaciones preliminares entre distintas alternativas de diseño o refuerzo.

Desventajas:

- Ignora efectos dinámicos reales del sismo, como duración, direccionalidad, ciclos de carga y degradación por historia.
- Sensibilidad a la forma de carga aplicada: diferentes patrones laterales pueden producir variaciones significativas en la curva de capacidad.
- Limitada representación de modos superiores, lo que puede subestimar demandas en estructuras irregulares o de mayor altura.
- Menor precisión en estructuras con alta irregularidad, sistemas no convencionales o cuando existen fenómenos como la torsión significativa.

1.2 MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

1.2.1. MARCO REFERENCIAL

Las columnas mixtas no compactas (acero–hormigón) son elementos en los que un perfil metálico y un núcleo de hormigón trabajan juntos para resistir compresión y flexo-compresión, pero cuya esbeltez local (relaciones ancho/espesor altas) impide desarrollar plenamente un estado plástico

uniforme antes de que ocurra pandeo local. En estas secciones, la sinergia material es clave: el acero aporta resistencia y ductilidad, y el hormigón, confinado por el perfil, incrementa rigidez y capacidad a compresión; no obstante, el abollamiento de placas y la degradación cíclica pueden reducir la rotación plástica disponible. Su evaluación exige análisis no lineal (pushover e historias de tiempo) con modelos de fibras para captar la interacción acero–hormigón, el confinamiento, las imperfecciones iniciales y los efectos P–Δ.

El diseño sísmico debe priorizar mecanismos dúctiles, controlar la inestabilidad local con detalles (rigidizadores, diafragmas) y verificar desempeño mediante derivas, capacidad ***P–M*** y estabilidad global. En suma, son soluciones eficientes, pero requieren modelación y verificación avanzadas para asegurar seguridad, ductilidad y confiabilidad bajo demanda sísmica.

El análisis no lineal ha cobrado gran importancia en las últimas décadas debido a los impactos devastadores que los terremotos han ocasionado en diferentes regiones del mundo. Investigaciones desarrolladas en países como Japón, Estados Unidos y Chile han demostrado que la vulnerabilidad estructural no depende únicamente de la intensidad del sismo, sino también de las características propias de la edificación, entre las que destacan el sistema estructural empleado, la configuración en planta y elevación, y las propiedades de los materiales.

1.2.2. MARCO TEÓRICO

1.2.2.1. ANTECEDENTES

En el ámbito de las estructuras mixtas acero–hormigón, diversos estudios han resaltado sus ventajas, entre ellas la elevada resistencia a cargas axiales, el aprovechamiento de la ductilidad del acero y la capacidad de confinamiento del hormigón. Sin embargo, la literatura también señala limitaciones cuando se emplean secciones no compactas, ya que estas son más susceptibles al pandeo local y presentan una reducción en su capacidad de disipación de energía.

En Ecuador, tras la promulgación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, se han establecido criterios de diseño sísmico y requisitos de desempeño que buscan garantizar la seguridad de las edificaciones. No obstante, gran parte de los estudios realizados se han enfocado en estructuras de hormigón armado o en edificaciones de acero convencionales, existiendo un vacío técnico en la evaluación de edificios con sistemas mixtos acero–hormigón. Esta carencia se

hace aún más evidente en ciudades como Ambato, donde la amenaza sísmica es elevada y existe un parque edificatorio variado en el que se emplean tipologías estructurales poco estudiadas.

Por lo tanto, se considera necesario llevar a cabo un estudio que evalúe de manera específica el comportamiento no lineal de edificaciones metálicas con columnas mixtas no compactas, con el fin de generar información técnica que aporte al diseño, evaluación y reforzamiento de este tipo de estructuras en el país.

1.2.3. MARCO CONCEPTUAL

Análisis Lineal

El análisis lineal es un procedimiento de evaluación estructural en el que se asume que los materiales trabajan en el rango elástico, cumpliendo la ley de Hooke, por lo que las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas, los desplazamientos son pequeños y no alteran el equilibrio, y los efectos de distintas acciones pueden sumarse mediante el principio de superposición, constituyendo así un método simplificado y ampliamente utilizado en ingeniería, aunque limitado para representar el comportamiento real bajo estados no lineales o cargas extremas.

Análisis No Lineal

El análisis no lineal es un procedimiento estructural en el que se consideran los efectos que rompen la proporcionalidad entre cargas y deformaciones, incorporando fenómenos como la plasticidad de los materiales, la fisuración del hormigón, el pandeo de elementos esbeltos y las grandes deformaciones que modifican el equilibrio de la estructura. A diferencia del análisis lineal, este enfoque permite evaluar el comportamiento real post-elástico y la capacidad última de la edificación frente a cargas extremas, siendo fundamental para estudios avanzados de desempeño sísmico y para el diseño o reforzamiento de estructuras sometidas a solicitaciones severas.

Modelación Estructural

La modelación estructural se refiere al proceso mediante el cual se representa matemáticamente y computacionalmente el comportamiento de una estructura, idealizando sus elementos, materiales, geometría, cargas y condiciones de apoyo para analizar cómo responde frente a diferentes solicitaciones. Este procedimiento permite simplificar la

realidad mediante modelos que pueden ir desde esquemas básicos hasta simulaciones complejas con comportamiento no lineal, brindando una herramienta fundamental para predecir esfuerzos, deformaciones y modos de falla, y así garantizar un diseño seguro, eficiente y conforme a la normativa vigente

CAPITULO II

En este capítulo se definen los parámetros de diseño y modelación estructural de la edificación analizada, incluyendo materiales, cargas, geometría estructural y caracterización de la amenaza sísmica del sitio conforme a la NEC-2015.

2.1. DATOS PRELIMINARES PARA EL CÁLCULO

2.1.1. MATERIALES

El acero estructural para utilizar en todos los perfiles es A572 Gr. 50, con un límite de fluencia fy = 3515 kg/cm2 y límite de rotura fu = 4570 kg/cm2.

El hormigón usado como material de relleno de las columnas rectangulares tiene una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm2.

2.1.2. CARGAS

2.1.2.1. CARGAS VIVAS

- Según la NEC-15 (NEC-SE-CG), la carga viva corresponde a las sobrecargas generadas por el uso y ocupación de la edificación; por tanto, se consideran las siguientes:
- Carga viva en losas de entrepisos destinados al uso de viviendas: 2.00 kN/m2
- Carga viva en cubiertas accesibles: 3.0 kN/m2
- Carga viva en cubiertas inaccesibles: 0.70 kN/m2
-

2.1.2.2. CARGAS MUERTAS

- **Placa Colaborante Sismorresistente (Steel Deck)**

Para el modelo se utilizará la placa colaborante kubilosa que tiene un espesor de 0.76 mm y el espesor sobre la cresta es de 6 cm de hormigón.

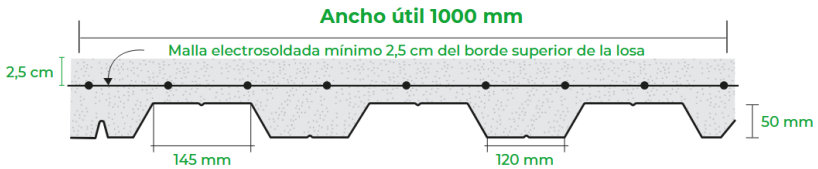


Ilustración 1. *Perfil placa colaborante kubilosa*
Fuente: Catálogo KUBIEC

CARGA SOBREIMPUESTA (Kg/m^2)											
ESPESOR KUBILOSA (mm)	ESPESOR DE LOSA SOBRE LA CRESTA	SEPARACION ENTRE APOYOS (m)									
(mm)	(cm)	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40
0.76	6	2200	2345	1861	1503	1231	1019	851	716	605	513

Tabla 1*. Carga Sobreimpuesta para diseño Kubilosa*
Fuente: Catálogo KUBIEC

- **Peso de losa y mampostería**

Después de calcular de manera independiente el peso propio de la placa colaborante con el hormigón y la sobrecarga asociada a las paredes en cada tablero, se determina la carga muerta total que se utilizará en cada piso, en función del uso correspondiente, conforme se detalla a continuación:

2.2. EDIFICIO REFERENCIAL PARA EL ANALISIS

El edificio en estudio será considerado como modelo de referencia tanto en lo que respecta a su configuración arquitectónica como a su implantación en el sitio, aspectos que inciden directamente en la respuesta estructural frente a acciones sísmicas. En concordancia con lo expuesto previamente, la edificación presenta un sistema estructural originalmente concebido en hormigón armado, compuesto por elementos portantes tales como columnas, vigas y losas macizas, los cuales garantizan la resistencia y rigidez necesarias bajo solicitaciones gravitacionales y laterales.

No obstante, con fines de análisis y optimización del comportamiento estructural, se plantea la idealización del sistema mediante un proceso de modelación que contemple la transformación de dichos elementos a un esquema estructural equivalente en acero. En este sentido, las columnas de hormigón armado serán representadas como columnas compuestas, considerando la interacción entre acero y concreto para reproducir adecuadamente su capacidad resistente y de deformación; las vigas serán modeladas como perfiles tipo I, característicos por su alta eficiencia estructural frente a esfuerzos de flexión; y, finalmente, el sistema de entrepisos será idealizado mediante losas tipo deck, las cuales integran una lámina colaborante con una capa de concreto, permitiendo una reducción de peso propio y una mejora en el desempeño estructural global.

A continuación, se muestra la configuración arquitectónica del edificio de 4 pisos tal como está la distribución en planta como en elevación del mismo en la actualidad:

PLANTA BAJA NIVEL + 0.18:

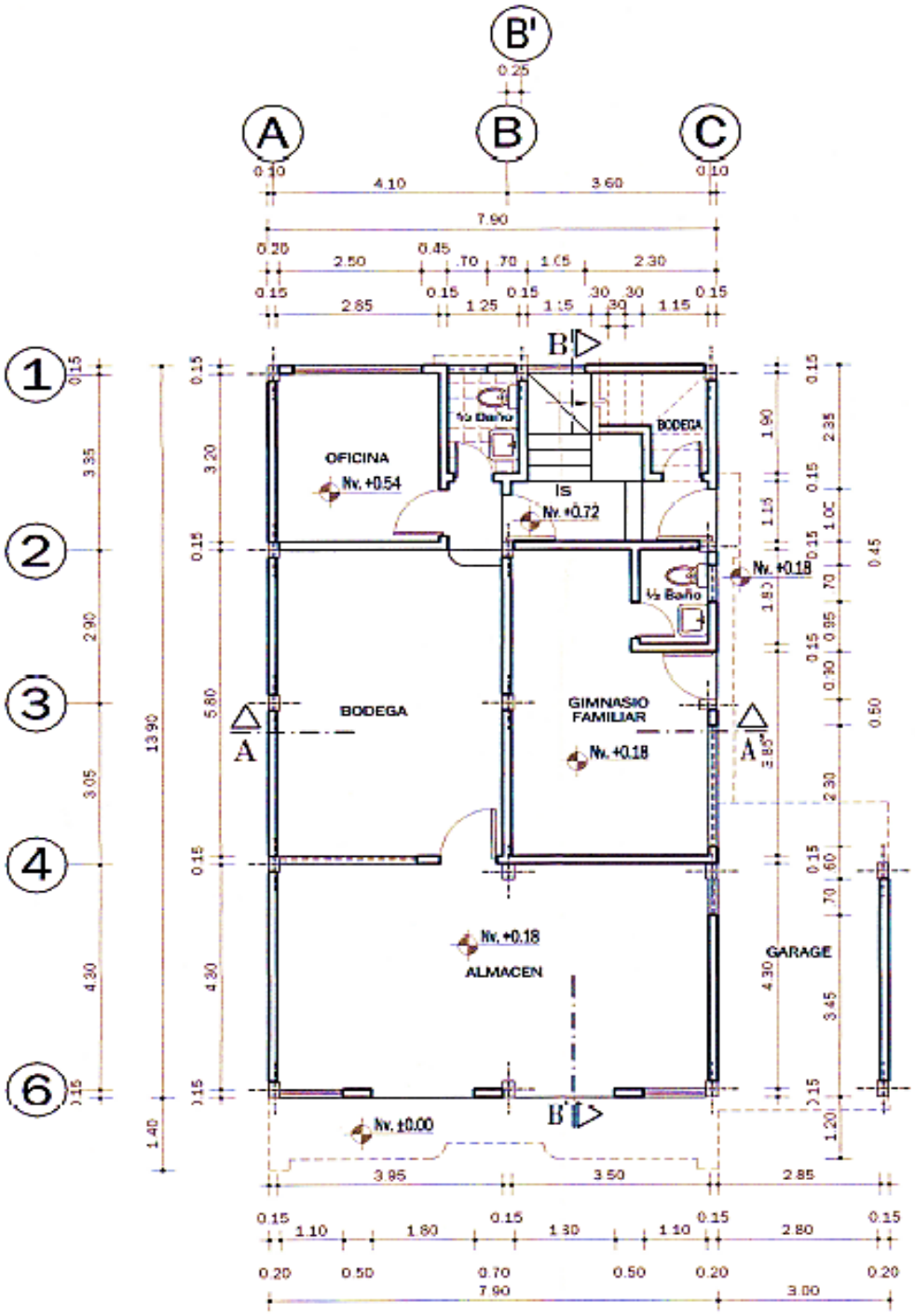


***Ilustración 2**. Configuración en planta Nv. + 0.18 m*

Fuente: Holguer Benítez

PLANTA BAJA NIVEL + 3.24:

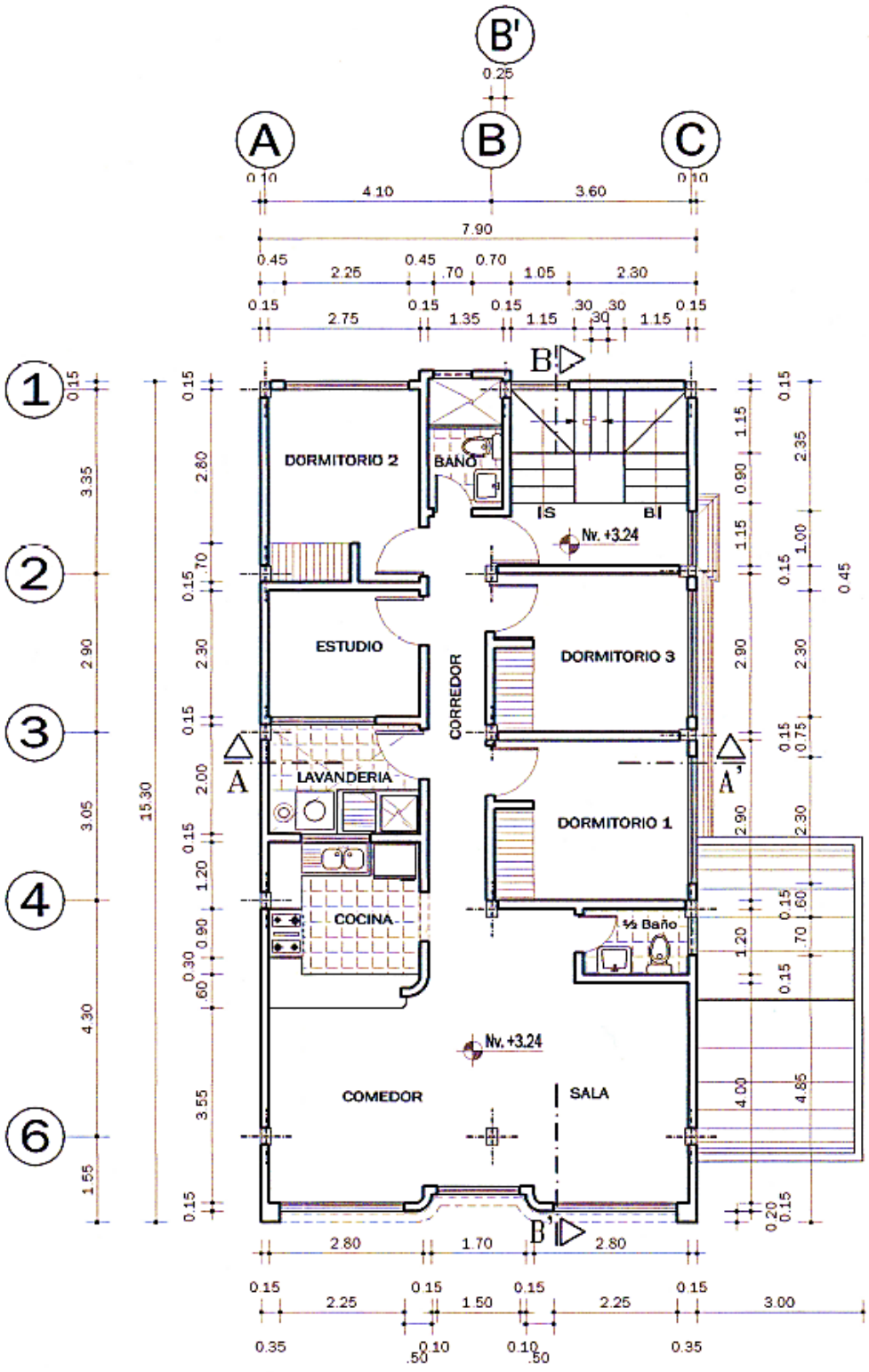


Ilustración 3. *Configuración en planta Nv. +3.24 m*

Fuente: Holguer Benítez

PLANTA BAJA NIVEL + 5.76:

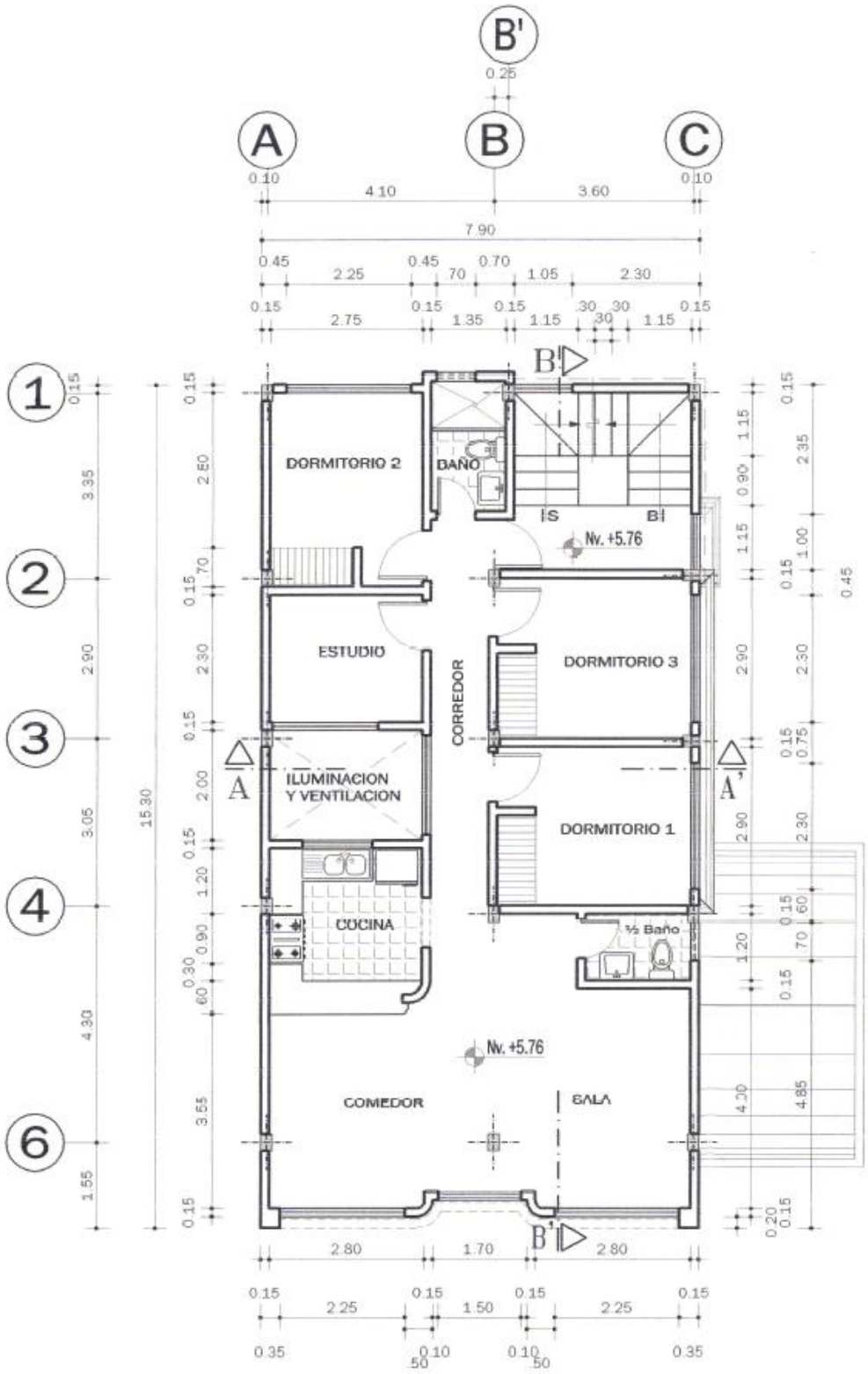


Ilustración 4. *Configuración en planta Nv. + 5.76 m*

Fuente: Holguer Benítez

PLANTA BAJA NIVEL + 8.28:

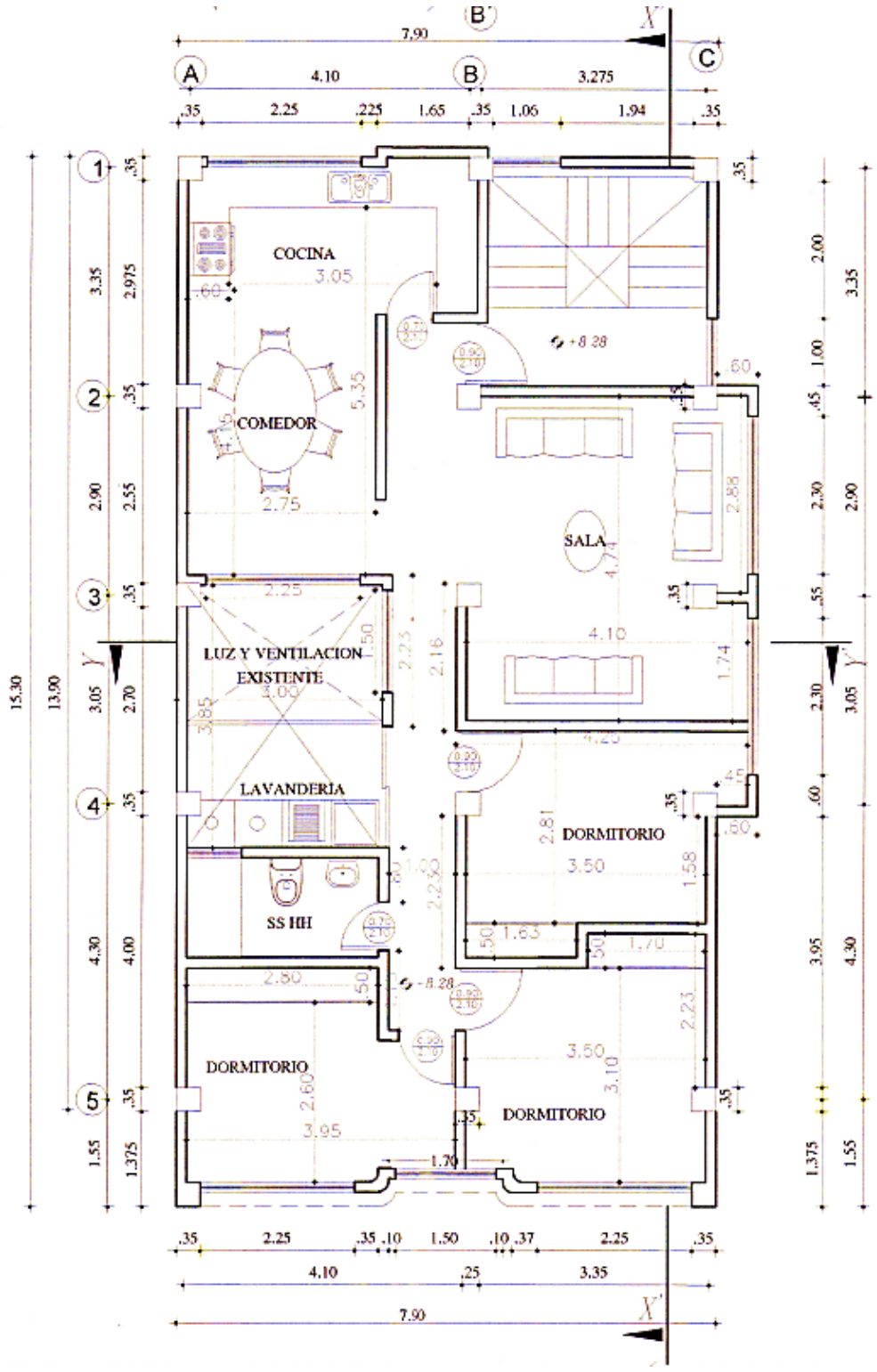


Ilustración 5*. Configuración en planta Nv. + 8.28 m*

Fuente: Holguer Benítez

ELEVACIÓN CORTE X-X:

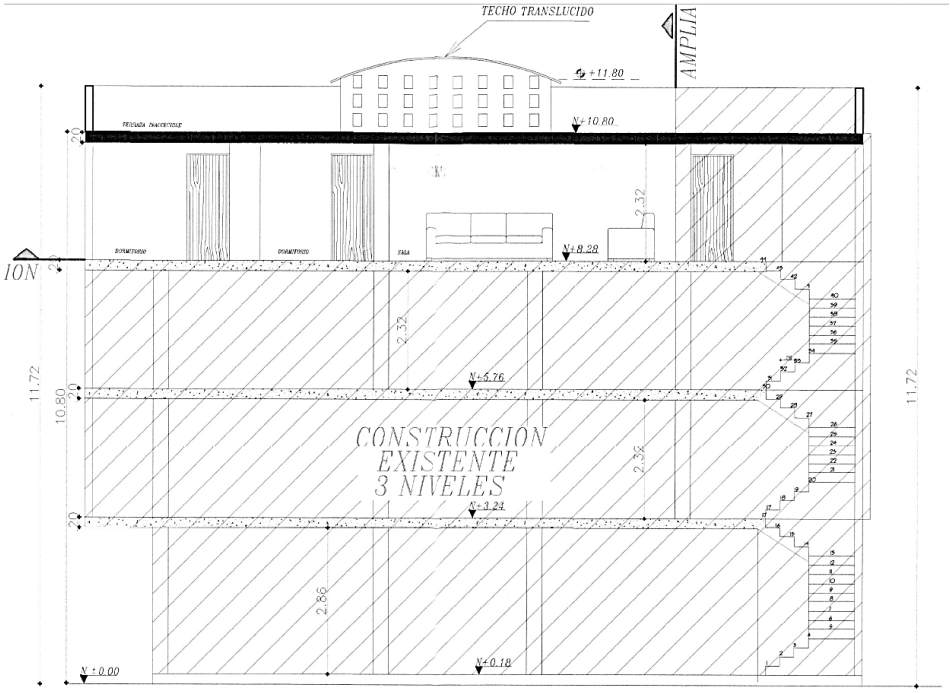


Ilustración 6. *Configuración en elevación corte X-X*

Fuente: Holguer Benítez

ELEVACIÓN CORTE Y-Y:

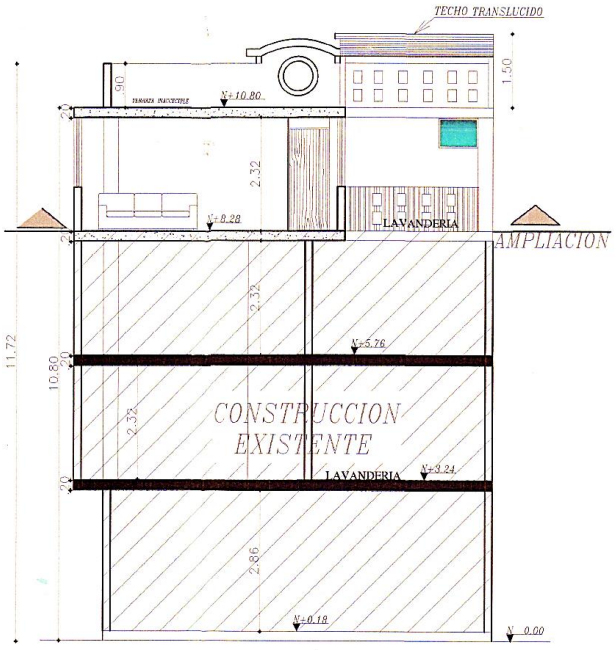


Ilustración 7. *Configuración en elevación corte Y-Y*

Fuente: Holguer Benítez

2.3. EVALUACIÓN SÍSMICA DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN SEGÚN LA NEC-2015

2.3.1. UBICACIÓN

2.3.1.1. ANTECEDENTES

La ciudad de Ambato, ubicada en la Sierra central del Ecuador, se encuentra expuesta a un alto nivel de amenaza sísmica debido a la actividad tectónica de la zona andina. En este contexto, las edificaciones deben garantizar un adecuado desempeño estructural frente a movimientos sísmicos severos, con el fin de salvaguardar la vida de los ocupantes y minimizar pérdidas materiales.

En los últimos años, el uso de estructuras metálicas con elementos mixtos acero–hormigón ha aumentado en el país por sus ventajas de resistencia, rapidez constructiva y eficiencia en el uso de materiales. No obstante, cuando se emplean columnas mixtas rectangulares no compactas, la respuesta estructural bajo cargas sísmicas se vuelve incierta, ya que estas secciones son más vulnerables al pandeo local, presentan reducción en la ductilidad y una interacción acero–hormigón que depende de la calidad de la unión entre materiales. Estas condiciones podrían limitar la capacidad del sistema para disipar energía y, en consecuencia, comprometer el cumplimiento de los objetivos de desempeño estructural definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.

2.3.2. CARACTERIZACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN AMBATO

La amenaza sísmica en Ambato (Tungurahua) es alta (NEC-15: Z = 0,40) y está controlada por la subducción de la placa de Nazca (fuentes de interfaz e intraslab) y por fallas corticales andinas, en especial el sistema Pallatanga, capaz de generar sismos dañinos como los de 1698 y 1949; para el diseño se emplean las curvas de peligro de la NEC (por ejemplo, 10% y 2% de excedencia en 50 años), ajustadas por categoría de suelo mediante Fa y Fv (según Vs30) y por importancia (I) y capacidad de disipación (R) del sistema estructural; la respuesta local puede amplificar aceleraciones y favorecer licuación o inestabilidad de laderas, por lo que se exige estudio geotécnico del sitio y, cuando exista, considerar microzonificación sísmica urbana para capturar variaciones de demanda espectral dentro de la ciudad.

2.3.3. EVENTOS SISMICOS HISTORICOS EN LA CIUDAD DE AMBATO

A continuación, se muestra los eventos sísmicos más importantes que han afectado a la ciudad de Ambato en el tiempo:

Fecha	Evento / Zona	Magnitud (Richter)	Profundidad (km)	Epicentro / Distancia	Afecciones en estructuras
04-feb-1797	Terremoto de Riobamba (Valle Interandino)	7.8	—	Riobamba / 50 km S de Ambato	Colapsos generalizados; daños severos en mampostería y adobe.
05-ago-1949	Terremoto de Pelileo–Ambato	6.7	—	Pelileo–Píllaro / 15–25 km E–NE	Destrucción severa en Pelileo y daños altos en Ambato; colapso de construcciones no reforzadas.
06-sep-2018	Sismo Cumandá–Alausí (intermedio)	6.3	90	Al S de Ambato / 90–110 km	Daños moderados puntuales; fisuras y desprendimientos en edificaciones vulnerables.
18-mar-2023	Sismo Balao (Guayas) (intermedio)	6.8	66–68	Balao / 250–270 km SW	Movimiento fuerte percibido; daños leves a moderados en estructuras vulnerables; mayor afectación en Costa.

Tabla 2. *Eventos sísmicos históricos en la ciudad de Ambato*
Fuente: Internet

2.3.4. ANALISIS DE LAS FUENTES CERCANAS Y LEJANAS A LA CIUDAD DE AMBATO

Cercanas (campo cercano, R ≤ 30 –4 0 km, h ≤ 25 km, corteza andina):

- Fallas corticales del Valle Interandino (segmentos siniestrales/oblicuos asociados al sistema andino central).

- Sismicidad volcánica/tectónica local (complejo Tungurahua y estructuras asociadas).

Intermedias (40 – 120 km):

- Intraslab (placa de Nazca subducida, h ≈ 60 – 120 km). Sismos M 6 –7 con duraciones moderadas, frecuencias medias–altas.
- **Lejanas (campo lejano, >120–150 km):**

- Interfase de subducción (contacto Nazca–Sudamérica, M7.5–8.5) frente a la Costa. Largas duraciones y mayor contenido de baja frecuencia (afecta derivas).

- Grandes corticales distales (p. ej., 1797 Riobamba; 1949 Pelileo–Ambato, aunque este último fue “cercano”).

2.3.5. ANALISIS MODAL ESPECTRAL

Según la NEC_SE_DS_Peligro _Sísmico_2015 se determinarán los factores para el sitio de implantación.

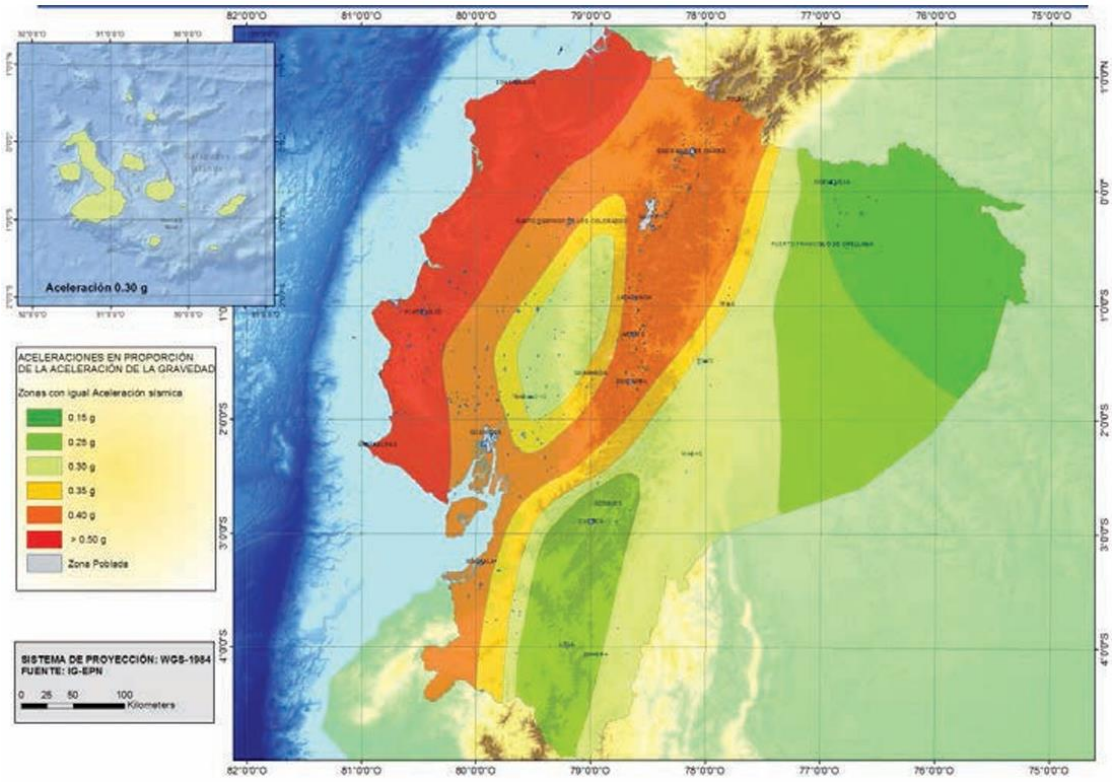


Ilustración 8. *Zonas sísmicas del Ecuador*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 3. *Valores del factor Z en función de la zona sísmica seleccionada*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

En la NEC-2015, Z es el factor de zona sísmica: es un coeficiente que representa la peligrosidad sísmica regional (intensidad esperada del movimiento del suelo en roca) y escala todas las fuerzas y aceleraciones sísmicas de diseño.

- Z = 0,40 ubica a Ambato en la Zona V → peligro sísmico alto.

- Cuanto mayor es Z, mayores son las aceleraciones del espectro de diseño y, por tanto, mayor es el cortante basal y las exigencias de resistencia y ductilidad de la estructura.

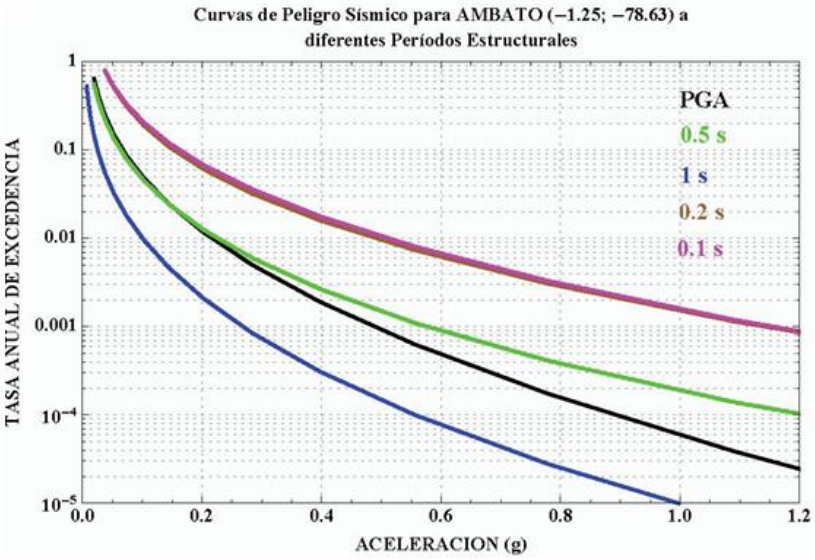


Ilustración 9. *Curva de peligro sísmico para Ambato*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- **Perfil del Suelo tipo D**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > V_s ≥ 180 m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > N ≥ 15.0 100 kPa > S_u ≥ 50 kPa

Tabla 4. *Propiedades del perfil de suelo tipo D*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Factor de Importancia: I = 1.0

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 5. *Factor de importancia dependiendo el tipo de uso de la estructura*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35[k]	NP[k]	NP[k]
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP[l]	NP[l]	NP[l]
5. Special reinforced concrete moment frames[m]	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame[n]	14.1	3½	3[o]	3½	35	35	35	35	35

Tabla 6. *Factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas*
Fuente: (ASCE 7-16, 2017)

- Factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto r = 1

r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	
	r = 1	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
	r = 1.5	para tipo de suelo E.

Tabla 7. *Factor usado en el espectro de diseño elástico*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

-Relación de amplificación espectral: η = 2.48 (Provincias de la Sierra).

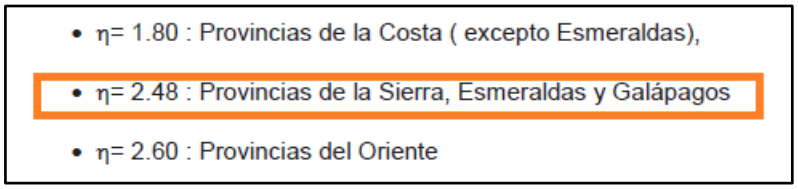


Tabla 8. *Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA para el período de retorno seleccionado.*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015

- Coeficientes de amplificación dinámica de suelo en función del suelo tipo: Fa = 1.2; Fd = 1.19; Fs = 1.28.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 9. *Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 10. *Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.*
Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 11. *Comportamiento no lineal de los suelos.*

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

- Coeficientes de configuración estructural

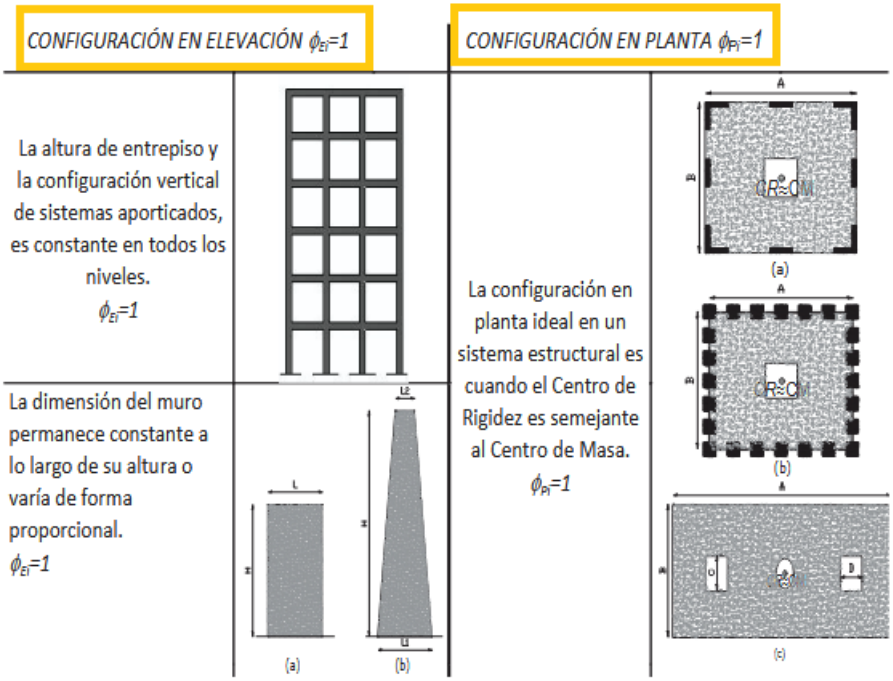


Tabla 12. *Configuraciones Estructurales Recomendadas*

Fuente:(NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

De acuerdo a la estructura del edificio se considera la configuración en planta y en elevación igual a 1 (Φe=1 , Φp=1)

- **Período de Vibración**

El período de vibración teórico de la estructura se puede calcular con la fórmula:

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 13. *Coeficientes en función del tipo de configuración estructural*

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

$$T = 0.072 * 10.80^{0.8}$$

$$T = 0.4831\ seg.$$

- **Espectro de diseño**

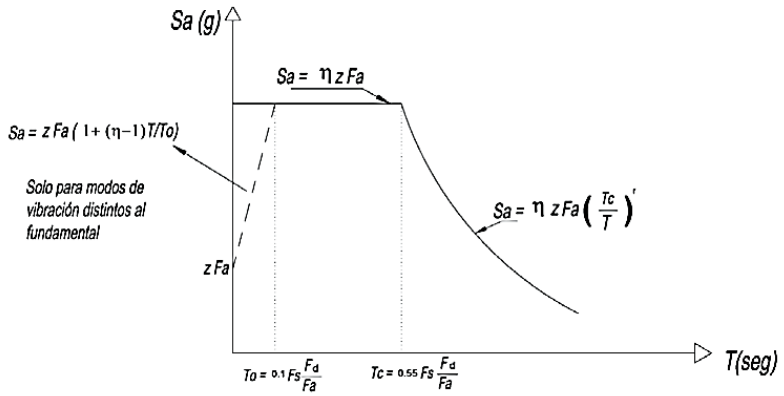


Ilustración 10*. Espectro sísmico elástico de aceleraciones*

Fuente: (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015)

			T	Sa
n	2.48		0	1.1904
z	0.4	TR=43 años	0.1	1.1904
Fa	1.2		0.2	1.1904
Fd	1.19		0.3	1.1904
Fs	1.28		0.4	1.1904
r	1		0.5	1.1904
			0.6	1.1904
			0.7	1.1872
		To	0.8	1.0388
Tc	0.698	0.127	0.9	0.9234
Ct	0.072		1	0.8311
alfa	0.8		1.1	0.7555
h (edificio)	10.8		1.2	0.6925
T	0.4831		1.3	0.6393
			1.4	0.5936
Sa	0.8311		1.5	0.5540
I	1		1.6	0.5194
fi P	1		1.7	0.4889
fi E	1		1.8	0.4617
R	3		1.9	0.4374
coef Vasal	0.277		2	0.4155

Tabla 14. *Datos ingresados para la construcción del espectro elástico de diseño*
Fuente: Holguer Benítez

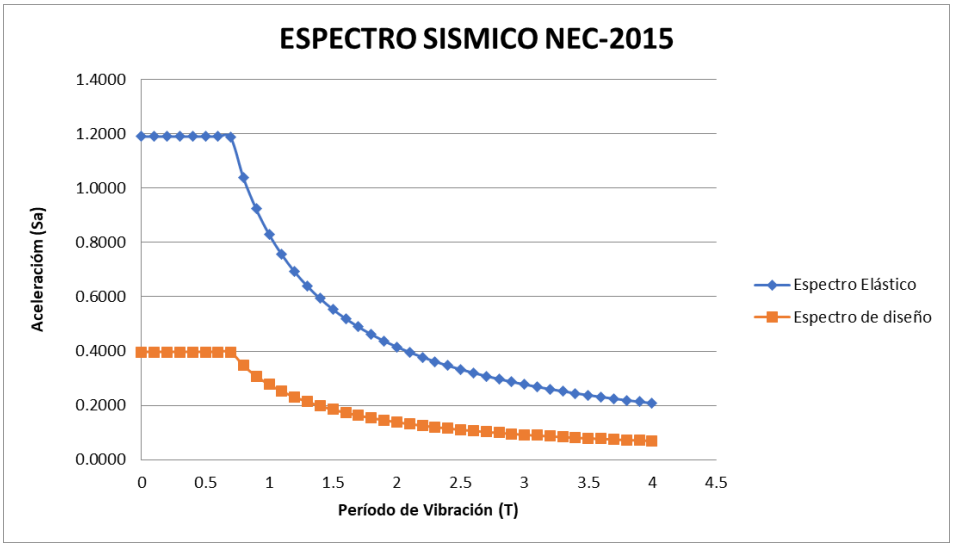


Ilustración 11. *Espectro elástico de diseño*

Fuente: Holguer Benítez

ESPECTROS SEGÚN LA NEC-2015			
ESPECTRO ELÁSTICO		ESPETRO REDUCIDO INELÁSTICO (PARA DISEÑO)	
T(s)	Sa (g)	T(s)	Sa (g)
0	1.190	0	0.397
0.1	1.190	0.1	0.397
0.2	1.190	0.2	0.397
0.3	1.190	0.3	0.397
0.4	1.190	0.4	0.397
0.5	1.190	0.5	0.397
0.6	1.190	0.6	0.397
0.7	1.187	0.7	0.396
0.8	1.039	0.8	0.346
0.9	0.923	0.9	0.308
1	0.831	1	0.277
1.1	0.756	1.1	0.252
1.2	0.693	1.2	0.231
1.3	0.639	1.3	0.213
1.4	0.594	1.4	0.198
1.5	0.554	1.5	0.185
1.6	0.519	1.6	0.173
1.7	0.489	1.7	0.163
1.8	0.462	1.8	0.154
1.9	0.437	1.9	0.146
2	0.416	2	0.139
2.1	0.396	2.1	0.132
2.2	0.378	2.2	0.126
2.3	0.361	2.3	0.120
2.4	0.346	2.4	0.115
2.5	0.332	2.5	0.111
2.6	0.320	2.6	0.107
2.7	0.308	2.7	0.103
2.8	0.297	2.8	0.099
2.9	0.287	2.9	0.096
3	0.277	3	0.092
3.1	0.268	3.1	0.089
3.2	0.260	3.2	0.087
3.3	0.252	3.3	0.084
3.4	0.244	3.4	0.081
3.5	0.237	3.5	0.079
3.6	0.231	3.6	0.077
3.7	0.225	3.7	0.075
3.8	0.219	3.8	0.073
3.9	0.213	3.9	0.071
4	0.208	4	0.069
4.1	0.203	4.1	0.068
4.2	0.198	4.2	0.066
4.3	0.193	4.3	0.064
4.4	0.189	4.4	0.063
4.5	0.185	4.5	0.062
4.6	0.181	4.6	0.060
4.7	0.177	4.7	0.059
4.8	0.173	4.8	0.058
4.9	0.170	4.9	0.057
5	0.166	5	0.055

***Tabla 15**. Valores para construir el espectro elástico de diseño*
Fuente: Holguer Benítez

CAPITULO III

En este capítulo se desarrolla la modelación computacional y el análisis sísmico elástico de la estructura, considerando tanto la edificación existente de hormigón armado como la propuesta estructural conformada por columnas mixtas no compactas y vigas tipo I. Además, se evalúa el comportamiento estructural de ambas configuraciones mediante parámetros como desplazamientos, derivas, períodos de vibración y distribución de fuerzas sísmicas, de acuerdo con los criterios establecidos en la NEC-15.

3.1. ANÁLISIS SÍSMICO ELÁSTICO

El análisis sísmico elástico, según la NEC-15 (NEC-SE-DS), se realiza mediante un modelo estructural lineal que considera masas, rigideces y apoyos de la edificación, incorporando la demanda sísmica mediante el espectro de respuesta de diseño. La respuesta se obtiene con métodos estáticos o dinámicos, determinando fuerzas internas, desplazamientos y derivas. Aunque el análisis es elástico, la normativa permite reducir fuerzas mediante el factor R, verificando derivas y efectos P-Δ.

3.2. ANÁLISIS BASADO EN FUERZAS

El cortante basal total de diseño, a nivel de cargas últimas, que será aplicado a la estructura en una dirección específica, se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{\mathrm{I} * \mathrm{Sa}}{\mathrm{R} * \emptyset\mathrm{p} * \emptyset\mathrm{e}} * W$$

Donde:

V: cortante basal

I: coeficiente de importancia

Sa: aceleración espectral

R: Coeficiente de reducción de respuesta sísmica

Øp: Coeficiente de irregularidad en planta

Øe: Coeficiente de irregularidad en elevación

W: Peso de la estructura

3.3. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA (SOFTWARE)

El análisis sísmico elástico se desarrolló en el software especializado, a partir de un modelo tridimensional de la edificación que representa la geometría, condiciones de apoyo, diafragmas, rigideces y propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Para la acción sísmica se consideró un procedimiento de análisis lineal, asumiendo comportamiento elástico de los materiales, con el objetivo de determinar la respuesta global de la estructura en términos de periodos y formas modales, desplazamientos laterales, derivas de entrepiso, cortantes de piso, fuerzas internas (axiales, cortantes y momentos) y reacciones en la base. El modelo incorporó las cargas permanentes y variables correspondientes y, para el sismo, se aplicó el espectro de diseño definido conforme a la normativa vigente, incluyendo los parámetros del sitio (amenaza, tipo de suelo y factores de amplificación) y la importancia de la edificación. La respuesta sísmica se obtuvo mediante análisis modal espectral, combinando los efectos modales según los criterios normativos y verificando que se alcance una participación de masa representativa en cada dirección principal. Con los resultados se efectuaron las comprobaciones de desempeño a nivel de servicio, principalmente el control de derivas y la regularidad estructural, y se establecieron las solicitaciones de diseño para el dimensionamiento y detallado de vigas, columnas, losas y demás componentes resistentes.

3.3.1 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE (SOFTWARE)

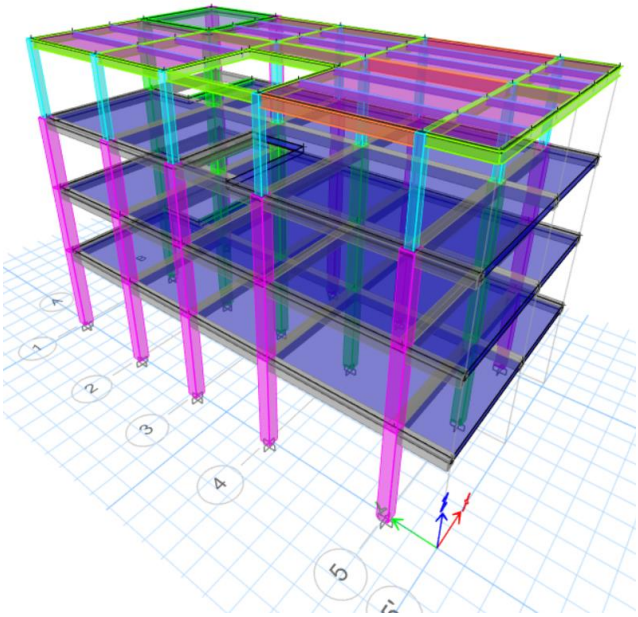


***Ilustración 12**. Estructura Existente Modelada (Hormigon Armado)*

Fuente: Holguer Benítez

Hormigón

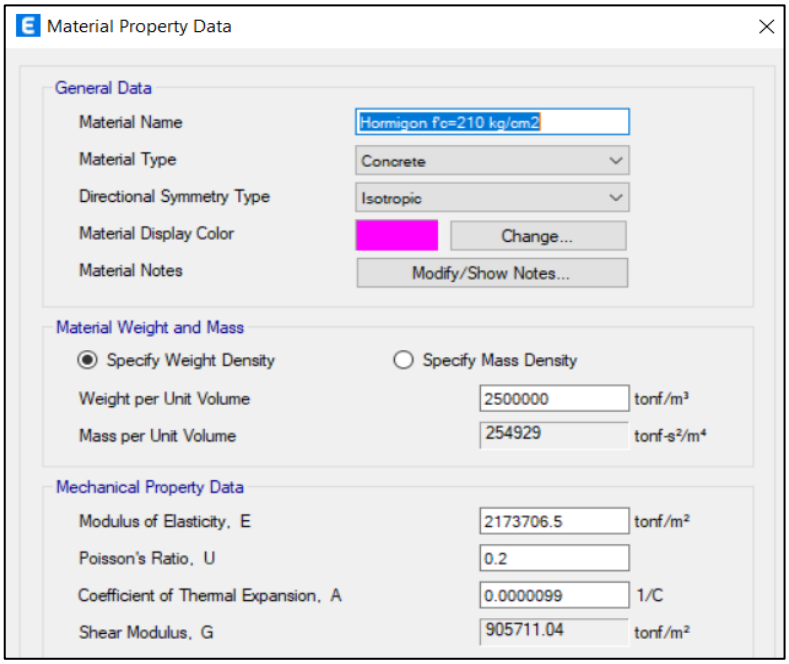


***Ilustración 13**. Hormigón f'c = 210 kg/cm2*

Fuente: Holguer Benítez

Acero de refuerzo Gr. 60

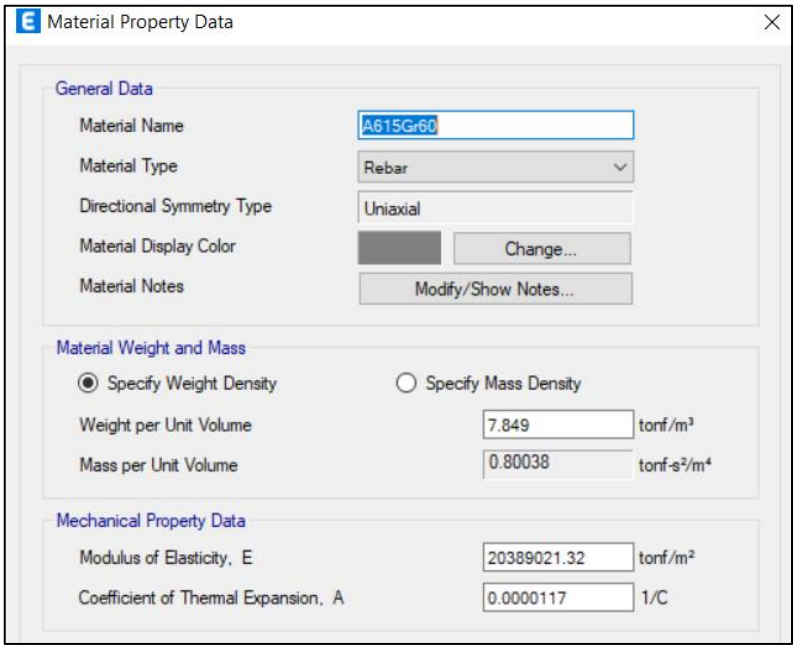


***Ilustración 14**. Acero de refuerzo A615 Gr. 60*

Fuente: Holguer Benítez

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Columnas (con agrietamiento 0.8 de la inercia en columnas de hormigón armado)

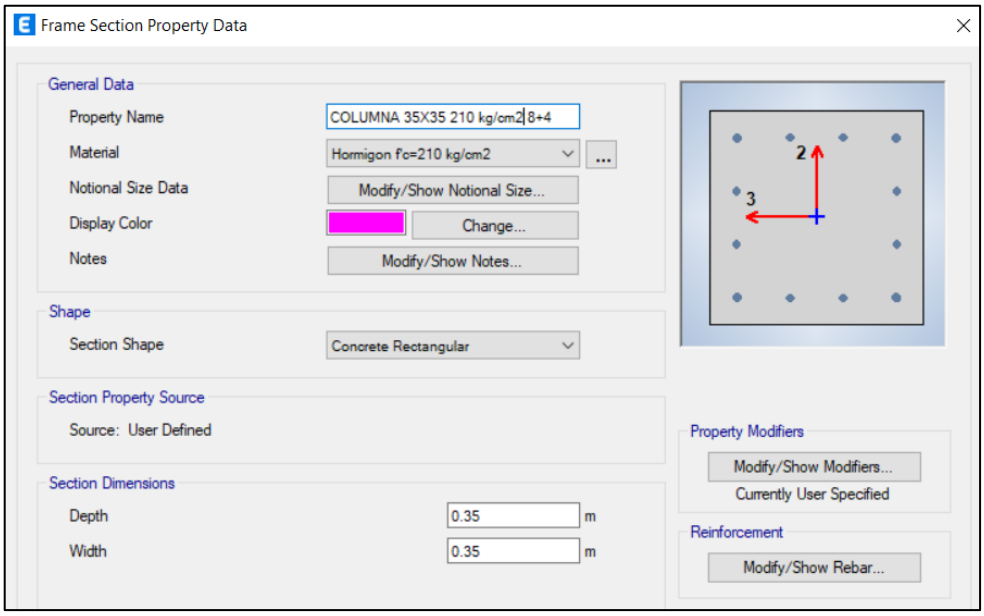


Ilustración 15. *COLUMNA 35X35 210 kg/cm2 8Φ12+4Φ14*

Fuente: Holguer Benítez

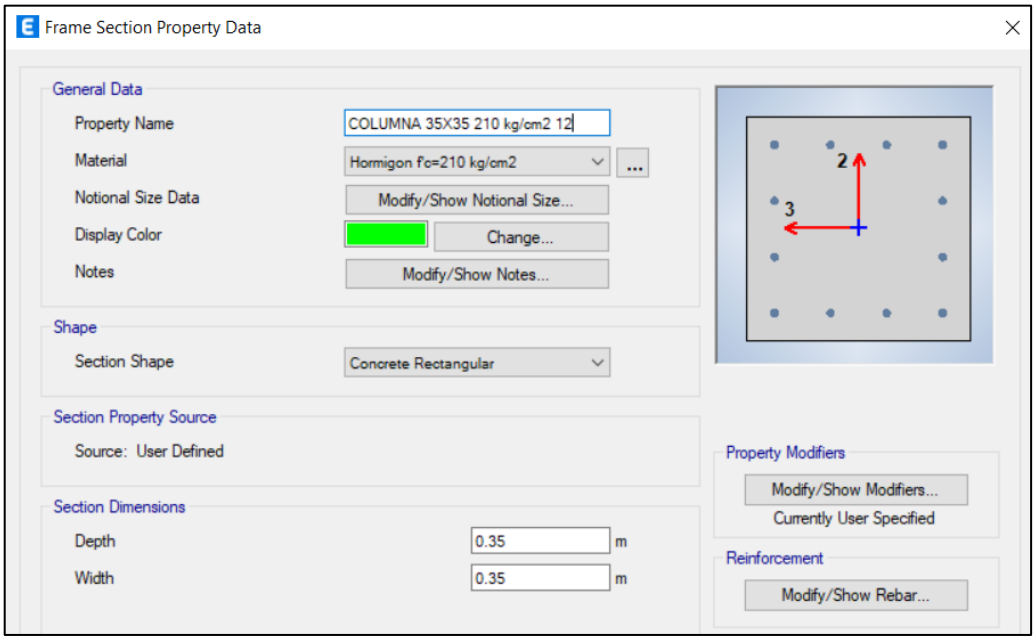


Ilustración 16. *COLUMNA 35X35 210 kg/cm2 12Φ12*

Fuente: Holguer Benítez

VIGAS (con agrietamiento 0.5 de la inercia en vigas de hormigón armado)

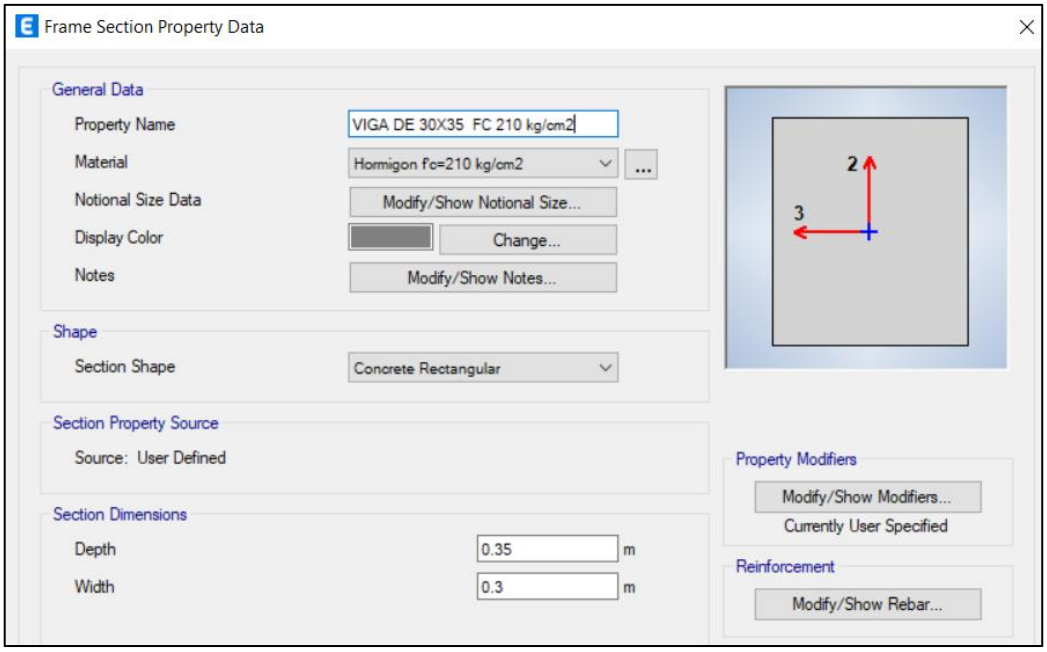


***Ilustración 17**. VIGA DE 30X35 f'c= 210 kg/cm2*

Fuente: Holguer Benítez

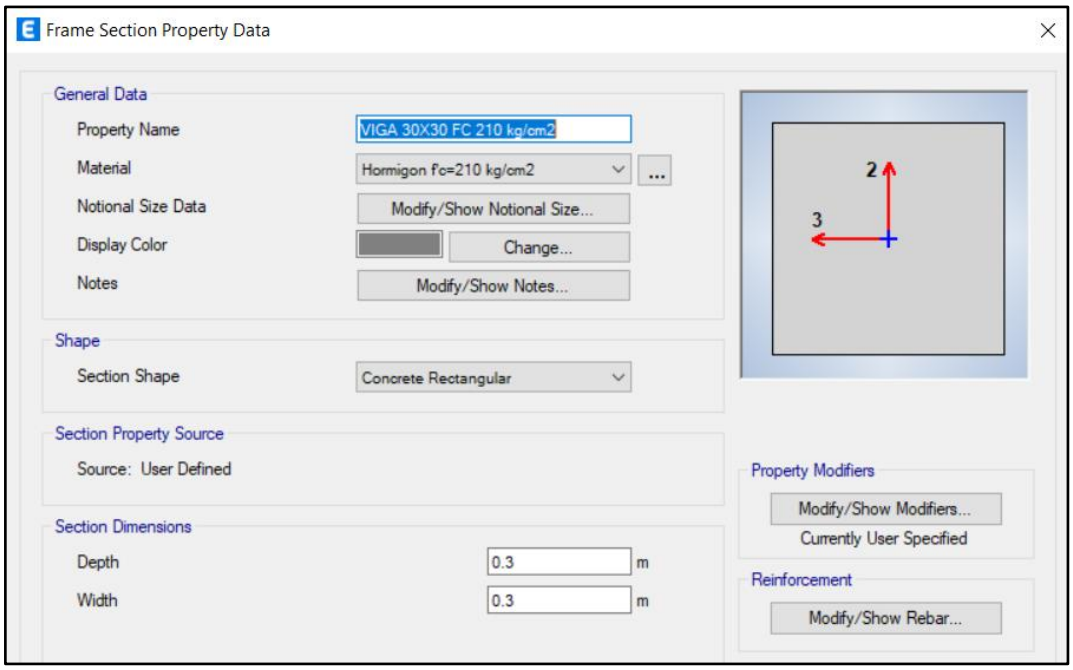


***Ilustración 18**. VIGA DE 30X30 f'c= 210 kg/cm2*

Funte: Holguer Benítez

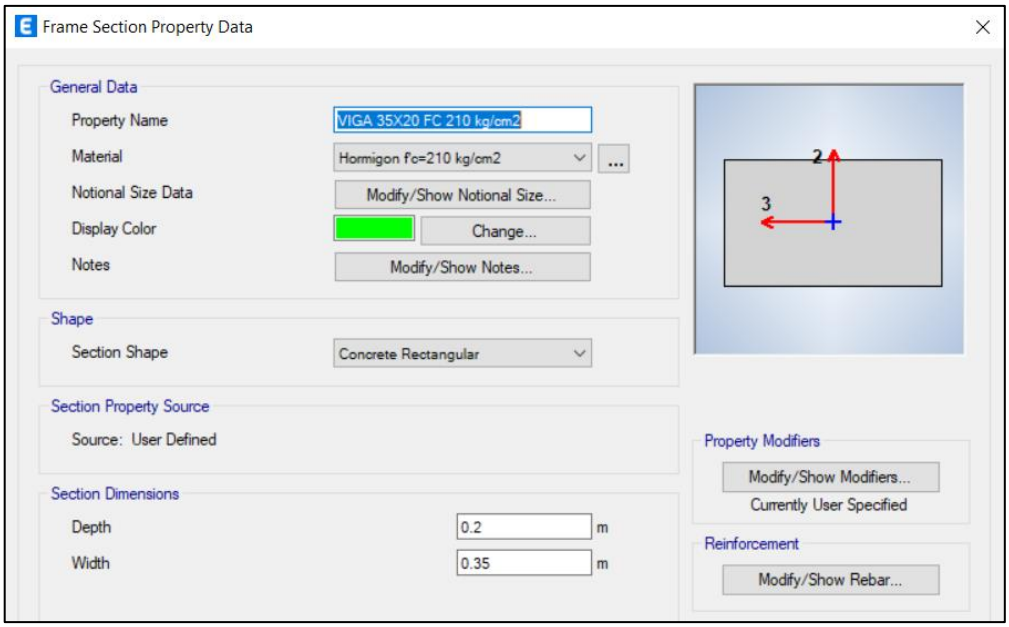


***Ilustración 19**. VIGA DE 20X35 f'c= 210 kg/cm2*

Fuente: Holguer Benítez

LOSA DE HORMIGÓN

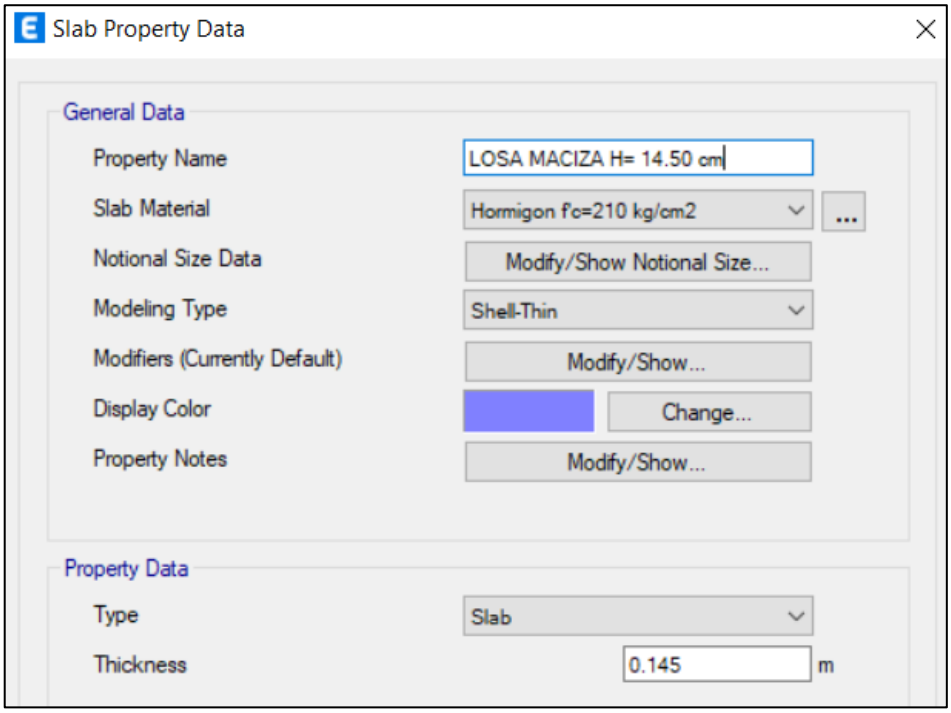


***Ilustración 20**. LOSA MACIZA H= 14.50 cm*

Fuente: Holguer Benítez

Planta niveles +3.24; +5.76

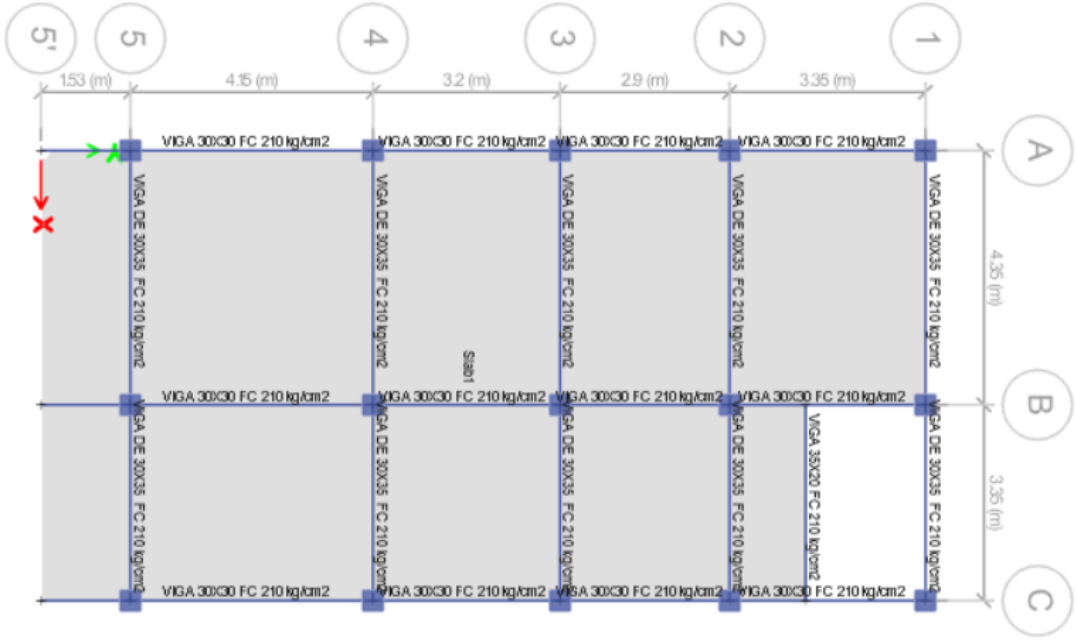


Ilustración 21. *Configuración de losa de los 2 niveles de entrepiso*

Fuente: Holguer Benítez

Planta niveles +8.28

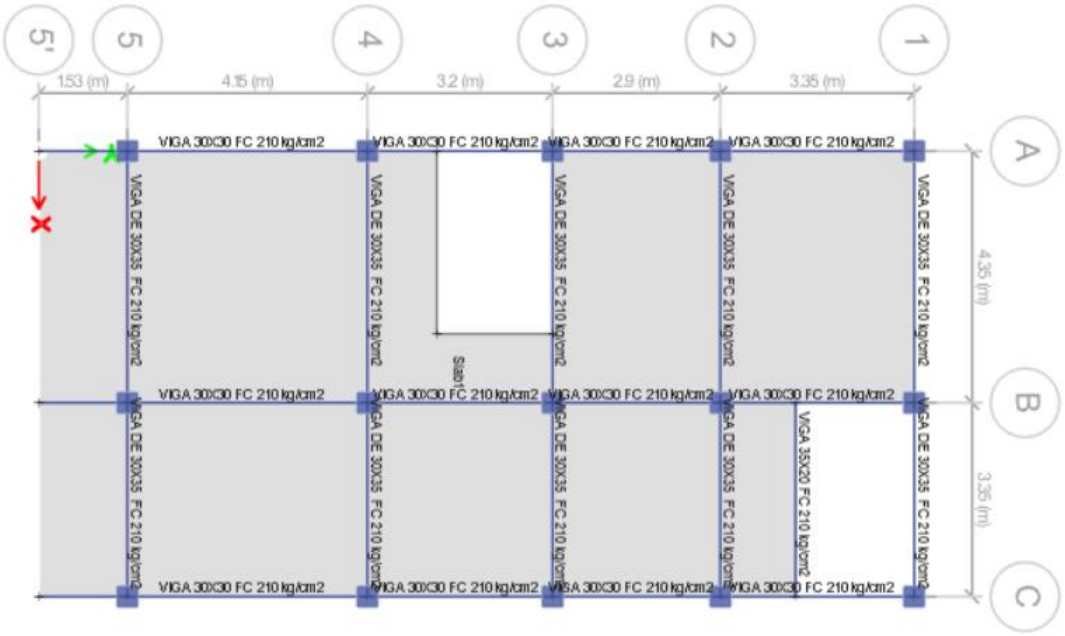


Ilustración 22*. Configuración de losa de un nivel de entrepiso*

Fuente: Holguer Benítez

Planta nivel +10.80

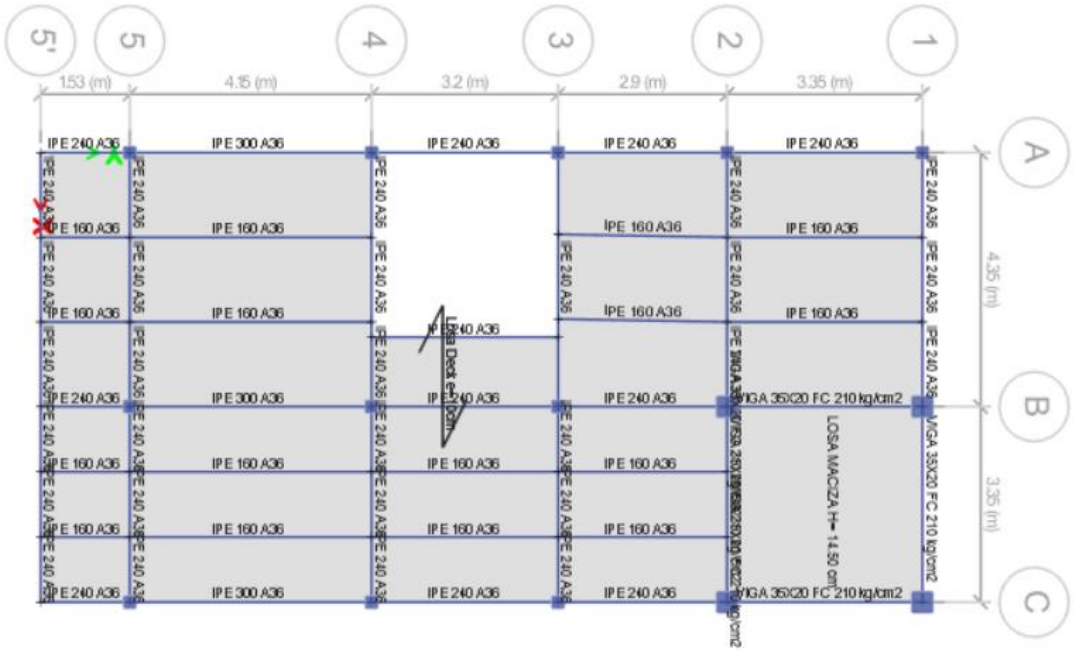


***Ilustración 23**. Configuración de losa deck de un nivel de cubierta*

Fuente: Holguer Benítez

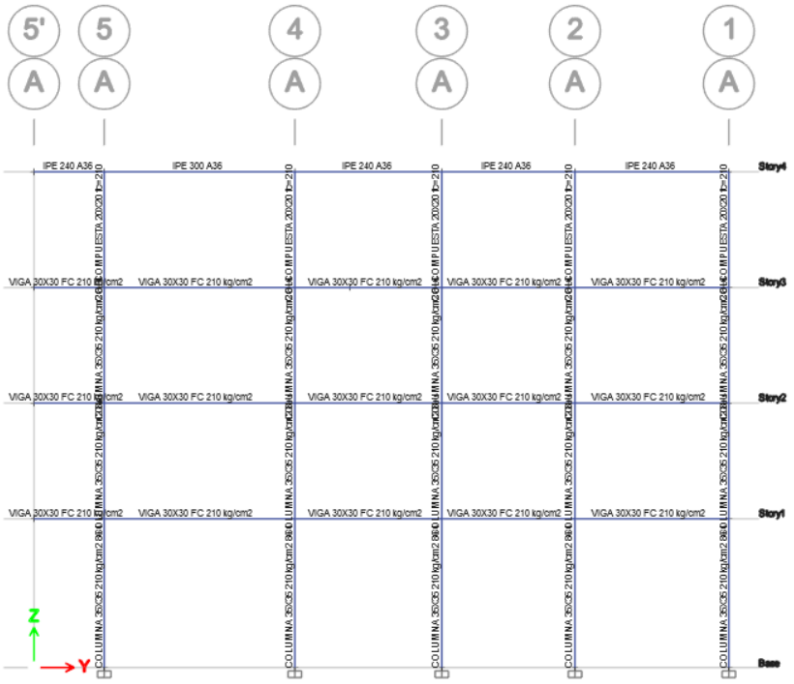


***Ilustración 24**. Vista en elevación eje A, eje B, eje C*

Fuente: Holguer Benítez

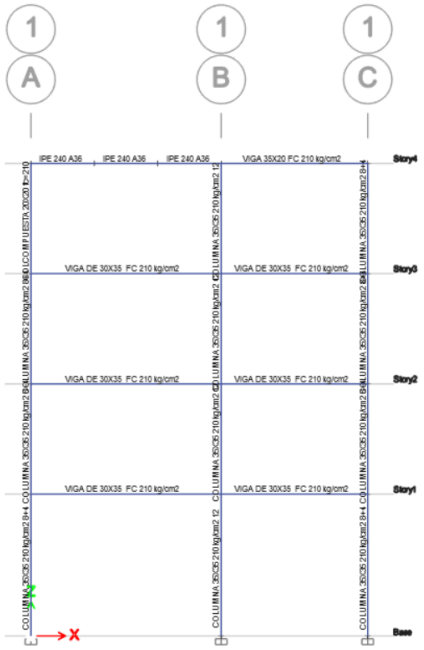


***Ilustración 25**. Vista en elevación eje 1, eje 2, eje 3, eje 4 y eje 5*

Fuente: Holguer Benítez

3.3.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS (SOFTWARE)

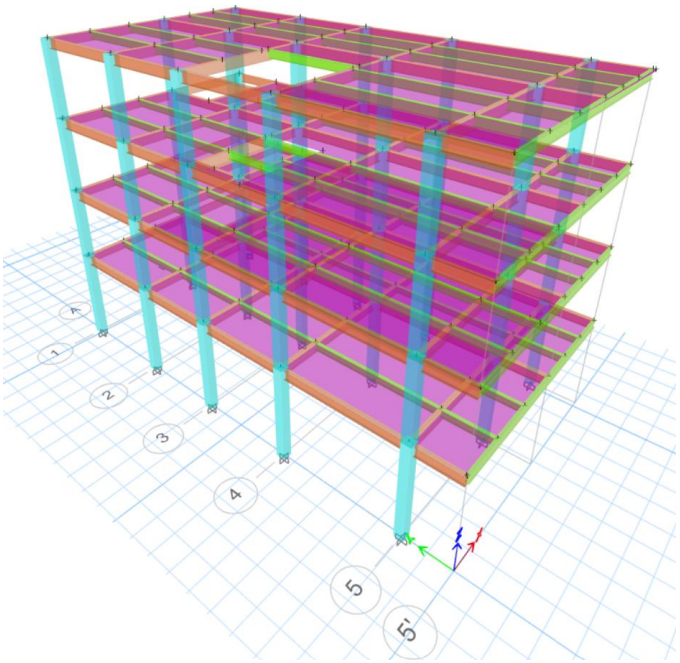


***Ilustración 26**. Estructura Modelada columnas compuestas*

Fuente: Holguer Benítez

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

HORMIGÓN

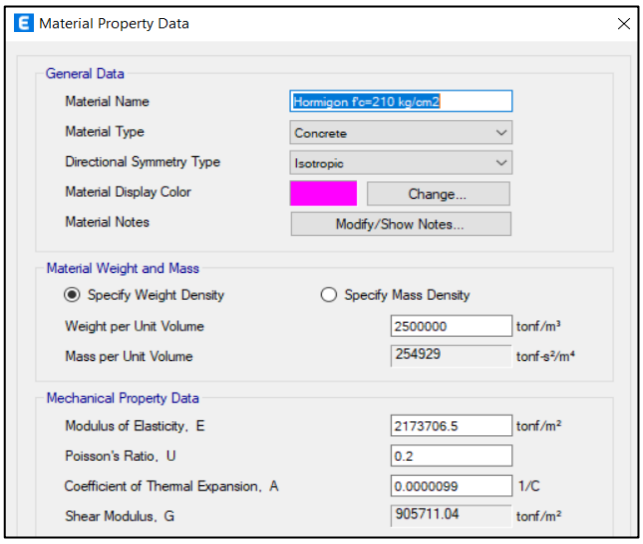


***Ilustración 27**. Hormigón f'c = 210kg/cm2*

Fuente: Holguer Benítez

ACERO ESTRUCTURAL A36

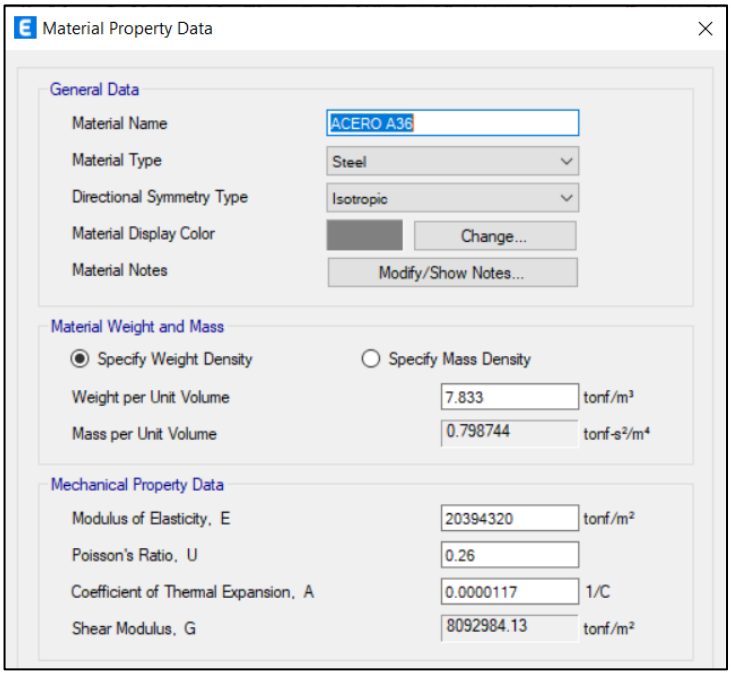


***Ilustración 28**. Acero Estructural A36*

Fuente: Holguer Benítez

ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

VIGAS METALICAS

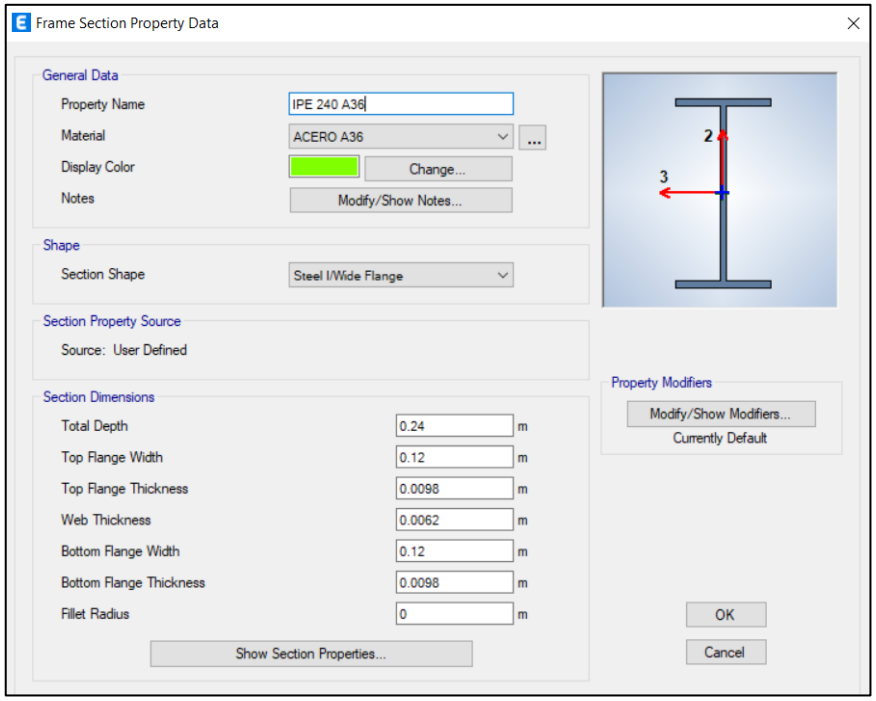


***Ilustración 29**. VIGA IPE 240 A36*

Fuente: Holguer Benítez

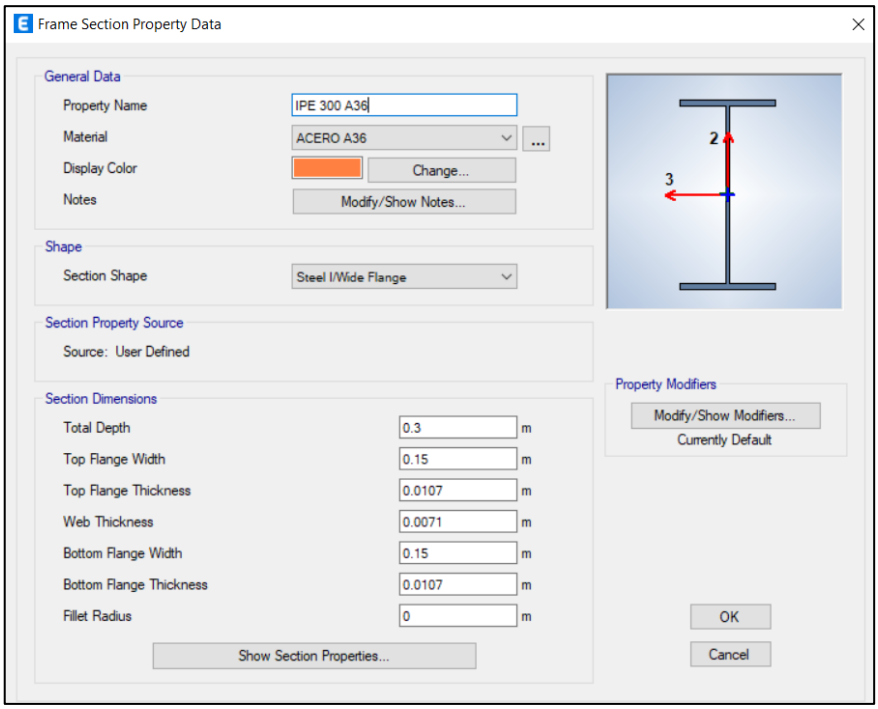


***Ilustración 30**. VIGA IPE 300 A36*

Fuente: Holguer Benítez

COLUMNA COMPUESTA NO COMPACTA

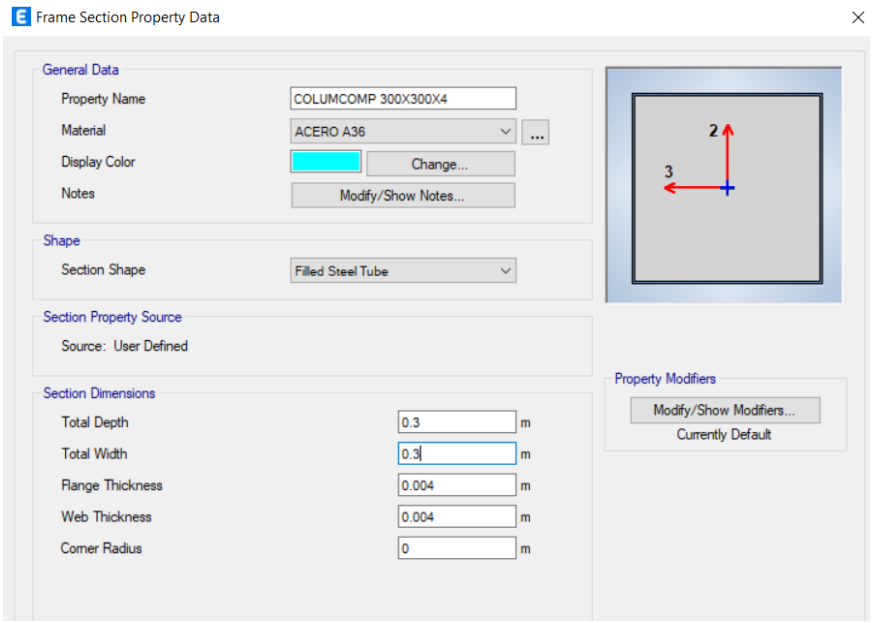


***Ilustración 31**. Columna Compuesta no compacta 300x300x4*

Fuente: Holguer Benítez

LOSA COLABORANTE (DECK)

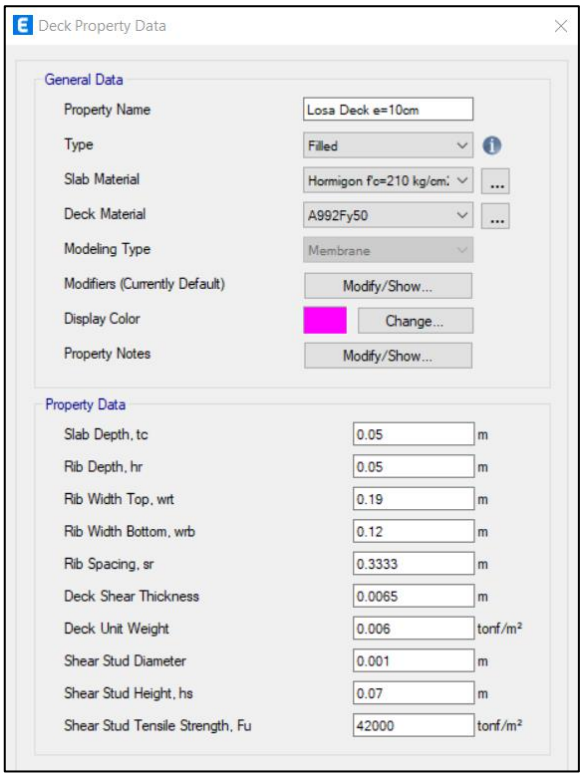


***Ilustración 32**. Losa Colaborante H= 10 cm*

Fuente: Holguer Benítez

PLANTA NIVELES +3.24; +5.76



Ilustración 33. *Configuración de losa deck de los 2 niveles de entrepiso*

Fuente: Holguer Benítez

PLANTA NIVEL +8.28

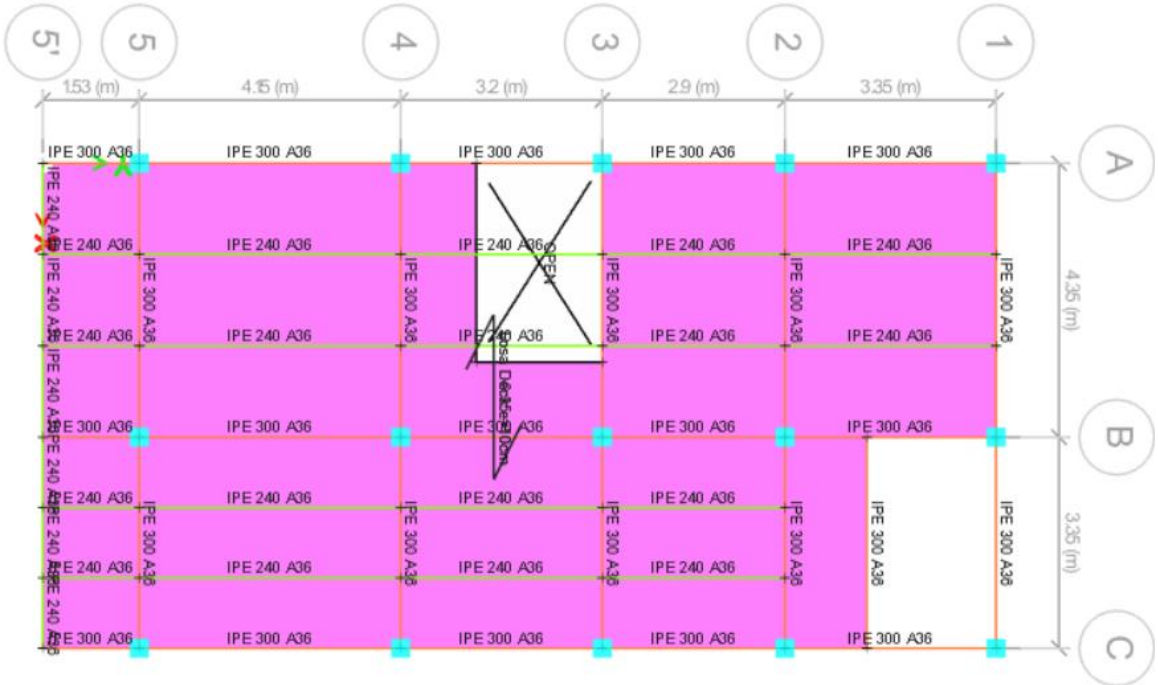


Ilustración 34. *Configuración de losa deck de un nivel de entrepiso*

Fuente: Holguer Benítez

PLANTA NIVEL +10.80

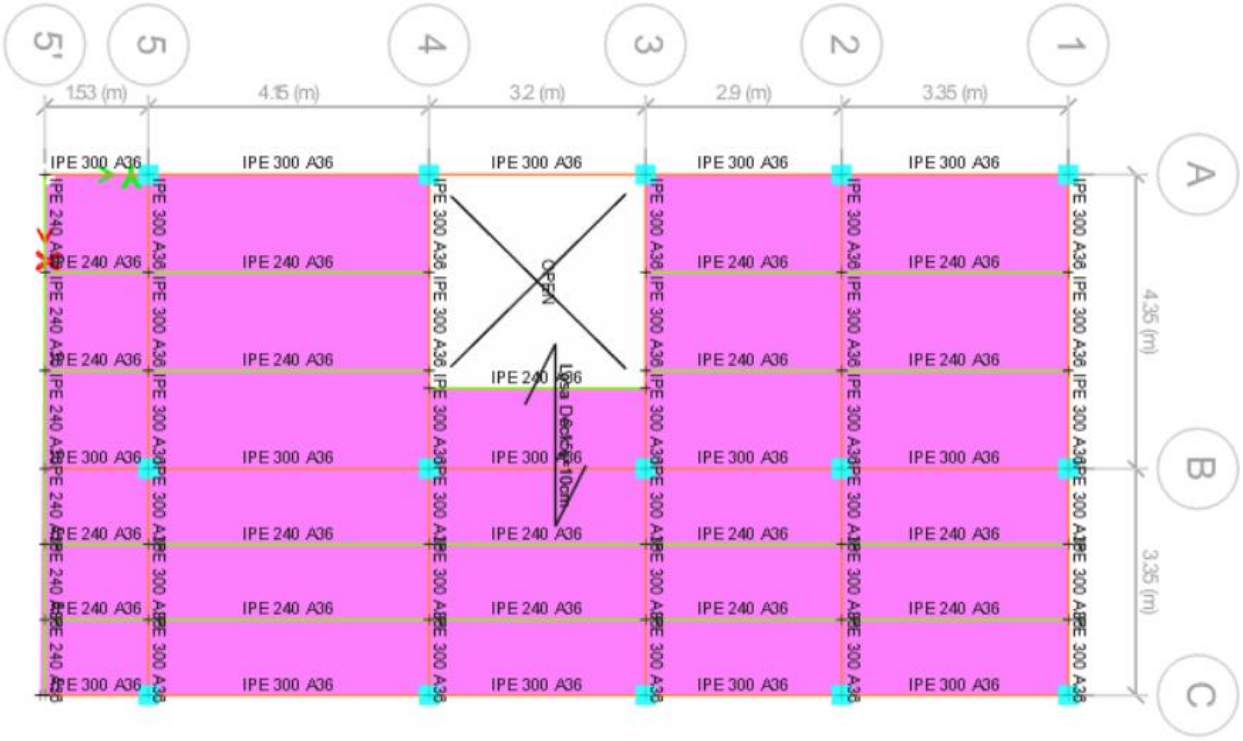


***Ilustración 35**. Configuración de losa deck cubierta*

Fuente: Holguer Benítez

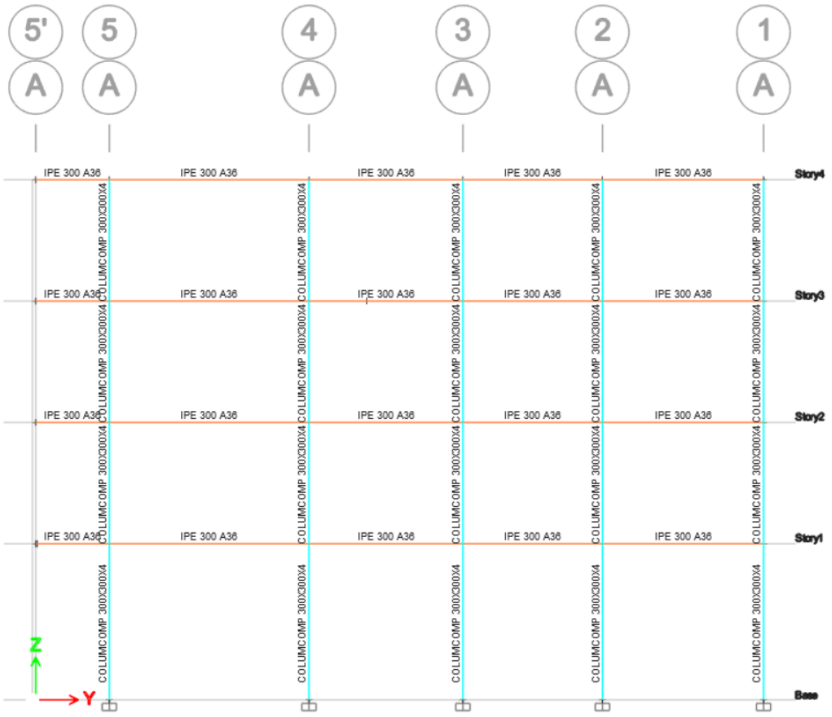


***Ilustración 36**. Vista en elevación eje A, eje B, eje C*

Fuente: Holguer Benítez

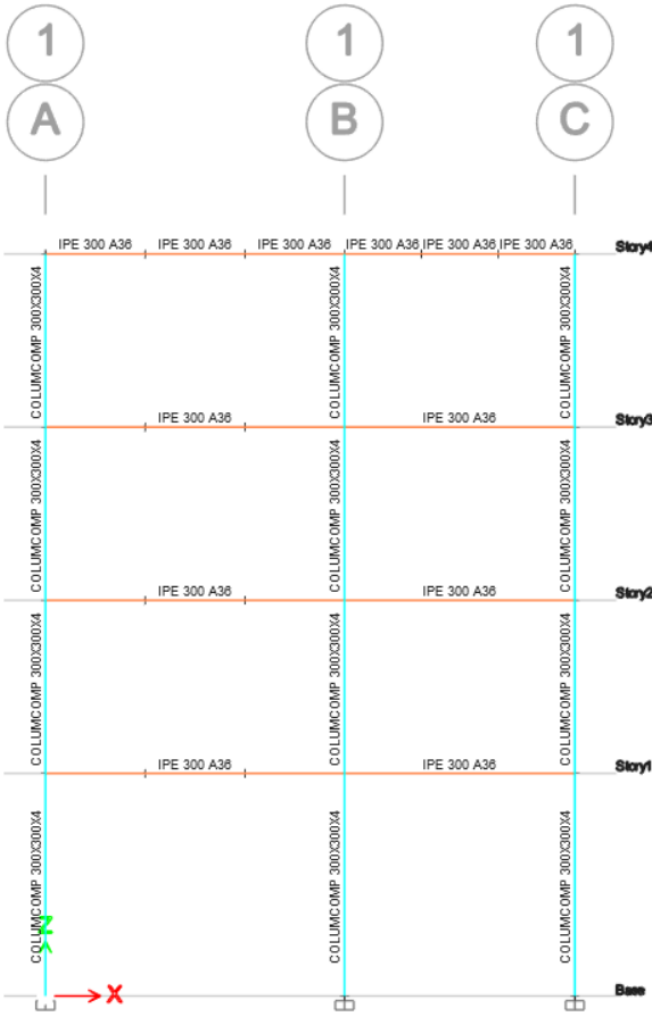


Ilustración 37*. Vista en elevación eje 1, eje 2, eje 3, eje 4 y eje 5*

Fuente: Holguer Benítez

CAPITULO IV

En este capítulo se desarrolla el análisis sísmico no lineal de las estructuras estudiadas, evaluando su desempeño mediante análisis pushover, formación de rótulas plásticas, derivas y relación capacidad-demanda de los elementos estructurales.

4.1 ANALISIS SISMICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal tipo pushover es un procedimiento utilizado para aproximar la respuesta inelástica global de una estructura, reduciendo la complejidad de los análisis dinámicos en el tiempo. En programas como ETABS, este método permite representar el comportamiento post-elástico mediante la incorporación de no linealidades en zonas críticas de la estructura. La formulación del método se apoya en la idealización del sistema estructural mediante la asignación de rótulas plásticas con propiedades momento–rotación no lineales, definidas conforme a lineamientos técnicos de referencia como ASCE 41 y FEMA 356. Estas representaciones permiten capturar la transición progresiva desde el comportamiento elástico hasta estados avanzados de daño, incluyendo fenómenos de ablandamiento, pérdida de rigidez efectiva y redistribución interna de esfuerzos. Cuando la esbeltez o las condiciones de carga lo justifican, se incorporan efectos de segundo orden (P–Δ), los cuales inciden directamente en la estabilidad y en la evolución de los mecanismos de falla.

El procedimiento operativo se basa en la aplicación monotónica e incremental de un patrón de fuerzas laterales, usualmente asociado a la forma modal dominante o a distribuciones equivalentes de carga sísmica. A medida que se incrementa la demanda, el sistema estructural atraviesa diferentes estados de daño, permitiendo identificar la secuencia de plastificación y la formación de mecanismos resistentes. A diferencia de los análisis dinámicos no lineales, este enfoque prescinde de la integración paso a paso en el tiempo, lo que conlleva una reducción sustancial del costo computacional y una mayor trazabilidad en la interpretación de los resultados. El resultado fundamental del análisis es la obtención de la curva de capacidad, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento global, constituyéndose en un indicador integral del desempeño estructural. A partir de esta curva, es posible derivar parámetros relevantes como derivas máximas, demandas de rotación

plástica, localización de puntos críticos, jerarquía de formación de rótulas y proximidad a estados límite asociados al colapso. En consecuencia, el método *pushover* se posiciona como una herramienta técnica de alta utilidad para la evaluación basada en desempeño, particularmente en etapas donde se requiere una estimación confiable del comportamiento no lineal con tiempos de cálculo reducidos y sin recurrir a modelos dinámicos de mayor complejidad.

4.2 DEFINICION DE PARAMETROS NO LINEALES DE LAS ESTRUCTURAS (SOFTWARE)

Se establece un estado de carga específico, identificado como **"Permanente No Lineal"**, cuya finalidad es representar la condición inicial del modelo estructural en términos de esfuerzos, deformaciones y rigidez efectiva, considerando exclusivamente la acción de las cargas gravitacionales permanentes. De esta manera, el análisis no lineal no se inicia desde una configuración ideal sin solicitaciones, sino desde un estado previamente equilibrado, que incorpora la respuesta real de la estructura ante cargas muertas, permitiendo una evaluación más consistente del comportamiento inelástico posterior.

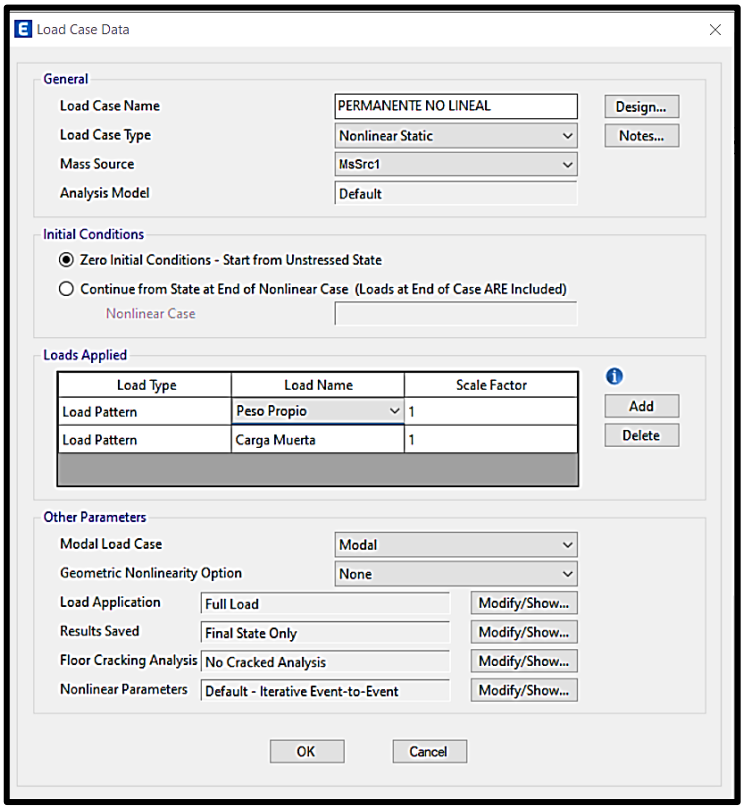


***Ilustración 38**. Caso de carga "permanente no lineal"*

Fuente: Holguer Benitez

Para el desarrollo del análisis no lineal, se adopta como condición inicial el estado de equilibrio estructural previamente generado por la aplicación de las cargas gravitacionales permanentes, descartando así el uso de una configuración indeformada idealizada que no representa la condición real de servicio. Bajo este criterio, los casos Pushover X y Pushover Y se formulan como procedimientos estáticos incrementales que parten del estado final correspondiente al caso “Permanente No Lineal”, garantizando la adecuada transferencia de los campos de esfuerzos, deformaciones y rigideces efectivas previamente movilizadas en la estructura.

Este enfoque permite considerar de forma explícita la interacción entre las fuerzas axiales y los desplazamientos laterales, incorporando los efectos de segundo orden (P–Δ) dentro de la respuesta global del sistema. Adicionalmente, se captura la redistribución interna de esfuerzos inducida por la pre-deformación gravitacional, lo que conduce a una representación más fiel del comportamiento inelástico y, en consecuencia, a una evaluación más rigurosa del desempeño estructural bajo solicitaciones laterales.

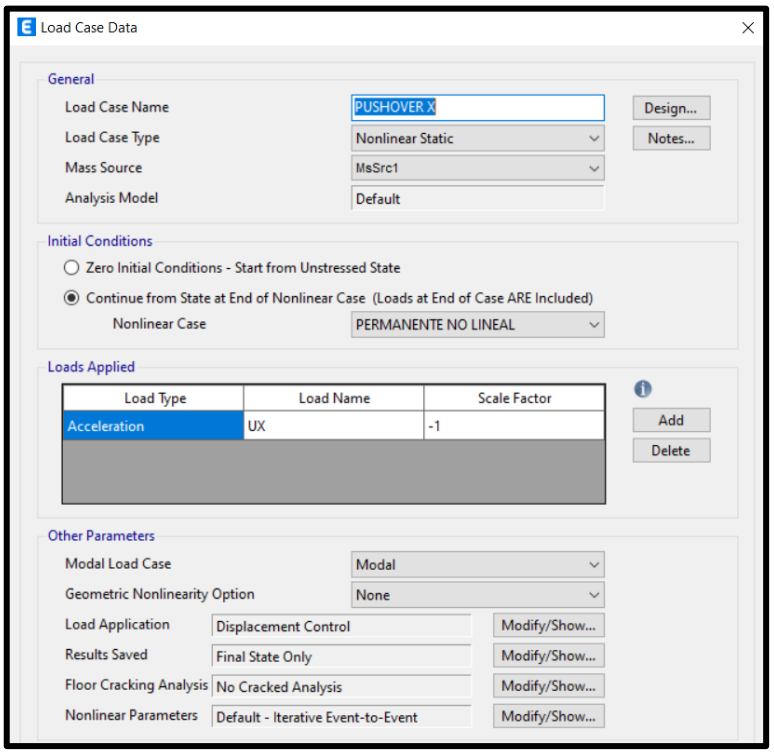


***Ilustración 39**. Caso de carga Pushover X*

Fuente: Holguer Benítez

En el marco del análisis no lineal, la estrategia de aplicación de cargas se fundamenta en un esquema de **control por desplazamientos**, en lugar de la imposición directa de fuerzas, debido a su mayor idoneidad para seguir la trayectoria de respuesta más allá del régimen elástico. Para su implementación, se selecciona un nodo de control ubicado en un punto representativo del nivel superior de la estructura, comúnmente en el centro de masa o asociado al diafragma rígido (losa), al cual se le prescribe un historial de desplazamientos de carácter incremental.

A partir de este control cinemático, el modelo estructural resuelve de manera iterativa el equilibrio interno, determinando las fuerzas resistentes compatibles con cada incremento de desplazamiento aplicado. Este procedimiento permite trazar la evolución completa de la respuesta estructural, incluyendo el comportamiento inelástico, la degradación progresiva de rigidez y la posible pérdida de estabilidad, proporcionando así una caracterización más robusta del desempeño global del sistema.

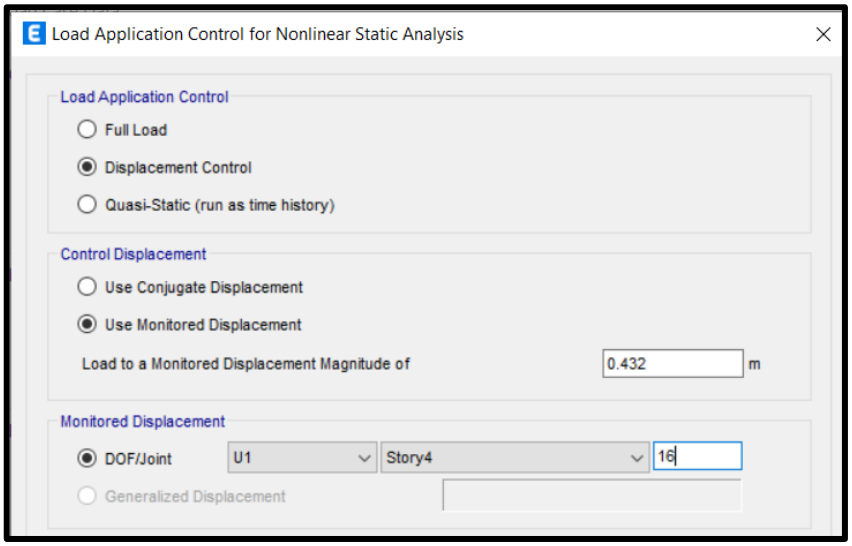


Ilustración 40. *Control de la aplicación de la carga*

Fuente: Holguer Benitez

Los resultados del análisis se configuran para ser almacenados en múltiples estados intermedios, en función de la evolución incremental de la respuesta estructural ante la acción de la carga aplicada. Este esquema de registro permite capturar de manera detallada la trayectoria de comportamiento del sistema, posibilitando el seguimiento continuo de

variables relevantes como desplazamientos, esfuerzos internos y formación de rótulas plásticas. En consecuencia, se obtiene una representación más completa del proceso de degradación de rigidez y redistribución de esfuerzos, facilitando la evaluación precisa del desempeño estructural a lo largo de todo el rango inelástico.

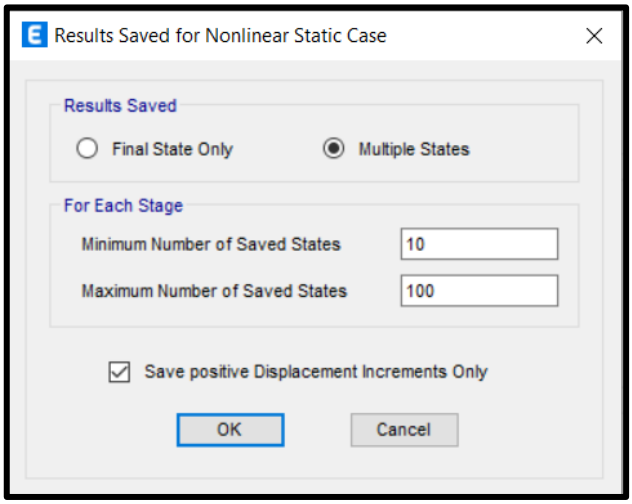


Ilustración 41. *Almacenamiento de la información en múltiples estados*

Fuente: Holguer Benítez

Finalmente, se procede a la asignación de rótulas plásticas en vigas principales y columnas de la estructura existente, con el propósito de modelar explícitamente la capacidad de deformación inelástica de los elementos estructurales dentro del análisis. Esta idealización permite representar la disipación de energía mediante el desarrollo progresivo de deformaciones plásticas, bajo un esquema de comportamiento controlado.

En relación con la estructura existente, correspondiente a la ampliación mediante la incorporación de columnas compuestas compactas y vigas tipo I, se contempla la asignación de rótulas plásticas en las vigas principales, de manera que estos elementos actúen como los principales disipadores de energía a través del desarrollo de deformaciones inelásticas controladas. Este mismo criterio de modelación se adopta para el sistema estructural conformado por columnas compuestas no compactas, manteniendo la concentración de la demanda inelástica en las vigas.

Con ello, se procura que los elementos verticales conserven un comportamiento predominantemente elástico, favoreciendo la formación de un mecanismo resistente dúctil acorde con el principio de diseño **viga débil – columna fuerte**, y contribuyendo a una

respuesta estructural más estable y predecible frente a solicitaciones laterales de carácter sísmico.

No obstante, la definición y calibración de dichas rótulas se orienta a que la demanda inelástica se concentre preferentemente en las vigas, mientras que las columnas conserven un comportamiento predominantemente elástico o con incursiones limitadas en el rango no lineal. De esta manera, se busca garantizar la formación de un mecanismo resistente de tipo dúctil, coherente con el criterio de diseño **viga débil – columna fuerte**, minimizando la probabilidad de fallas frágiles en los elementos verticales y favoreciendo un desempeño estructural global más estable y confiable frente a acciones sísmicas.

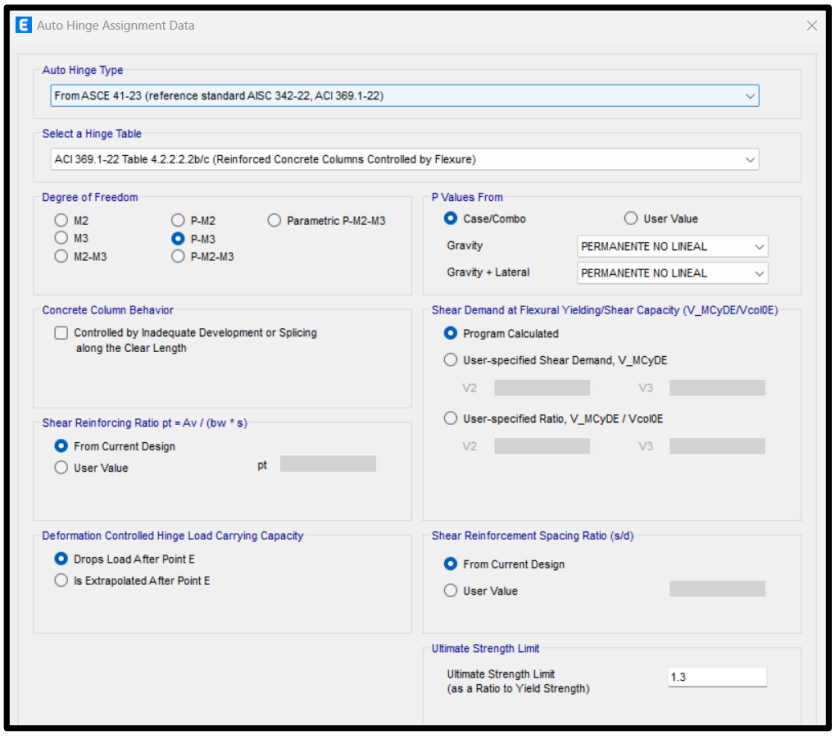


Ilustración 42. *Rótulas plásticas en Columnas Hormigón Armado (Estructura Existente)*

Fuente: Holguer Benítez

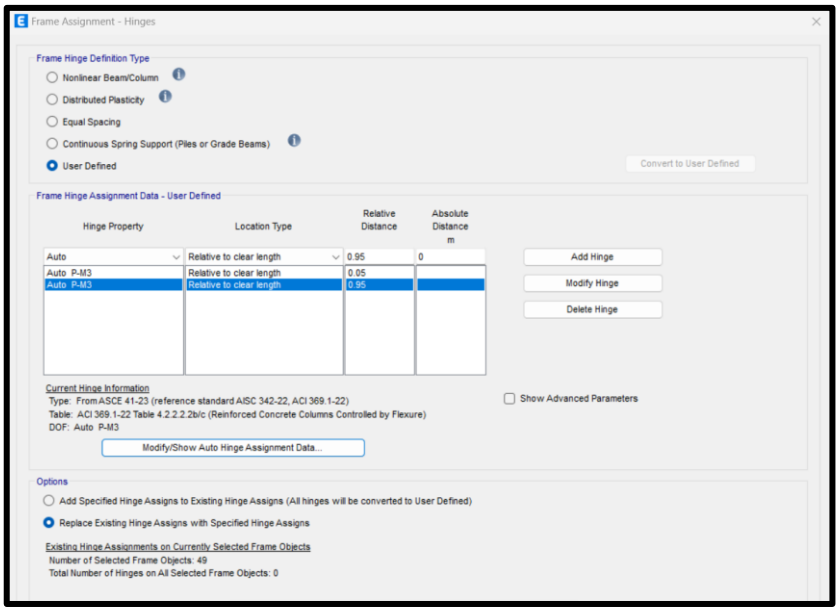


***Ilustración 43**. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Columnas Hormigón Armado (Estructura Existente)*

Fuente: Holguer Benítez

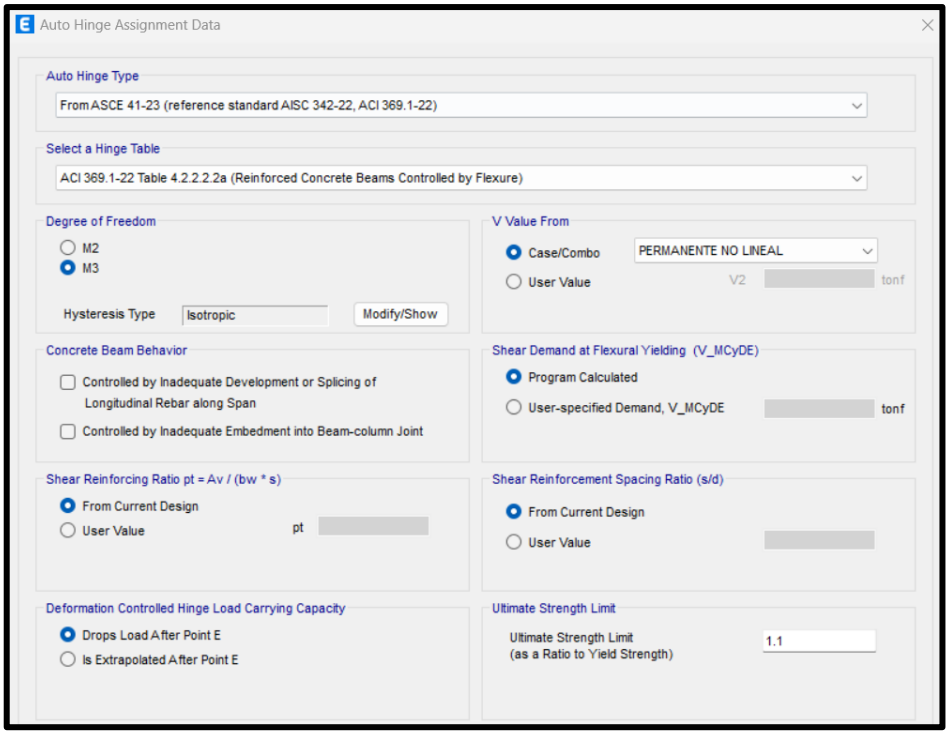


***Ilustración 44**. Rótulas plásticas en Vigas de Hormigón Armado (Estructura Existente)*

Fuente: Holguer Benítez

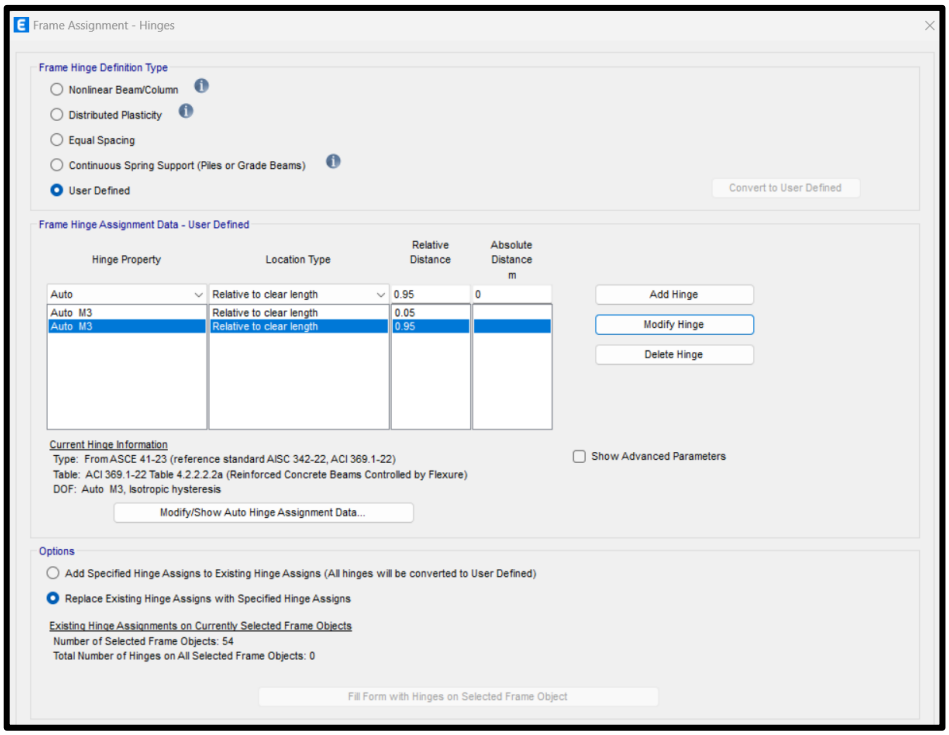


***Ilustración 45**. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Vigas de Hormigón Armado (Estructura Existente)*

Fuente: Holguer Benítez

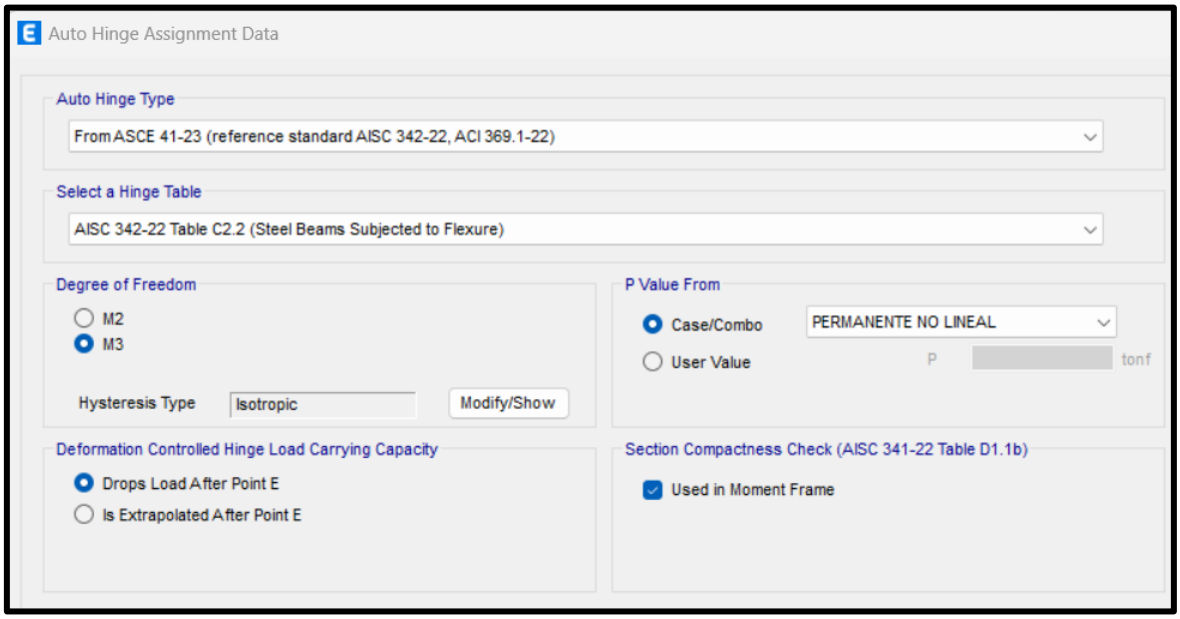


***Ilustración 46**. Rótulas plásticas en Vigas Tipo I Principales (Estructura Existente-Ampliación)*

Fuente: Holguer Benítez

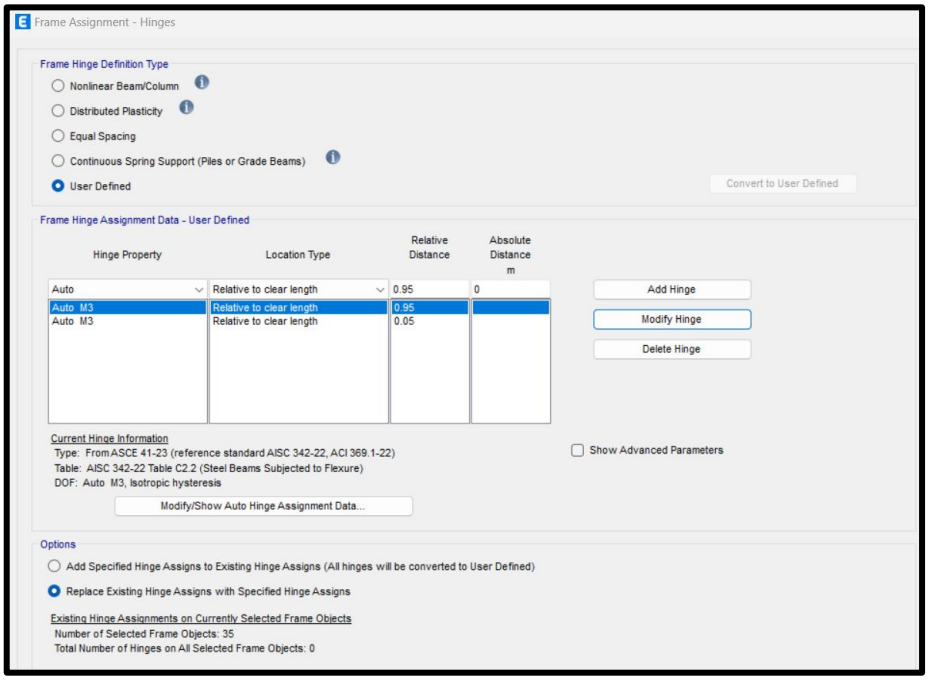


***Ilustración 47**. Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Vigas Tipo I Principales (Estructura Existente-Ampliación)*

Fuente: Holguer Benítez

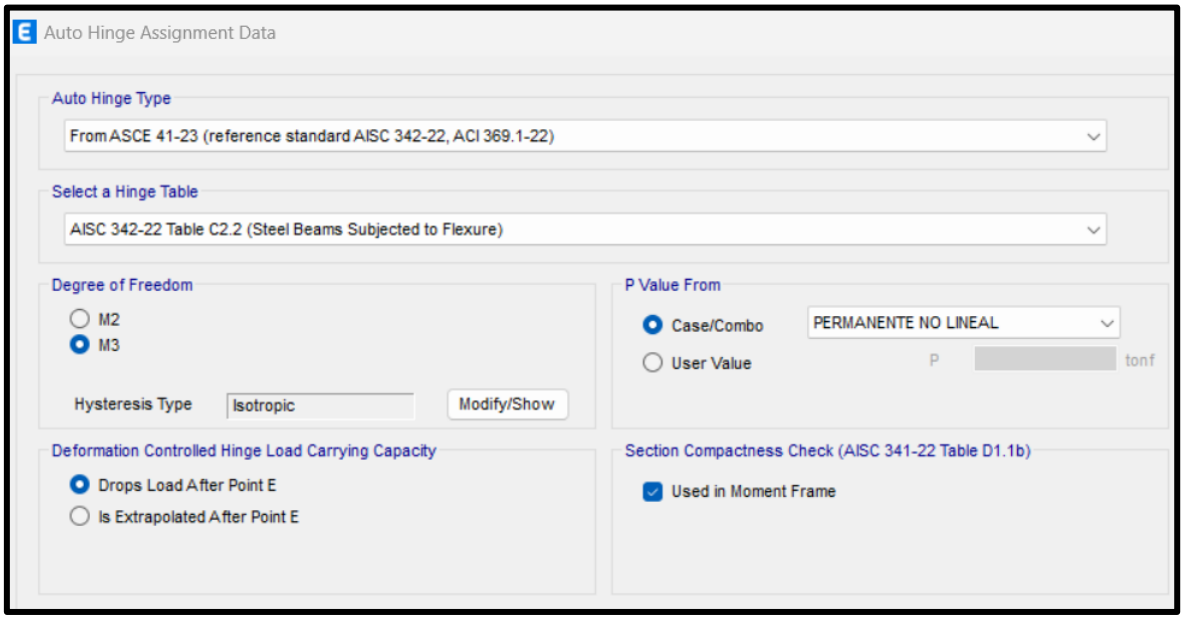


***Ilustración 48**. Rótulas plásticas en Vigas I Principales (Estructura Columnas Compuestas)*

Fuente: Holguer Benítez

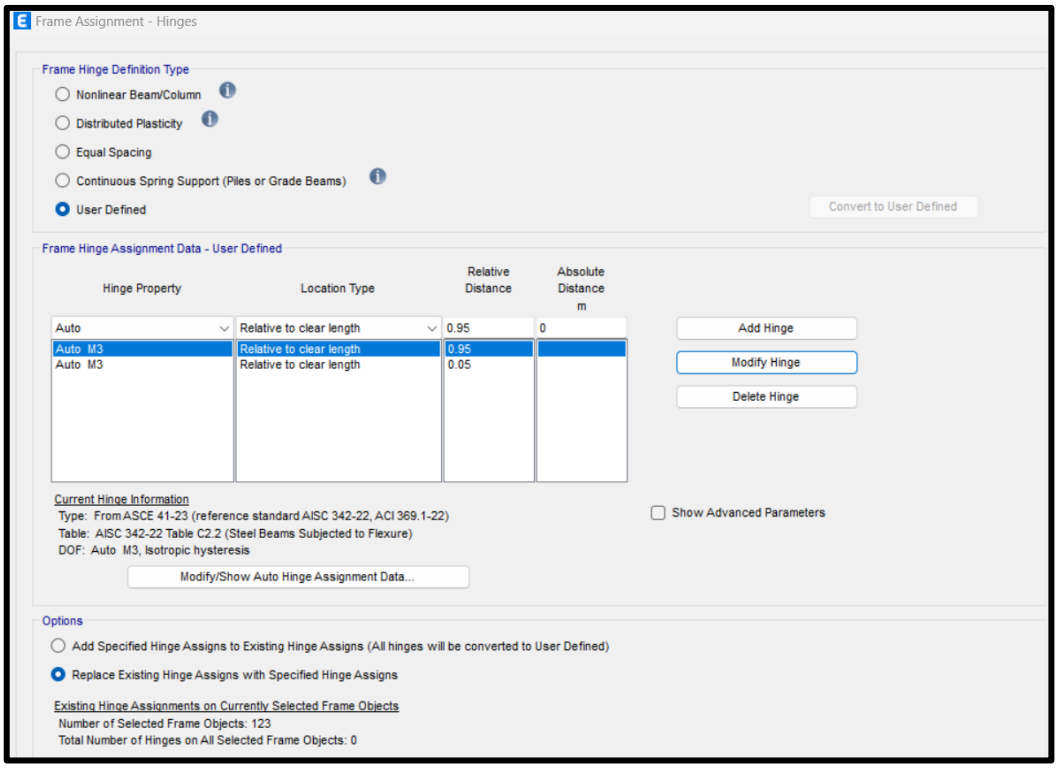


Ilustración 49. *Coeficientes de donde se esperan Rótulas plásticas en Vigas I Principales (Estructura Columnas Compuestas)*

Fuente: Holguer Benítez

En el análisis no lineal de sistemas estructurales mixtos conformados por vigas de acero tipo I y columnas compuestas tipo CFT (*Concrete Filled Tube*), la asignación de rótulas plásticas de manera exclusiva en las vigas principales responde a los lineamientos de desempeño establecidos en la ASCE 41-23, enmarcados dentro del enfoque de evaluación y diseño basado en desempeño. Bajo este criterio, se promueve la formación de mecanismos resistentes de carácter dúctil, orientados a garantizar una disipación eficiente de la energía sísmica sin comprometer la estabilidad global del sistema estructural.

En este contexto, las vigas son concebidas como elementos fusibles, diseñados para desarrollar deformaciones inelásticas significativas mediante la formación de rótulas plásticas en sus extremos, aprovechando que su comportamiento está predominantemente gobernado por la flexión, lo cual permite una respuesta más estable, predecible y controlable dentro del rango no lineal. Por el contrario, las columnas —especialmente aquellas de tipo CFT— deben preservar un comportamiento esencialmente elástico, o bien presentar

incursiones limitadas en la inelasticidad, dado que su falla comprometería directamente la capacidad portante axial del sistema y podría desencadenar mecanismos de inestabilidad global, tales como la formación de pisos blandos o procesos de colapso progresivo.

Adicionalmente, este planteamiento es consistente con el principio de jerarquía de resistencias, mediante el cual se establece que los elementos verticales deben poseer una capacidad superior a la de los elementos horizontales, con el fin de evitar modos de falla frágiles. En consecuencia, la no asignación de rótulas plásticas en las columnas dentro del modelo no lineal constituye una decisión intencional orientada a reproducir un comportamiento estructural acorde con los niveles de desempeño definidos —*Immediate Occupancy (IO)*, *Life Safety (LS)* y *Collapse Prevention (CP)*—, asegurando que la disipación de energía se concentre en las vigas, mientras las columnas mantienen su integridad y estabilidad durante la acción sísmica.

4.3 VERIFICACION SISMICA DEL EDIFICIO DE ESTRUCTURA REAL EXISTENTE

Verificación 1:

Calibración del periodo de vibración (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico 2015):

$$T1 \leq T_{SOFTWARE} \leq 1.3 * T1$$

$$0.468\ s. \leq 0.545 \leq 0.609$$

(Verificación Cumplida)

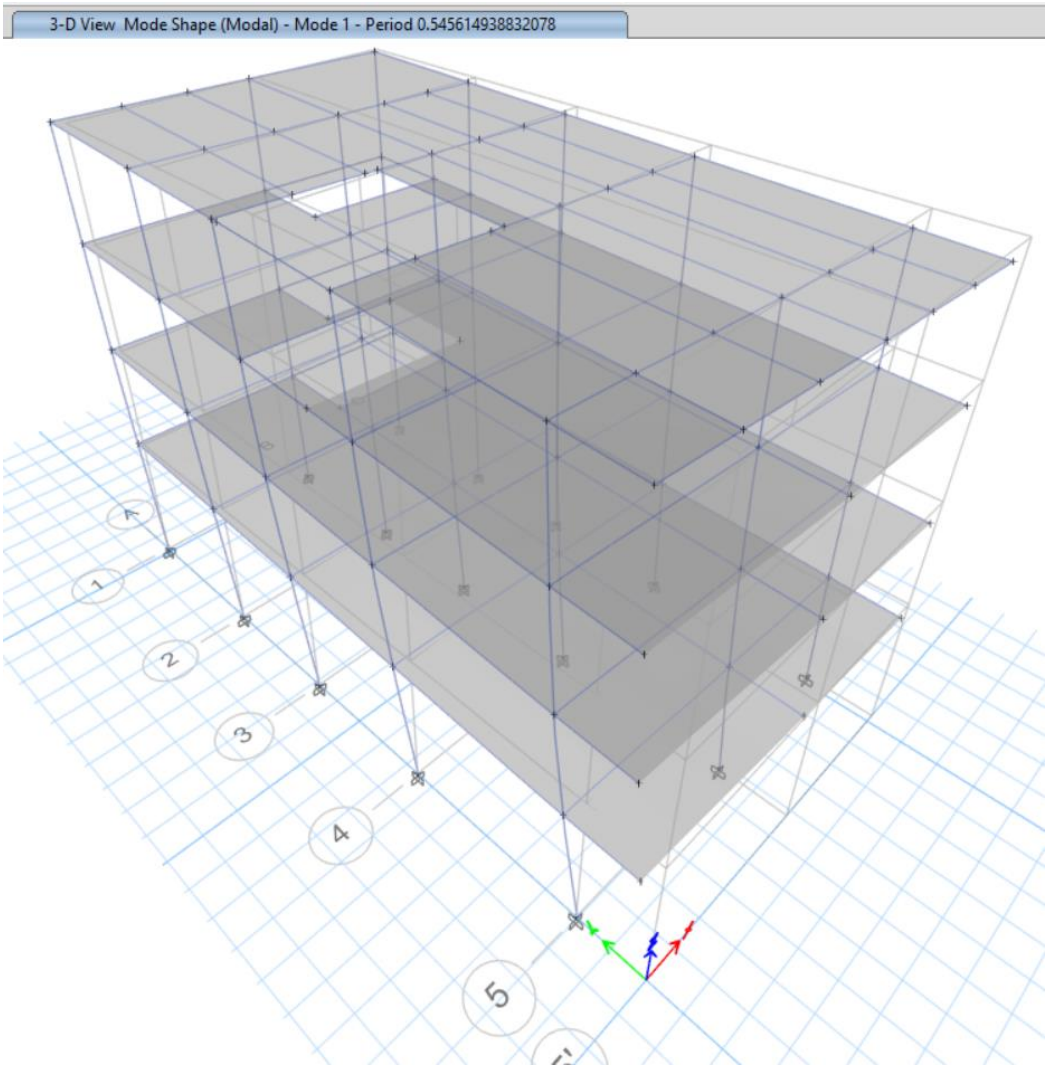


***Ilustración 50**. Periodo de vibración de la estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

Verificación 2

SENTIDO X

Verificar que el cortante dinámico sea mayor o igual al 85% del cortante estático, para estructuras irregulares (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

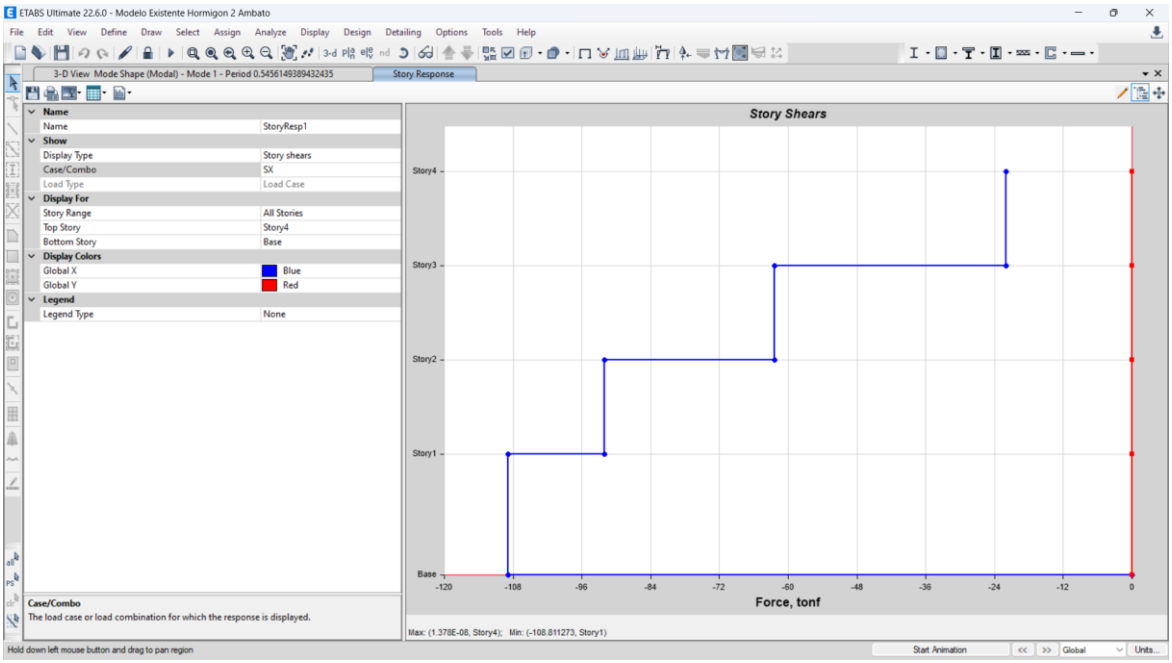


Ilustración 51*. Cortante Estático en X de la estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

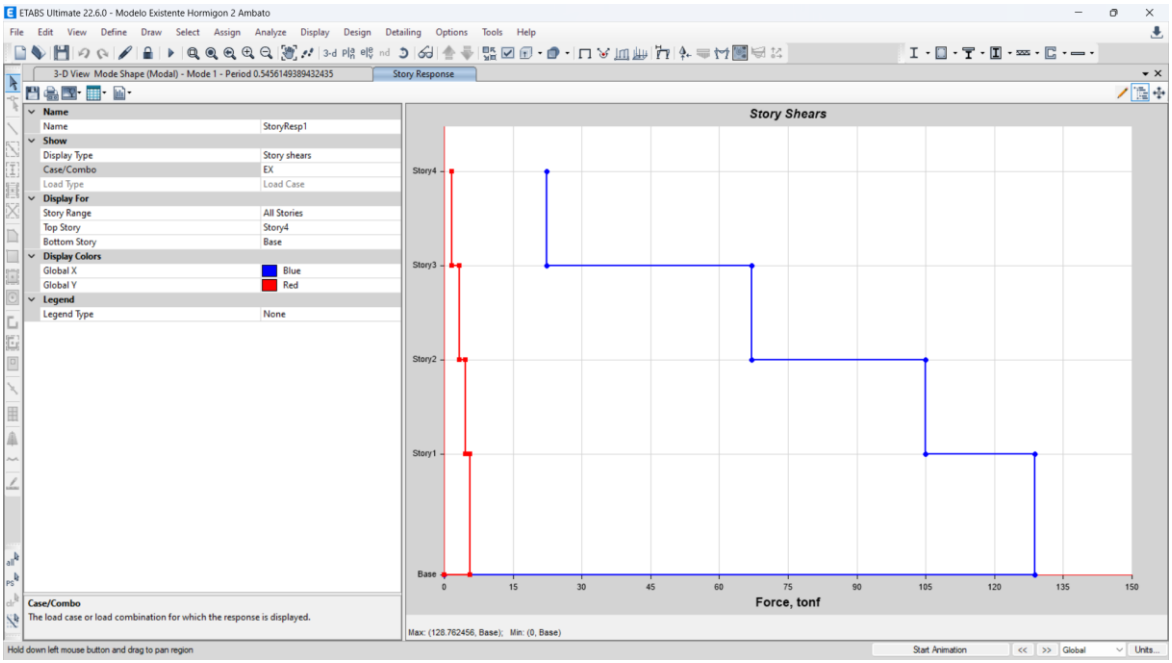


Ilustración 52. *Cortante Dinámico en X de la estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

$$\frac{V.Dinámico\ (Ex)}{V.Estatico(Sx)} \geq 85\%$$

$$\frac{128.76}{108.81} \geq 85\%$$

$$118\% \geq 85\% \quad \text{CUMPLE}$$

En la dirección X, el análisis dinámico modal arroja un cortante basal de 128.76, mientras que el análisis estático equivalente presenta un valor de 108.81. De la comparación entre ambos resultados se obtiene una relación de 1.18, equivalente al 118 %, la cual supera el umbral mínimo del 85 % exigido para la verificación de consistencia entre procedimientos de análisis. En virtud de ello, se concluye que los resultados del análisis dinámico en esta dirección cumplen satisfactoriamente con el criterio normativo establecido, por lo que no se requiere la aplicación de un factor de escalamiento sobre el cortante basal obtenido.

SENTIDO Y:

Verificar que el cortante dinámico sea mayor o igual al 85% del cortante estático, para estructuras irregulares (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

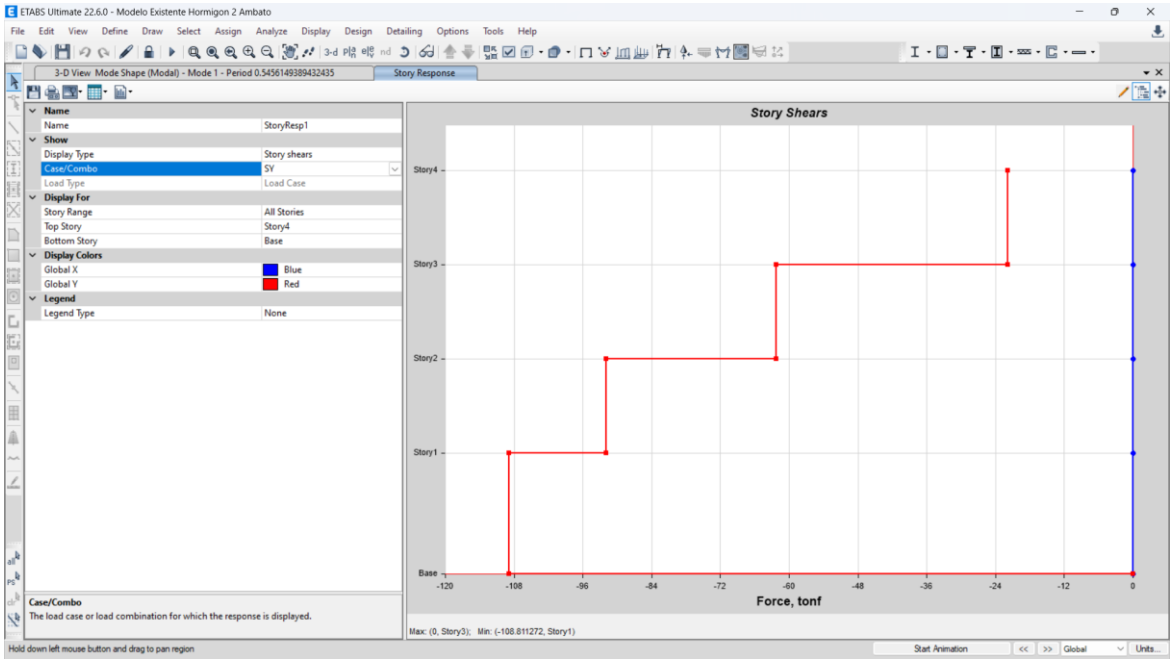


***Ilustración 53**. Cortante estático en Y de la estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

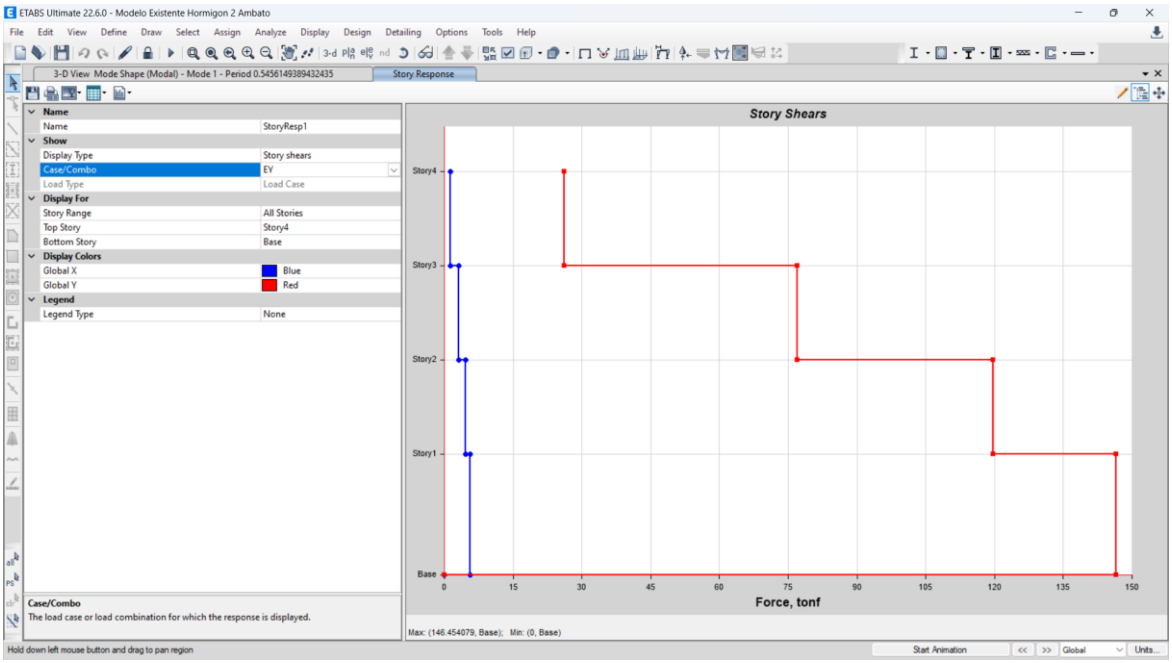


Ilustración 54. *Cortante Dinámico en Y de la estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

$$\frac{V.Dinámico\ (Ey)}{V.Estatico(Sy)} \geq 85\%$$

$$\frac{146.45}{108.81} \geq 85\%$$

$$134\% \geq 85\% \quad \text{CUMPLE}$$

En la dirección **Y**, el cortante basal obtenido a partir del análisis dinámico modal es de 146.45, mientras que el correspondiente al análisis estático equivalente alcanza un valor de 108.81. La relación entre ambos resultados es de 1.34, equivalente al 134 %, valor que supera el mínimo normativo del 85 % requerido para la verificación de consistencia entre métodos de análisis. En consecuencia, se concluye que los resultados del análisis dinámico cumplen con los criterios establecidos, por lo que no es necesario aplicar un factor de escalamiento.

Verificación 3

Verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales.

MODO 1

$$\frac{Rz}{Max(Ux;Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.1752}{0.7366} \leq 30\%$$

$$23.8\ \% \leq 30\ \% \quad \text{(Traslacional)}$$

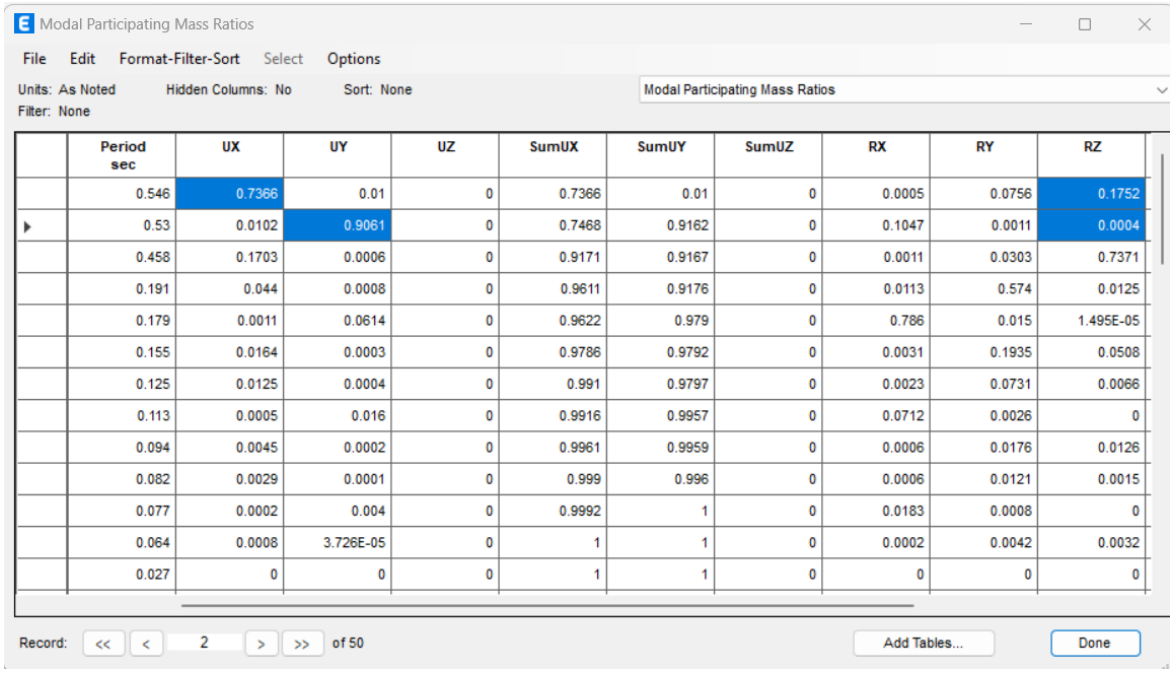
MODO 2

$$\frac{Rz}{Max(Ux;Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.0004}{0.9061} \leq 30\%$$

$$0.04\% \leq 30\% \quad \text{(Traslacional)}$$

Se verificó que los dos primeros modos de vibración presenten un comportamiento predominantemente traslacional mediante la evaluación de la relación entre la participación rotacional alrededor del eje vertical (Rz) y la máxima participación traslacional en las direcciones principales (Ux y Uy). Para el Modo 1 se obtuvo una relación de 23.8 %, mientras que para el Modo 2 se registró un valor de 0.04 %, ambos por debajo del umbral del 30 % establecido como criterio de control. En consecuencia, se concluye que los dos primeros modos corresponden a modos de naturaleza traslacional.



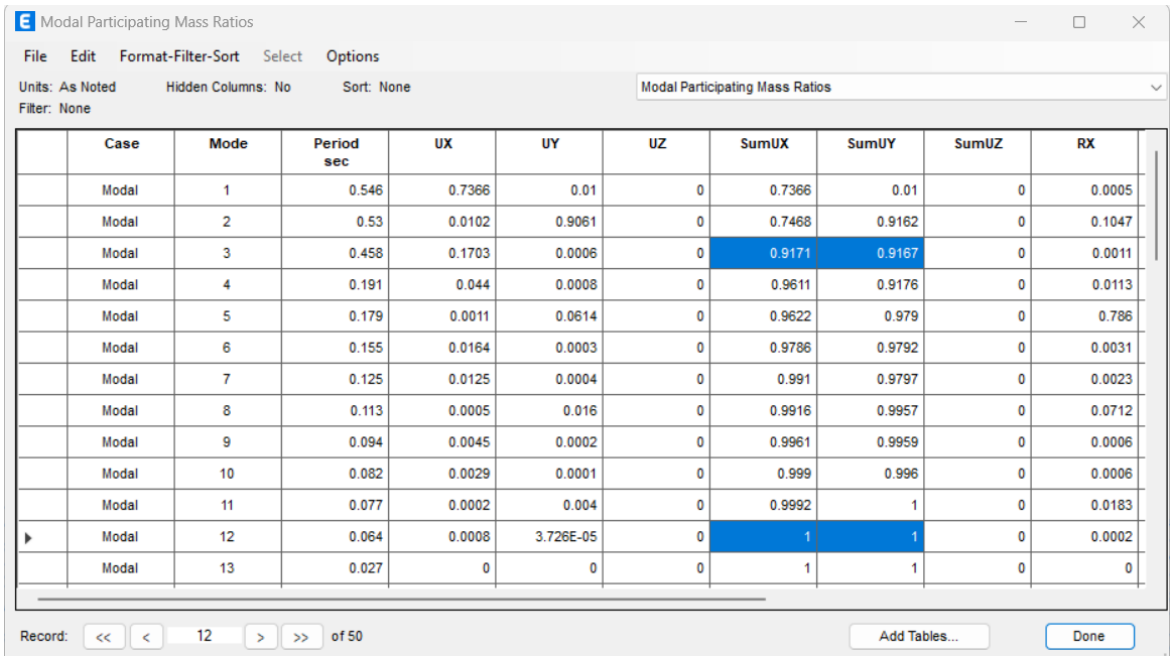
Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
0.546	0.7366	0.01	0	0.7366	0.01	0	0.0005	0.0756	0.1752
0.53	0.0102	0.9061	0	0.7468	0.9162	0	0.1047	0.0011	0.0004
0.458	0.1703	0.0006	0	0.9171	0.9167	0	0.0011	0.0303	0.7371
0.191	0.044	0.0008	0	0.9611	0.9176	0	0.0113	0.574	0.0125
0.179	0.0011	0.0614	0	0.9622	0.979	0	0.786	0.015	1.495E-05
0.155	0.0164	0.0003	0	0.9786	0.9792	0	0.0031	0.1935	0.0508
0.125	0.0125	0.0004	0	0.991	0.9797	0	0.0023	0.0731	0.0066
0.113	0.0005	0.016	0	0.9916	0.9957	0	0.0712	0.0026	0
0.094	0.0045	0.0002	0	0.9961	0.9959	0	0.0006	0.0176	0.0126
0.082	0.0029	0.0001	0	0.999	0.996	0	0.0006	0.0121	0.0015
0.077	0.0002	0.004	0	0.9992	1	0	0.0183	0.0008	0
0.064	0.0008	3.726E-05	0	1	1	0	0.0002	0.0042	0.0032
0.027	0	0	0	1	1	0	0	0	0

Ilustración 55. *Modos de Vibración de la Estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

<u>Verificación 4</u>

Comprobar la participación del 90% de la masa en los primeros modos de vibración:



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.546	0.7366	0.01	0	0.7366	0.01	0	0.0005
Modal	2	0.53	0.0102	0.9061	0	0.7468	0.9162	0	0.1047
Modal	3	0.458	0.1703	0.0006	0	0.9171	0.9167	0	0.0011
Modal	4	0.191	0.044	0.0008	0	0.9611	0.9176	0	0.0113
Modal	5	0.179	0.0011	0.0614	0	0.9622	0.979	0	0.786
Modal	6	0.155	0.0164	0.0003	0	0.9786	0.9792	0	0.0031
Modal	7	0.125	0.0125	0.0004	0	0.991	0.9797	0	0.0023
Modal	8	0.113	0.0005	0.016	0	0.9916	0.9957	0	0.0712
Modal	9	0.094	0.0045	0.0002	0	0.9961	0.9959	0	0.0006
Modal	10	0.082	0.0029	0.0001	0	0.999	0.996	0	0.0006
Modal	11	0.077	0.0002	0.004	0	0.9992	1	0	0.0183
Modal	12	0.064	0.0008	3.726E-05	0	1	1	0	0.0002
Modal	13	0.027	0	0	0	1	1	0	0

Ilustración 56. *Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la Estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

La participación modal acumulada de masa supera el umbral del 90 % en ambas direcciones principales al considerar hasta el Modo 3, registrándose valores de 91.71 % en la dirección X y 91.67 % en la dirección Y. Este resultado evidencia que los modos iniciales capturan de manera representativa la respuesta dinámica predominante de la estructura. Asimismo, la participación total del 100 % de la masa estructural se alcanza en el Modo 11 en la dirección Y, mientras que en la dirección X se aproxima prácticamente a dicho valor con un 99.92 %, lo que confirma que el análisis modal incorpora la totalidad de los modos relevantes de vibración.

En función de las verificaciones efectuadas, se concluye que el modelo estructural presenta un comportamiento dinámico adecuado, al cumplir con los criterios de participación modal de masa, predominancia traslacional en los modos fundamentales y consistencia entre los cortantes basales obtenidos mediante análisis dinámico y estático. En consecuencia, el modelo numérico se considera confiable para la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura.

Verificación 5

Deriva inelástica menor o igual a 2% (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_{ELASTICA}$$

SISMO X

$$\Delta_{INELASTICA\ X} = 0.75 * R * \Delta_{ELASTICA}$$

$$\Delta_{INELASTICA\ X} = 0.75 * 3 * 0.00405$$

$$\Delta_{INELASTICA\ X} = 0.0091 = 0.91\%$$

CUMPLE

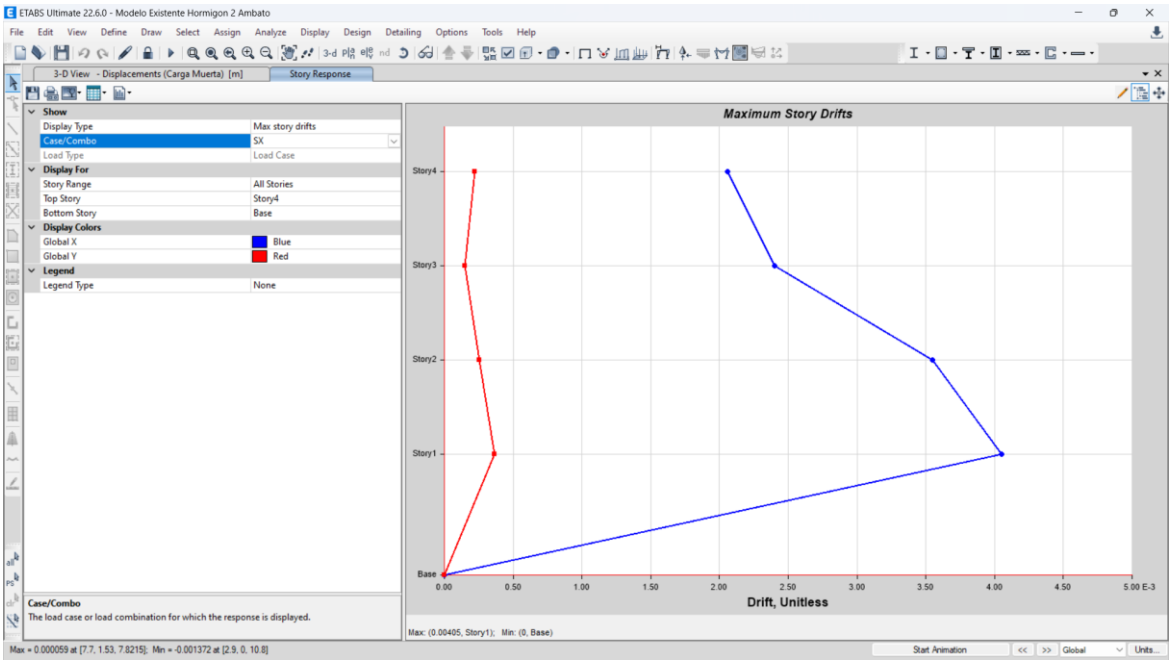


Ilustración 57. *Deriva elástica en sentido X de la Estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

De acuerdo con lo establecido en la normativa NEC-SE-DS (2015), la deriva inelástica admisible debe ser menor o igual al 2 %. Para su evaluación, se considera la relación entre la deriva elástica obtenida del análisis estructural y el factor de reducción de respuesta sísmica.

Para la dirección X, se obtuvo una deriva elástica de 0.00405, a partir de la cual se determina una deriva inelástica de 0.0091, equivalente al 0.91 %. Este valor es inferior al límite máximo permisible del 2 %, por lo que se concluye que la estructura cumple con el criterio de derivas establecido en la normativa vigente.

SISMO Y

$$\Delta_{INELASTICA\,Y} = 0.75 * R * \Delta_{ELASTICA}$$

$$\Delta_{INELASTICA\,Y} = 0.75 * 3 * 0.003521$$

$$\Delta_{INELASTICA\,Y} = 0.0079 = 0.79\ \%$$

CUMPLE

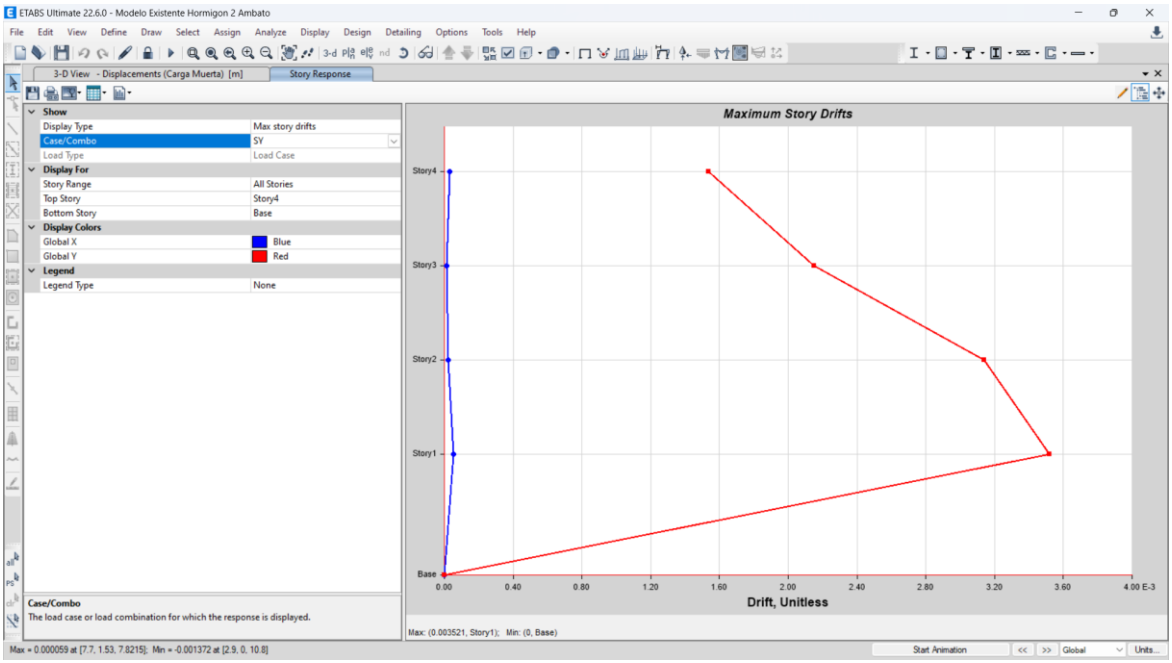


Ilustración 58. *Deriva elástica en sentido Y de la Estructura existente real*

Fuente: Holguer Benítez

La deriva inelástica en la dirección Y alcanza un valor de 0.79 %, el cual se encuentra por debajo del límite máximo permisible del 2 % establecido por la normativa vigente. En consecuencia, se verifica que la estructura cumple con los criterios de control de desplazamientos, evidenciando un comportamiento adecuado frente a solicitaciones sísmicas y un desempeño satisfactorio en términos de deformaciones laterales.

4.4 VERIFICACION SISMICA DEL EDIFICIO CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS Y VIGAS TIPO I

<u>Verificación 1</u>

Calibración del periodo de vibración (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico 2015):

$$T1 \leq T_{SOFTWARE} \leq 1.3 * T1$$

$$0.468\ s. \leq 0.527 \leq 0.609$$

(Verificación Cumplida)

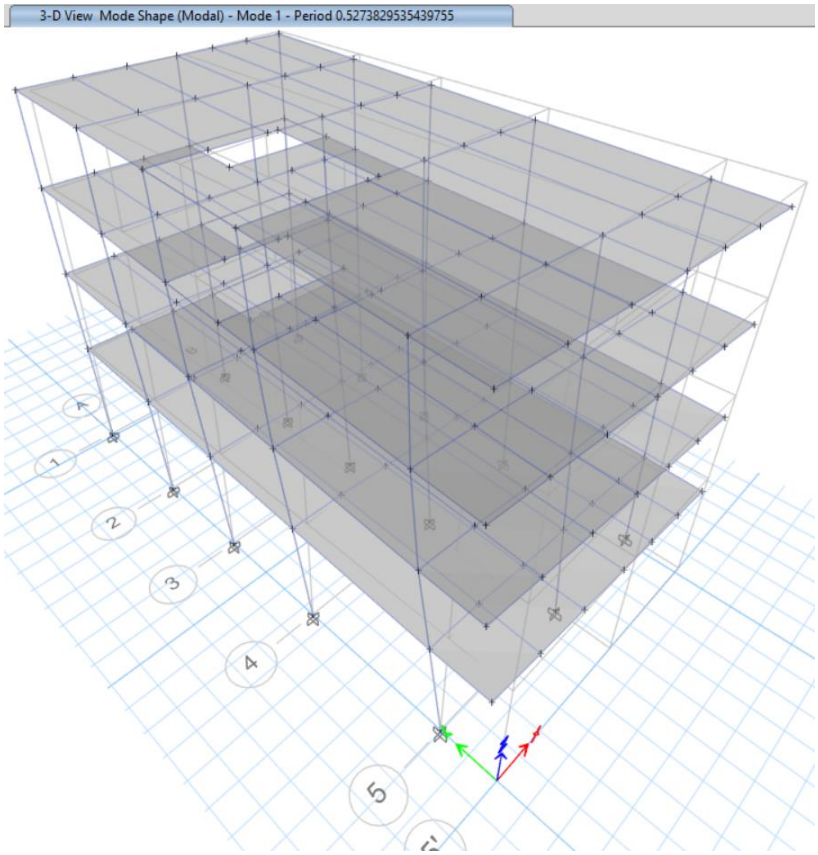


***Ilustración 59**. Periodo de vibración de la estructura con columnas Compuestas no compactas*

Fuente: Holguer Benítez

Verificación 2

SENTIDO X

Verificar que el cortante dinámico sea mayor o igual al 85% del cortante estático, para estructuras irregulares (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

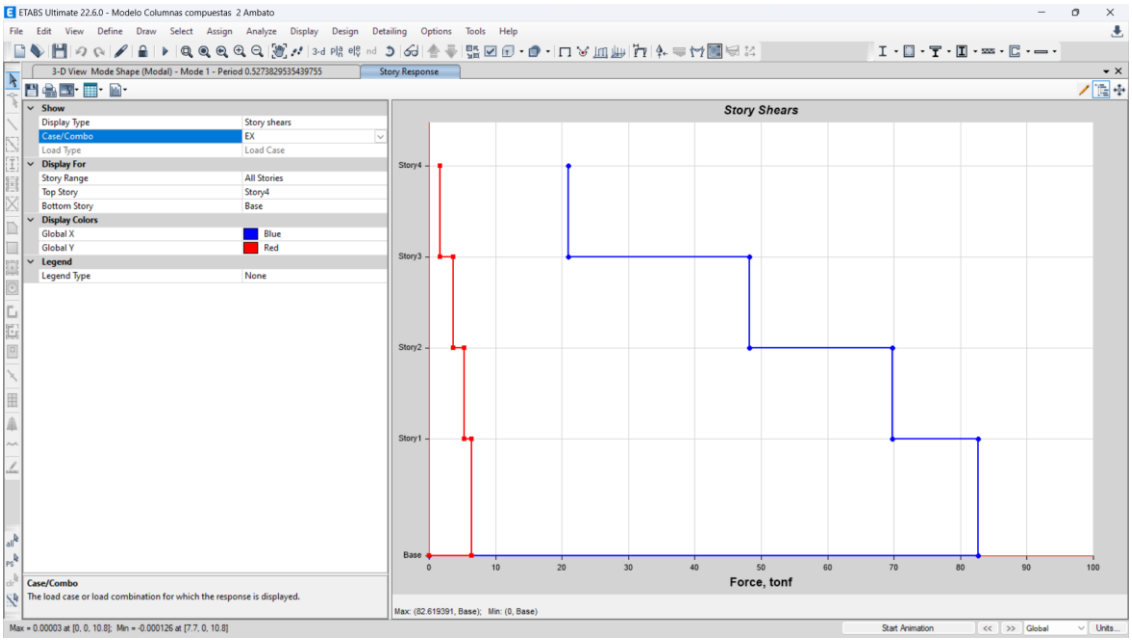


Ilustración 60. *Cortante Dinámico en X de la estructura con columnas Compuestas no compactas*

Fuente: Holguer Benítez

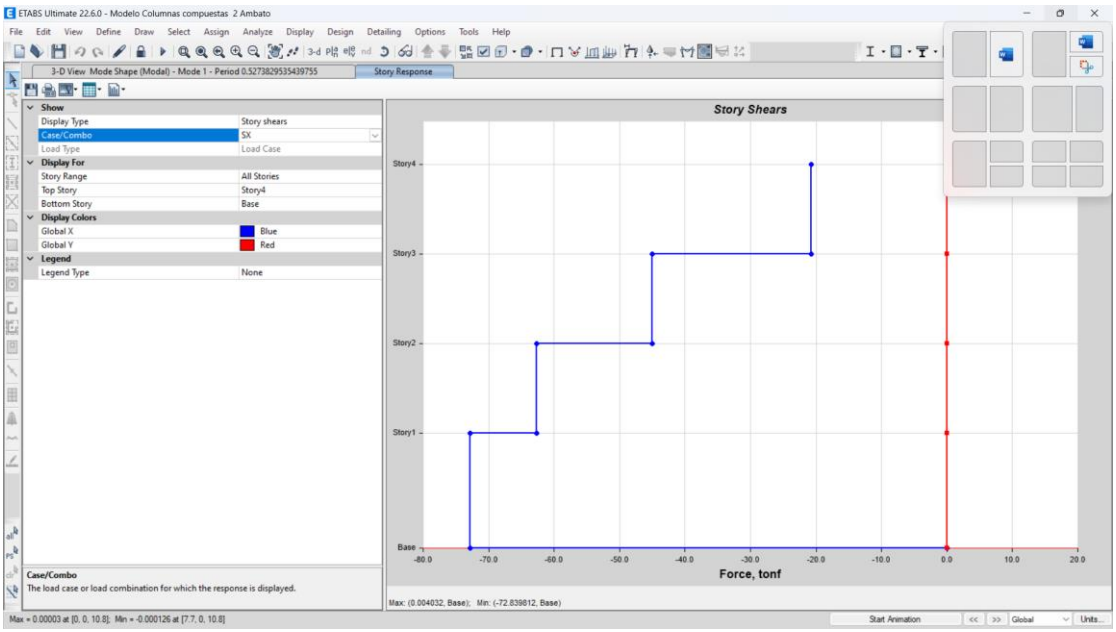


Ilustración 61. *Cortante Estático en X de la estructura con columnas Compuestas no compactas*

Fuente: Holguer Benítez

$$\frac{V.Dinámico\ (Ex)}{V.Estatico(Sx)} \geq 85\%$$

$$\frac{82.62}{72.84} \geq 85\%$$

$$113\% \geq 85\% \quad \text{CUMPLE}$$

En la dirección **X**, el cortante basal obtenido del análisis dinámico modal es de 82.62, mientras que el correspondiente al análisis estático equivalente es de 72.84. La relación entre ambos valores es de 1.13, equivalente al 113 %, superando el mínimo normativo del 85 % requerido para la verificación de consistencia entre métodos de análisis. En consecuencia, no es necesario aplicar un factor de escalamiento a los resultados del análisis dinámico.

SENTIDO Y

Verificar que el cortante dinámico sea mayor o igual al 85% del cortante estático, para estructuras irregulares (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015):

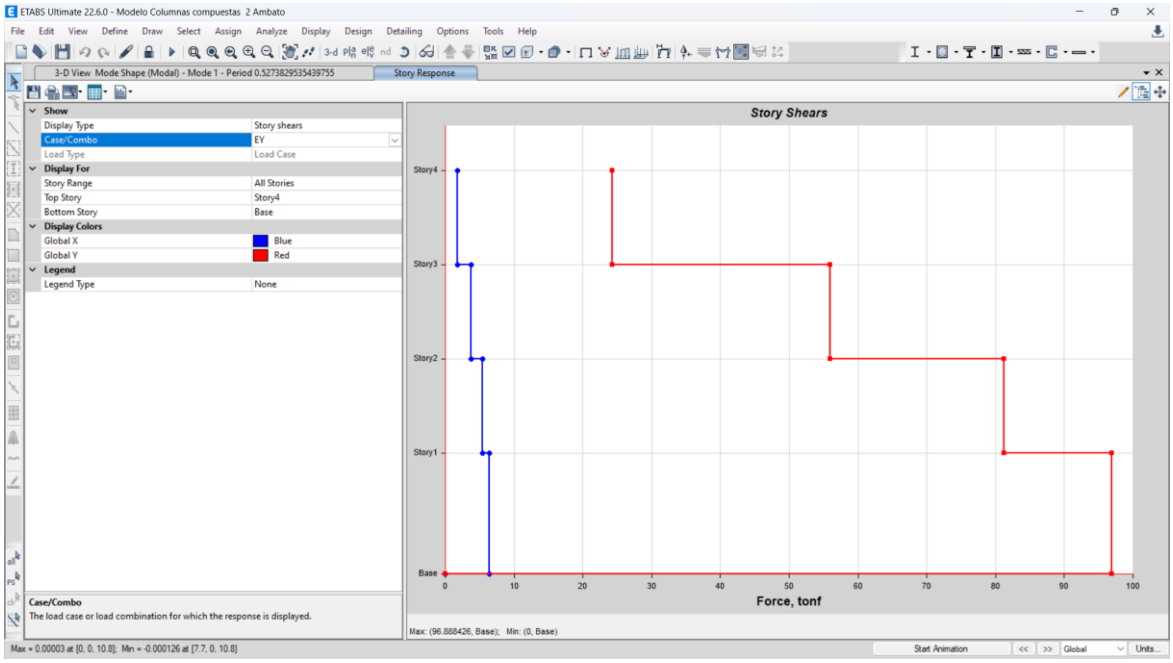


Ilustración 62. *Cortante Dinámico en Y de la estructura con columnas Compuestas no compactas*

Fuente: Holguer Benítez

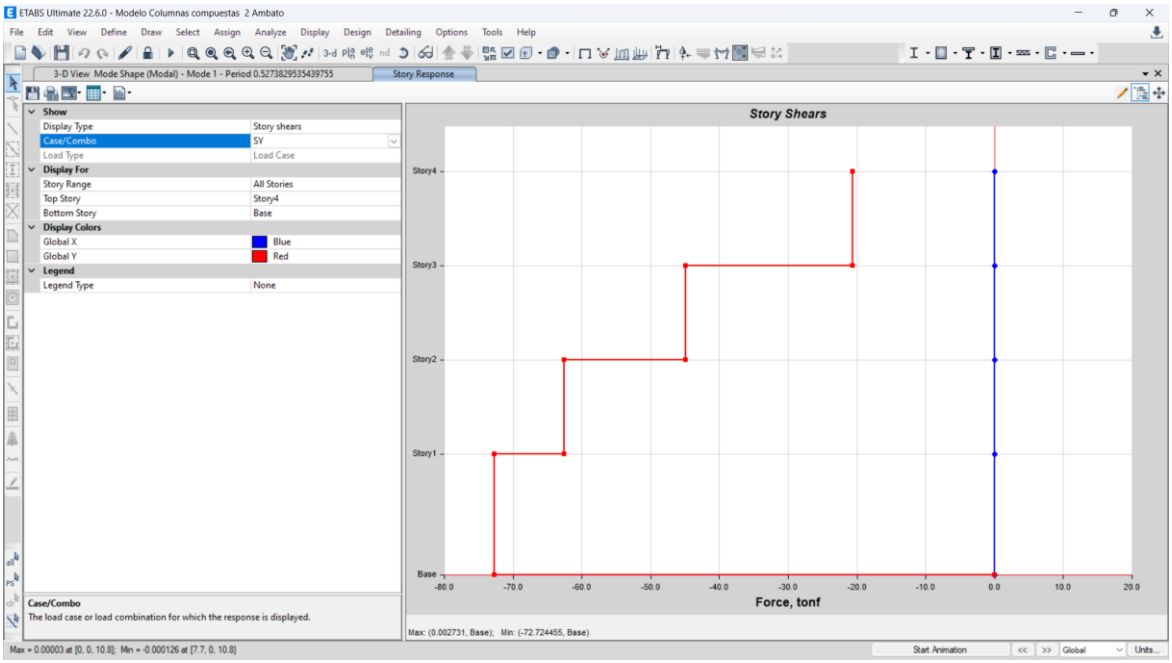


Ilustración 63. *Cortante Estático en Y de la estructura con columnas Compuestas no compactas*

Fuente: Holguer Benítez

$$\frac{V.Dinámico\ (Ey)}{V.Estatico(Sy)} \geq 85\%$$

$$\frac{96.89}{72.72} \geq 85\%$$

$$133\% \geq 85\% \quad \text{CUMPLE}$$

En la dirección **Y**, el cortante basal obtenido del análisis dinámico modal es de 96.89, mientras que el correspondiente al análisis estático equivalente es de 72.72. La relación entre ambos valores es de 1.33, equivalente al 133 %, superando el mínimo normativo del 85 % requerido para la verificación de consistencia entre métodos de análisis. En consecuencia, no es necesario aplicar un factor de escalamiento a los resultados del análisis dinámico en esta dirección.

Verificación 3

Verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales.

MODO 1

$$\frac{Rz}{Max(Ux;Uy)} \leq 30\%$$

$$\frac{0.177}{0.7255} \leq 30\%$$

$$24.4\ \% \leq 30\ \% \quad \text{(Traslacional)}$$

MODO 2

$$\frac{Rz}{Max(Ux;Uy)} \leq 30\%$$

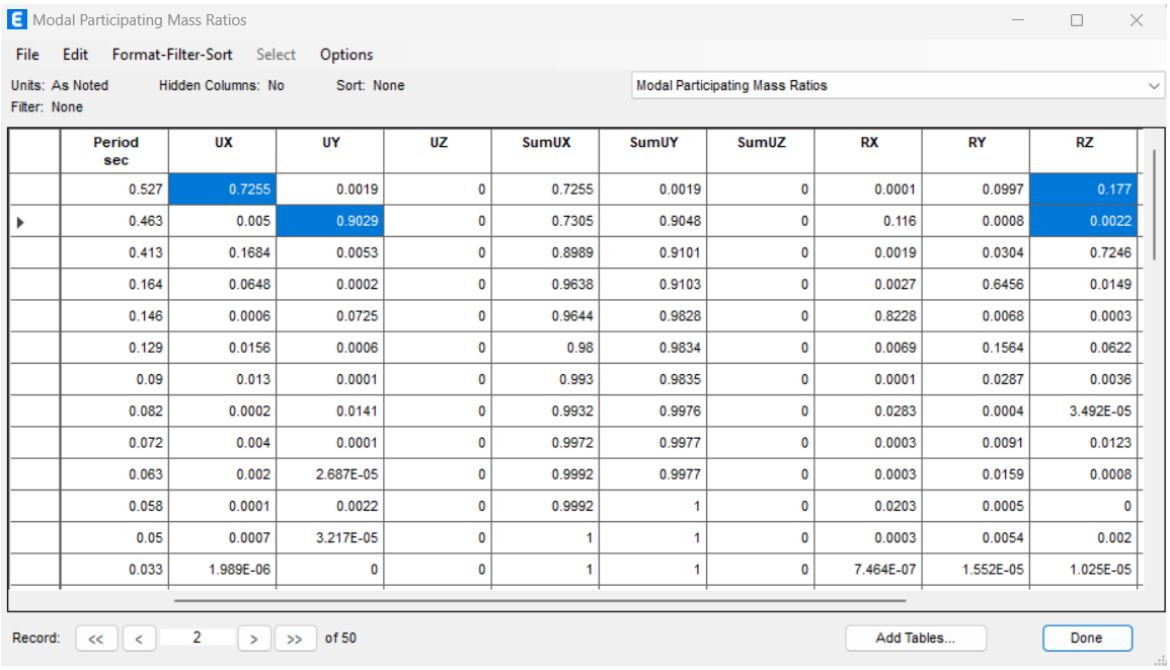
$$\frac{0.0022}{0.9029} \leq 30\%$$

$$0.2\% \leq 30\% \quad \text{(Traslacional)}$$

Con el propósito de caracterizar el comportamiento dinámico de la estructura, se verificó que los dos primeros modos de vibración presenten un predominio traslacional, evaluando la relación entre la participación rotacional alrededor del eje vertical (Rz) y la máxima participación traslacional en las direcciones principales (Ux, Uy), conforme al criterio de aceptación establecido.

Para el Modo 1, se obtuvo una relación de 24.4 %, valor inferior al límite del 30 %, lo que indica que la respuesta modal está gobernada principalmente por traslación. En el Modo 2, la relación calculada corresponde a 0.2 %, evidenciando un comportamiento prácticamente traslacional puro, con una incidencia rotacional despreciable.

En consecuencia, se concluye que los dos primeros modos de vibración presentan un carácter predominantemente traslacional, cumpliendo con los criterios establecidos y garantizando una representación adecuada del comportamiento dinámico global de la estructura, sin presencia significativa de efectos torsionales en los modos fundamentales.



	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
	0.527	0.7255	0.0019	0	0.7255	0.0019	0	0.0001	0.0997	0.177
▶	0.463	0.005	0.9029	0	0.7305	0.9048	0	0.116	0.0008	0.0022
	0.413	0.1684	0.0053	0	0.8989	0.9101	0	0.0019	0.0304	0.7246
	0.164	0.0648	0.0002	0	0.9638	0.9103	0	0.0027	0.6456	0.0149
	0.146	0.0006	0.0725	0	0.9644	0.9828	0	0.8228	0.0068	0.0003
	0.129	0.0156	0.0006	0	0.98	0.9834	0	0.0069	0.1564	0.0622
	0.09	0.013	0.0001	0	0.993	0.9835	0	0.0001	0.0287	0.0036
	0.082	0.0002	0.0141	0	0.9932	0.9976	0	0.0283	0.0004	3.492E-05
	0.072	0.004	0.0001	0	0.9972	0.9977	0	0.0003	0.0091	0.0123
	0.063	0.002	2.687E-05	0	0.9992	0.9977	0	0.0003	0.0159	0.0008
	0.058	0.0001	0.0022	0	0.9992	1	0	0.0203	0.0005	0
	0.05	0.0007	3.217E-05	0	1	1	0	0.0003	0.0054	0.002
	0.033	1.989E-06	0	0	1	1	0	7.464E-07	1.552E-05	1.025E-05

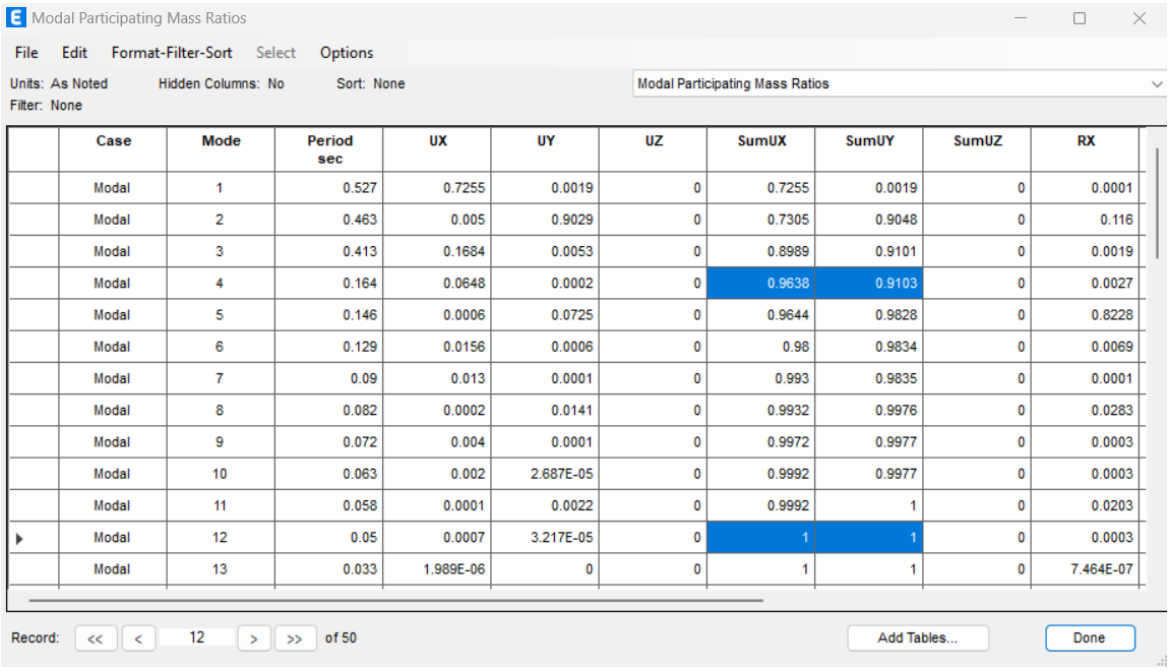
Record: << < 2 > >> of 50 Add Tables... Done

Ilustración 64. *Modos de Vibración de la Estructura con columnas Compuestas no compactas.*

Fuente: Holguer Benítez

Verificación 4

Comprobar la participación del 90% de la masa en los primeros modos de vibración:



	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	Modal	1	0.527	0.7255	0.0019	0	0.7255	0.0019	0	0.0001
	Modal	2	0.463	0.005	0.9029	0	0.7305	0.9048	0	0.116
	Modal	3	0.413	0.1684	0.0053	0	0.8989	0.9101	0	0.0019
	Modal	4	0.164	0.0648	0.0002	0	0.9638	0.9103	0	0.0027
	Modal	5	0.146	0.0006	0.0725	0	0.9644	0.9828	0	0.8228
	Modal	6	0.129	0.0156	0.0006	0	0.98	0.9834	0	0.0069
	Modal	7	0.09	0.013	0.0001	0	0.993	0.9835	0	0.0001
	Modal	8	0.082	0.0002	0.0141	0	0.9932	0.9976	0	0.0283
	Modal	9	0.072	0.004	0.0001	0	0.9972	0.9977	0	0.0003
	Modal	10	0.063	0.002	2.687E-05	0	0.9992	0.9977	0	0.0003
	Modal	11	0.058	0.0001	0.0022	0	0.9992	1	0	0.0203
▶	Modal	12	0.05	0.0007	3.217E-05	0	1	1	0	0.0003
	Modal	13	0.033	1.989E-06	0	0	1	1	0	7.464E-07

Record: << < 12 > >> of 50 Add Tables... Done

Ilustración 65. *Porcentaje de participación modal de la masa por modo de vibración de la Estructura con columnas Compuestas no compactas.*

Fuente: Holguer Benítez

La participación modal acumulada de masa alcanza el umbral del 90 % en ambas direcciones principales al considerar hasta el Modo 4, registrándose valores de 96.38 % en la dirección X y 91.03 % en la dirección Y. Este resultado evidencia que los modos iniciales capturan de manera adecuada la mayor parte de la respuesta dinámica de la estructura, cumpliendo con los criterios normativos de representatividad modal.

Adicionalmente, la participación acumulada alcanza el 100 % de la masa estructural en el Modo 12, lo que confirma que el análisis modal incorpora la totalidad de los modos relevantes de vibración, garantizando una caracterización completa del comportamiento dinámico del sistema.

En función de las verificaciones efectuadas, se concluye que el modelo estructural presenta un comportamiento dinámico adecuado, al cumplir con los criterios de participación modal de masa, predominancia traslacional en los modos fundamentales y consistencia entre los cortantes basales obtenidos mediante análisis dinámico y estático. En consecuencia, el modelo numérico se considera confiable para la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura.

Verificación 5

Deriva inelástica menor o igual a 2% (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2015).

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_{ELASTICA}$$

SISMO X

$$\Delta_{INELASTICA\ X} = 0.75 * R * \Delta_{ELASTICA}$$

$$\Delta_{INELASTICA\ X} = 0.75 * 3 * 0.003702$$

$$\Delta_{INELASTICA\ X} = 0.0083 = 0.83\ \%$$

CUMPLE

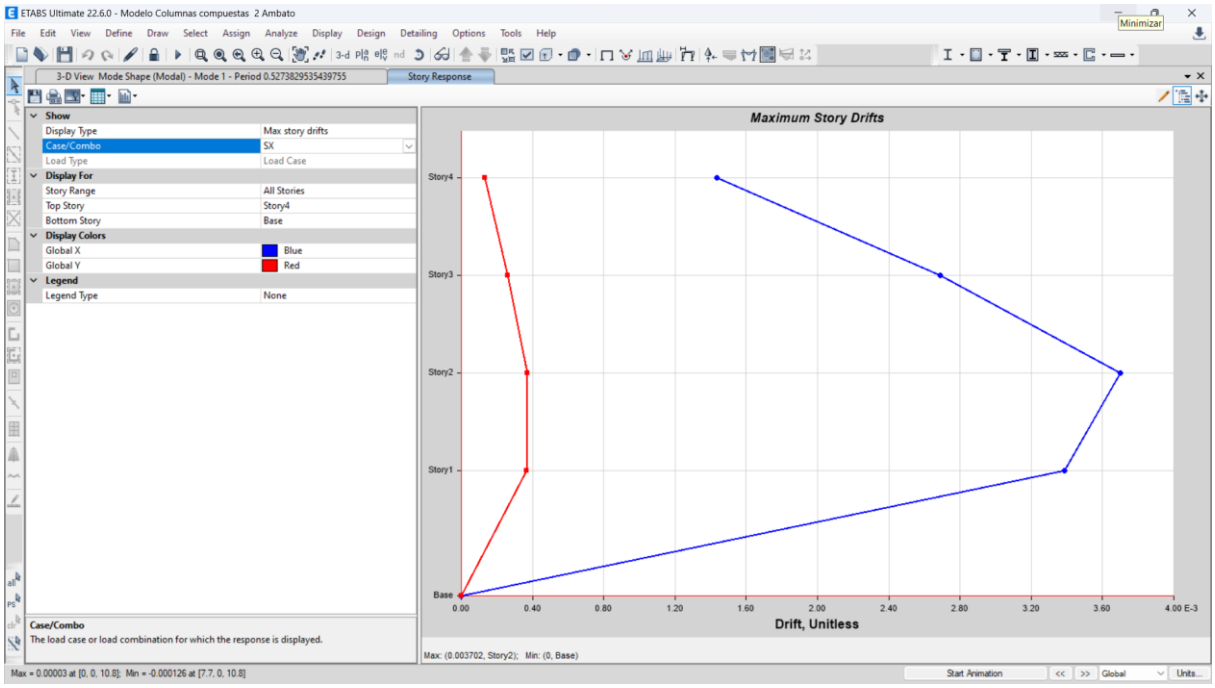


Ilustración 66. *Deriva elástica en sentido X de la Estructura con columnas Compuestas no compactas.*

Fuente: Holguer Benítez

De acuerdo con lo establecido en la normativa NEC-SE-DS (2015), la deriva inelástica admisible debe ser menor o igual al 2 %. Para su evaluación, se considera la relación entre la deriva elástica obtenida del análisis estructural y el factor de reducción de respuesta sísmica.

Para la dirección X, se obtuvo una deriva elástica de 0.003702, a partir de la cual se determina una deriva inelástica de 0.0083, equivalente al 0.83 %. Este valor es inferior al límite máximo permisible del 2 %, por lo que se concluye que la estructura cumple con el criterio de derivas establecido en la normativa vigente.

SISMO Y

$$\Delta_{INELASTICA\,Y} = 0.75 * R * \Delta_{ELASTICA}$$

$$\Delta_{INELASTICA\,Y} = 0.75 * 3 * 0.002525$$

$$\Delta_{INELASTICA\,Y} = 0.0057 = 0.57\ \%$$

CUMPLE

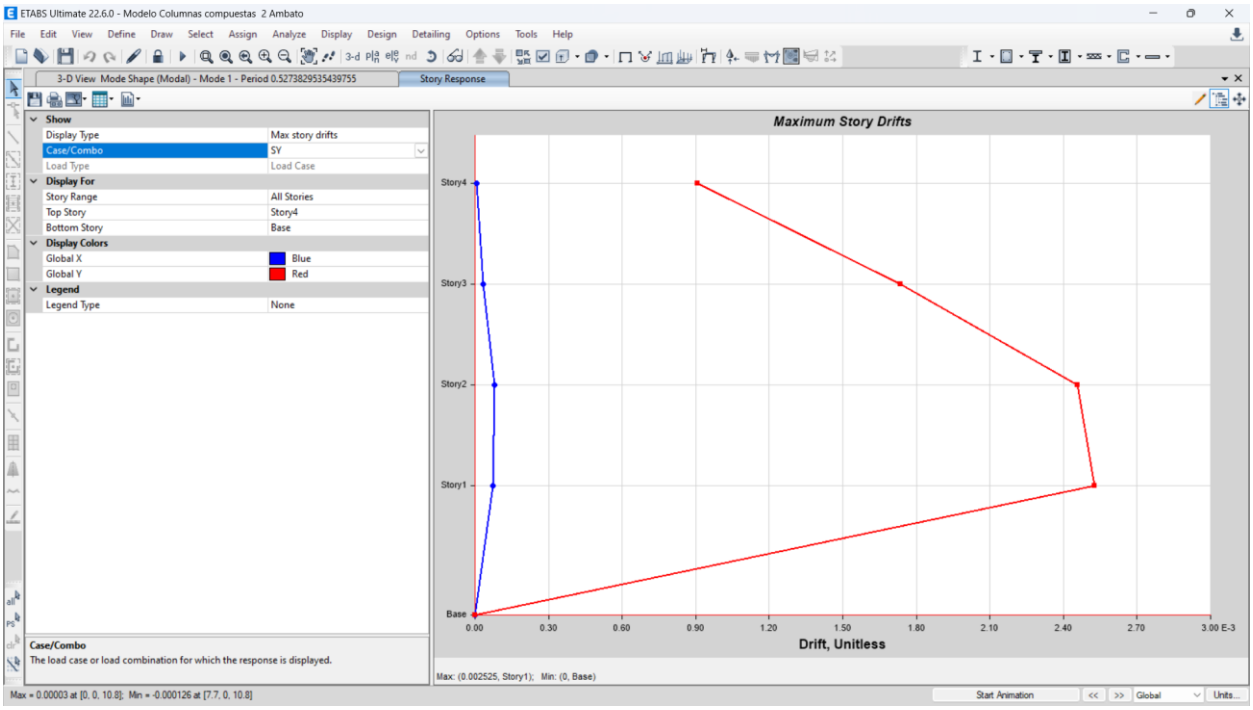


Ilustración 67. *Deriva elástica en sentido Y de la Estructura con columnas Compuestas no compactas.*

Fuente: Holguer Benítez

La deriva inelástica en la dirección Y alcanza un valor de 0.57 %, el cual se encuentra por debajo del límite máximo permisible del 2 % establecido por la normativa vigente. En consecuencia, se verifica que la estructura cumple con los criterios de control de desplazamientos, evidenciando un comportamiento adecuado frente a solicitaciones sísmicas y un desempeño satisfactorio en términos de deformaciones laterales.

4.5 VERIFICACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Una vez desarrollado el modelo estructural, definida la asignación de cargas y establecidas las longitudes de arriostramiento en las vigas, se procede a la verificación y dimensionamiento de los elementos estructurales mediante herramientas de análisis y diseño asistido por software. En este proceso, se evalúa la capacidad resistente de vigas y columnas frente a las combinaciones de carga aplicables, incorporando como criterio fundamental la relación capacidad/demanda (C/D), la cual permite verificar que los esfuerzos solicitantes no superen la capacidad resistente de los elementos.

En particular, se controla que la relación C/D en vigas y columnas se mantenga dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa vigente, garantizando condiciones adecuadas de seguridad estructural. Asimismo, se procura que la distribución de resistencias sea consistente con un comportamiento global estable, evitando concentraciones de demanda que puedan comprometer el desempeño del sistema. A continuación, se presentan los resultados obtenidos del diseño estructural.

EDIFICIO DE ESTRUCTURA REAL EXISTENTE

Se verifica que el dimensionamiento estructural de los elementos ha sido desarrollado de manera adecuada, considerando que en las tres primeras plantas la estructura está conformada por vigas y columnas de hormigón armado, mientras que en la cuarta planta se incorpora una ampliación mediante columnas compuestas compactas y vigas metálicas tipo I. Los resultados obtenidos a través del software de análisis y diseño evidencian que las relaciones capacidad/demanda en ambos sistemas estructurales se mantienen dentro de los límites admisibles, garantizando el cumplimiento de los criterios de resistencia y desempeño establecidos por la normativa vigente.

A continuación, se presentan los resultados de diseño correspondientes al armado de los elementos de hormigón armado en los tres primeros niveles de la estructura, específicamente en lo referente a la cuantía de acero de refuerzo longitudinal. Dichos resultados han sido obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en ETABS, considerando las solicitaciones derivadas de las combinaciones de carga aplicables y los criterios de diseño establecidos por la normativa vigente.

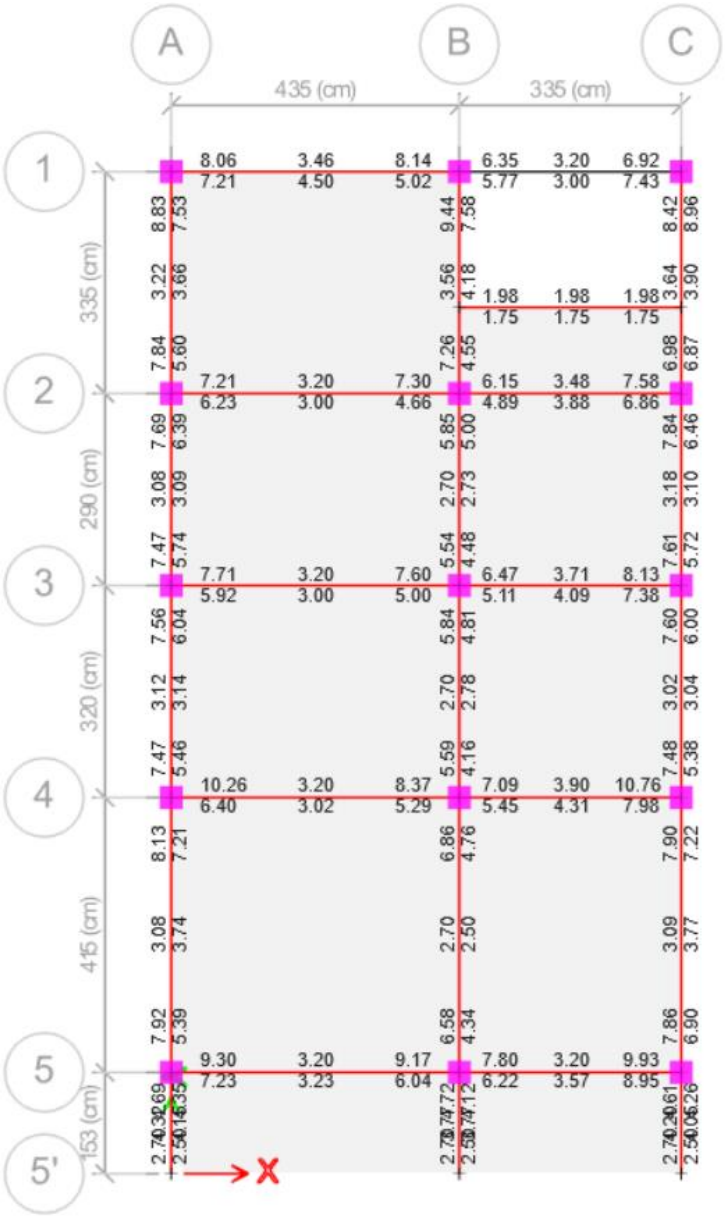


Ilustración 68. *Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 - Losa Nv+3.24 m*

Fuente: Holguer Benítez

La ilustración muestra la distribución del refuerzo longitudinal requerido en las vigas de hormigón armado, expresado en términos de área de acero (cm²) para el nivel evaluado. Se aprecia que las mayores demandas de refuerzo se concentran en las zonas cercanas a los apoyos, donde predominan los momentos flectores negativos, mientras que en los tramos centrales los requerimientos son menores, en correspondencia con la acción de momentos positivos. Esta variación en la cuantía de acero resulta coherente con el comportamiento estructural esperado en vigas continuas, lo que valida la consistencia del modelo analítico y la adecuada aplicación de los criterios de diseño.

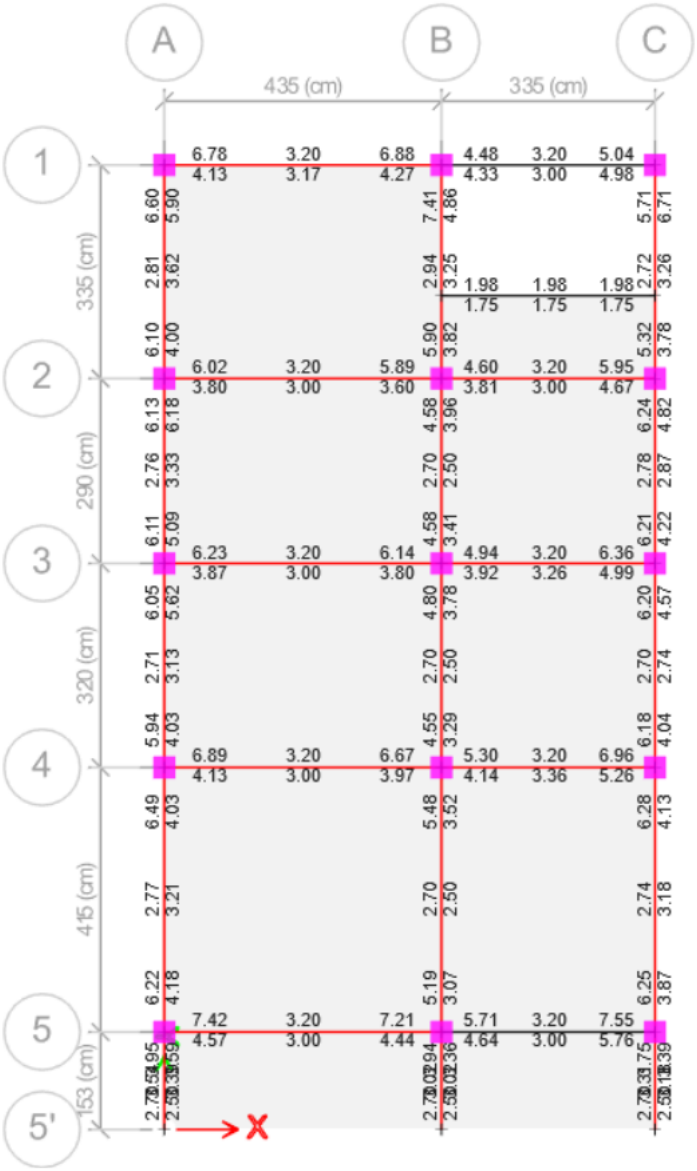


Ilustración 69. *Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 - Losa Nv+5.76 m*

Fuente: Holguer Benítez

La ilustración muestra la distribución del refuerzo longitudinal en las vigas de hormigón armado del nivel superior. Se observa una reducción en la cuantía de acero respecto a niveles inferiores, acorde con la disminución de cargas en altura. Las mayores demandas se concentran en los apoyos (momentos negativos), mientras que en los tramos centrales predominan valores mínimos de diseño. Esta distribución es coherente con el comportamiento de vigas continuas y refleja una adecuada modulación y rigidez del sistema estructural.

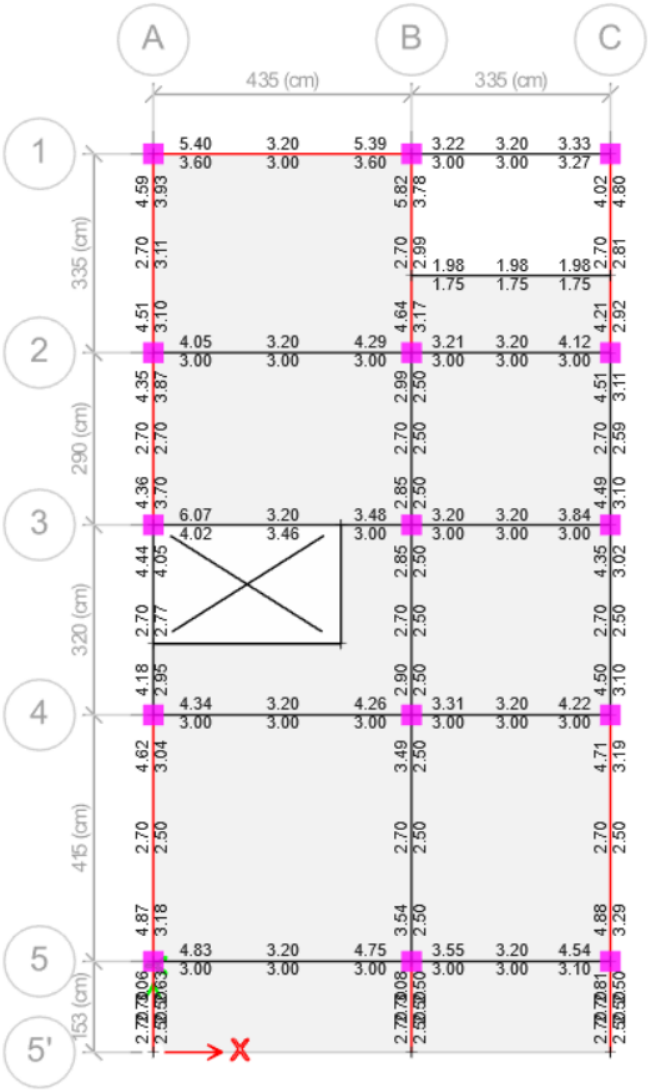


Ilustración 70. *Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 - Losa Nv+8.28 m*

Fuente: Holguer Benítez

La distribución del refuerzo longitudinal en vigas refleja la influencia de la abertura en la losa, la cual induce una redistribución de esfuerzos en las vigas perimetrales. Se aprecia un incremento localizado en la demanda de acero en las zonas adyacentes al vacío, mientras que en el resto de la estructura predominan valores uniformes cercanos al refuerzo mínimo. Este comportamiento es consistente con la presencia de discontinuidades en el diafragma, sin evidenciar concentraciones críticas de esfuerzos.

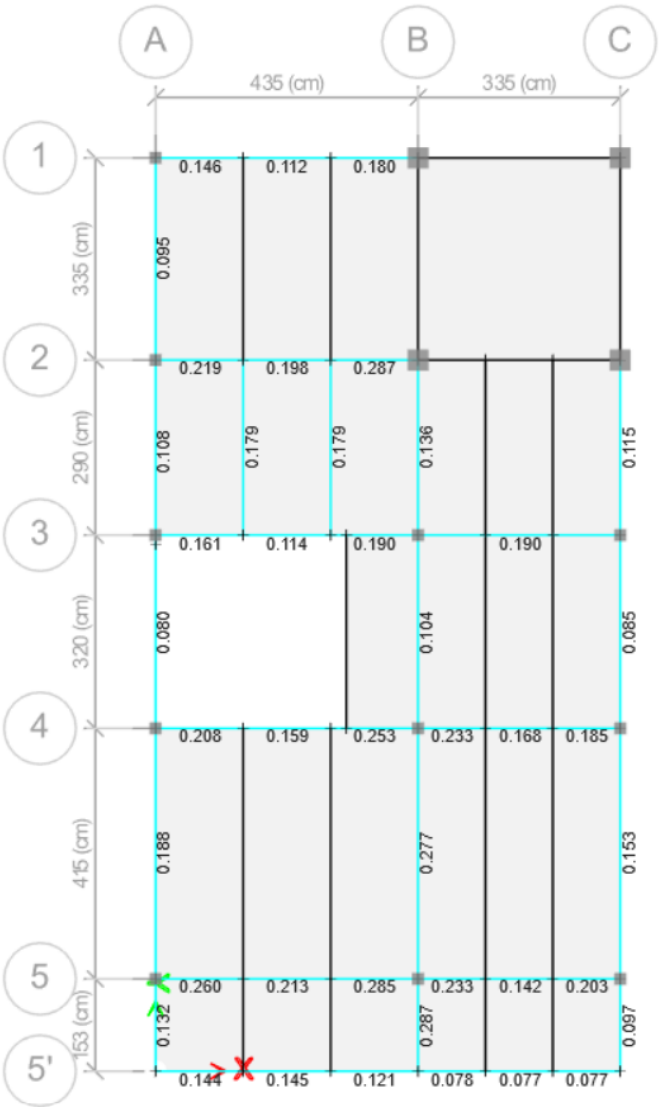


Ilustración 71. *Diseño de vigas principales (P-M Ratio Values) de la losa del Nv+10.80 m*

Fuente: Holguer Benítez

El análisis de la relación demanda/capacidad (P-M Ratio) en las vigas principales arroja valores comprendidos entre 0.07 y 0.28, todos inferiores a la unidad, lo que confirma el cumplimiento de los criterios de resistencia. Asimismo, estos valores reflejan que los elementos operan con un nivel de utilización bajo respecto a su capacidad, proporcionando un margen adecuado de seguridad estructural, aunque con potencial de optimización en el dimensionamiento de las secciones.

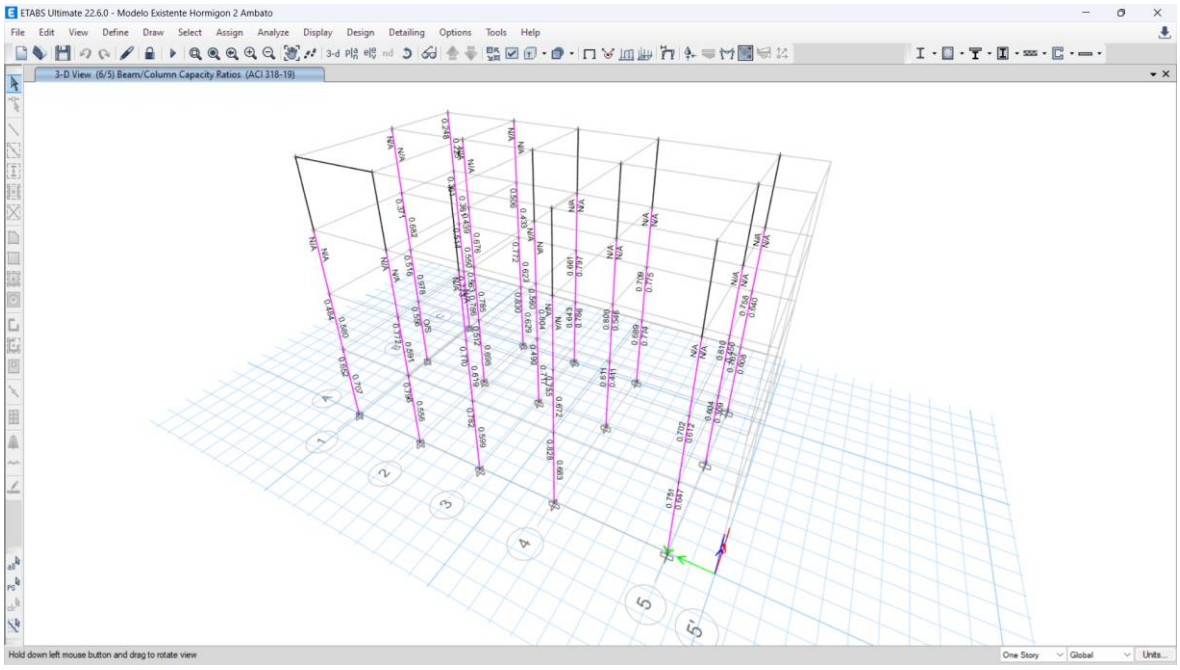


Ilustración 72. *Diseño de Columnas de Hormigon Armado vista 3D*

Fuente: Holguer Benítez

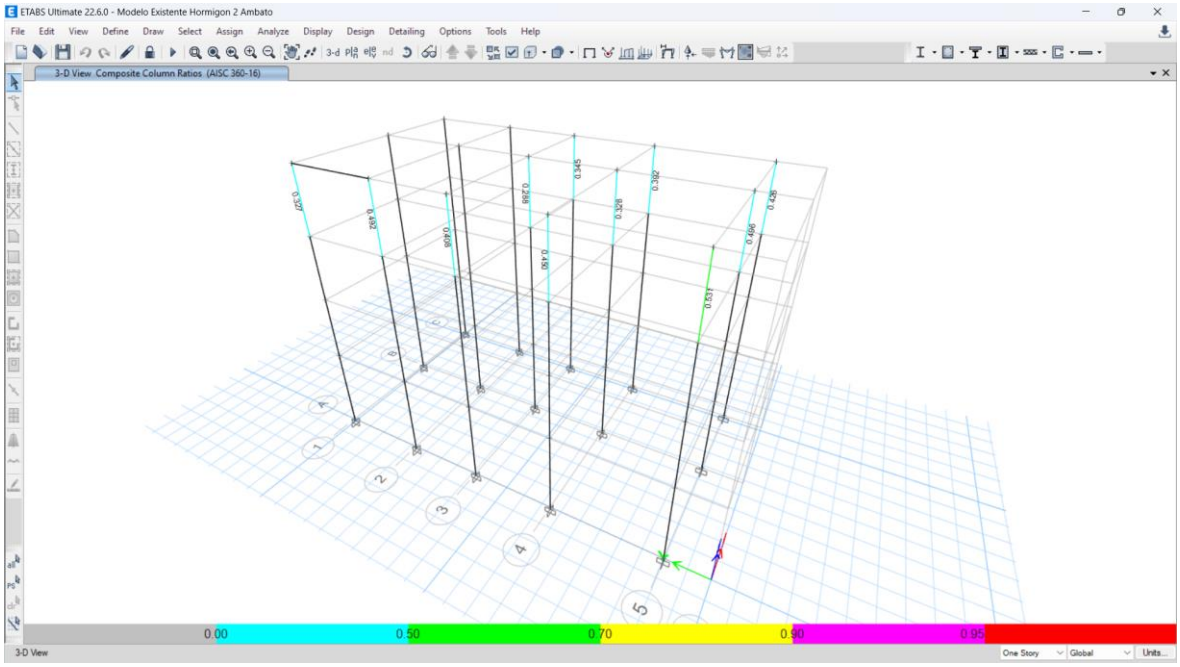


Ilustración 73. *Diseño de Columnas compuestas compactas vista 3D*

Fuente: Holguer Benítez

EDIFICIO CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS

A continuación, se presentan los resultados de diseño correspondientes a los elementos de la estructura conformada por columnas compuestas no compactas y vigas metálicas tipo I, con énfasis en la verificación de su capacidad resistente frente a las solicitaciones obtenidas del modelo estructural desarrollado en ETABS. Estos resultados han sido determinados considerando las combinaciones de carga aplicables y los criterios de diseño establecidos por la normativa vigente, con el fin de comprobar el adecuado desempeño de los elementos que integran el sistema estructural.

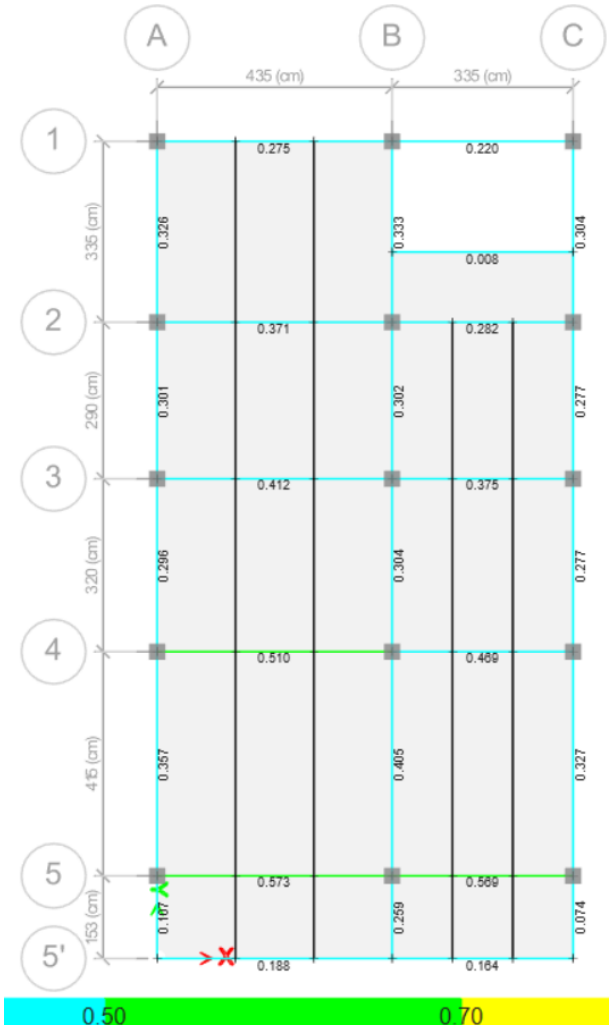


Ilustración 74. *Diseño de vigas principales tipo I relación capacidad/demanda Losa Nv+3.24 m*

Fuente: Holguer Benítez

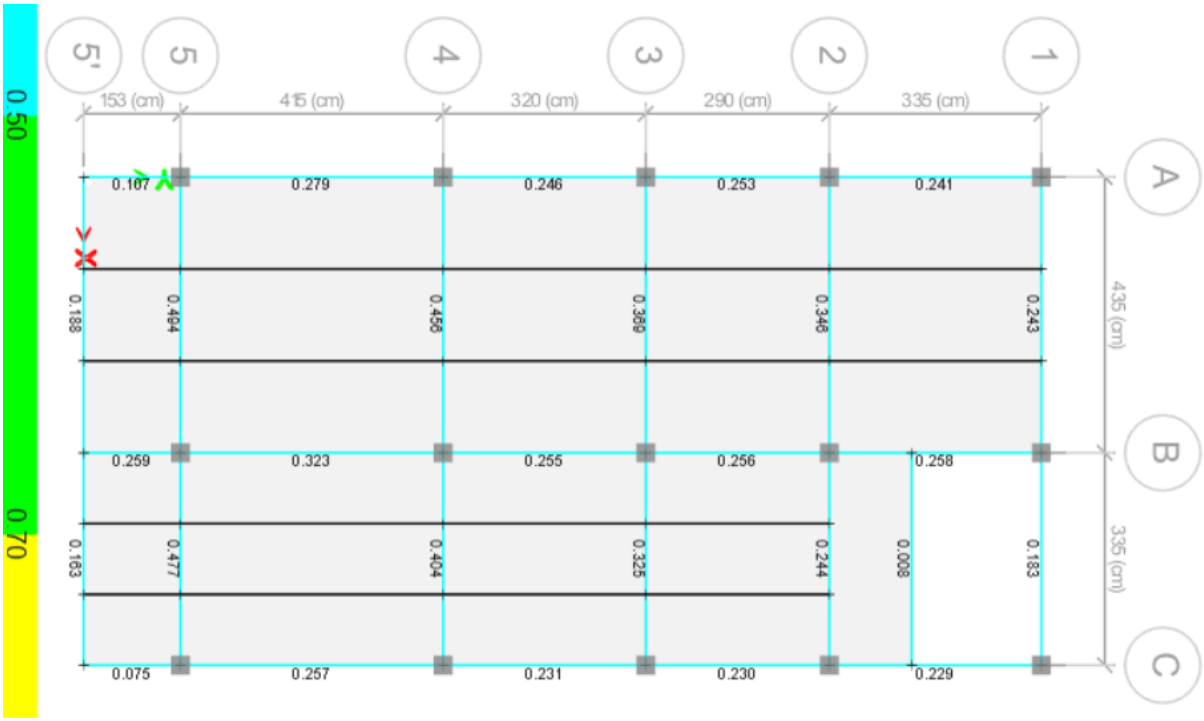


Ilustración 75. *Diseño de vigas principales tipo I capacidad/demanda Losa Nv+5.76 m*

Fuente: Holguer Benítez

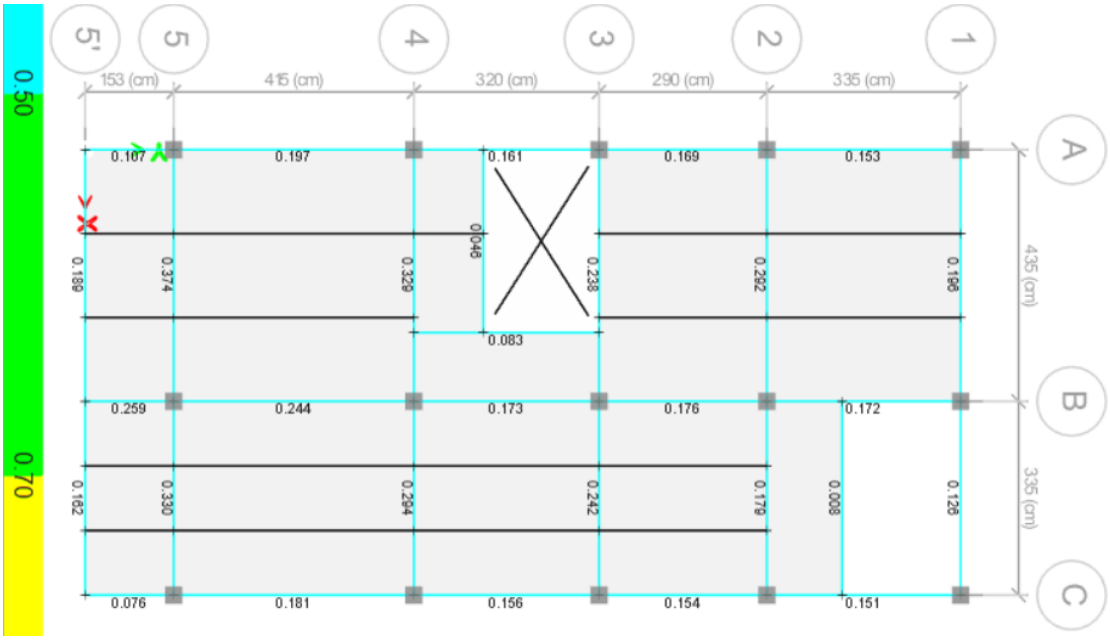


Ilustración 76. *Diseño de vigas principales tipo I relación capacidad/demanda Losa Nv+8.28 m*

Fuente: Holguer Benítez

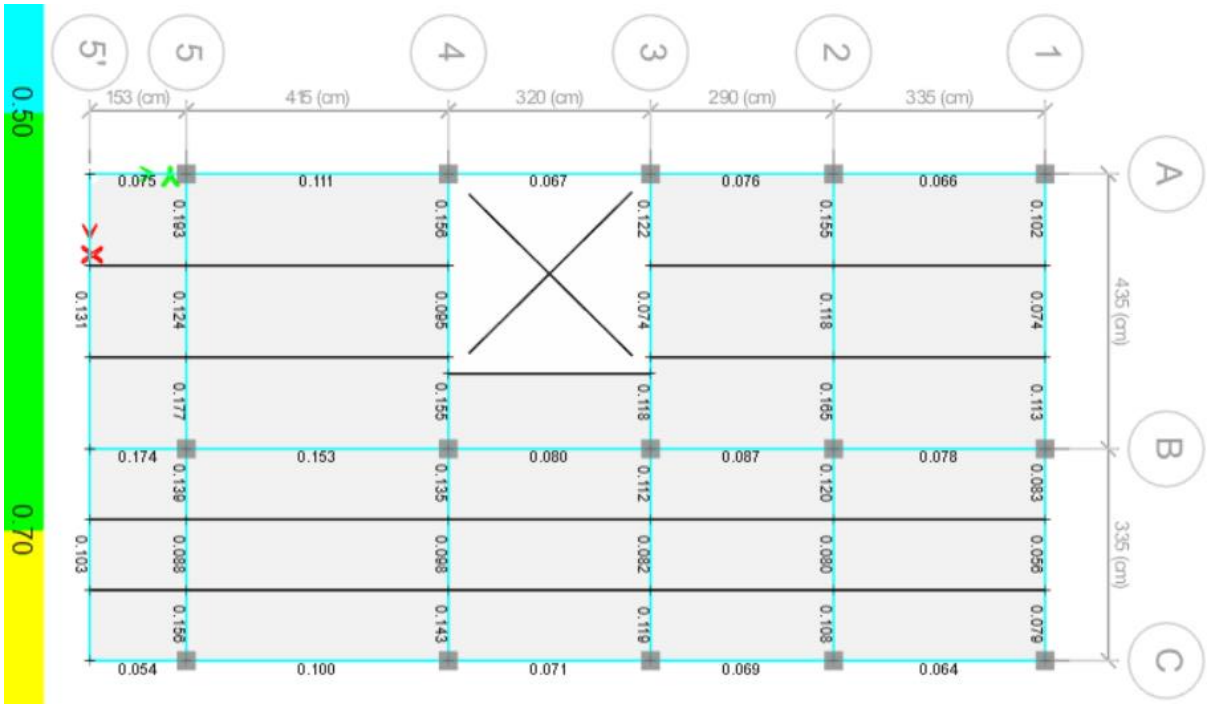


Ilustración 77. *Diseño de vigas principales tipo I relación capacidad/demanda Losa Nv+10.80 m*

Fuente: Holguer Benítez

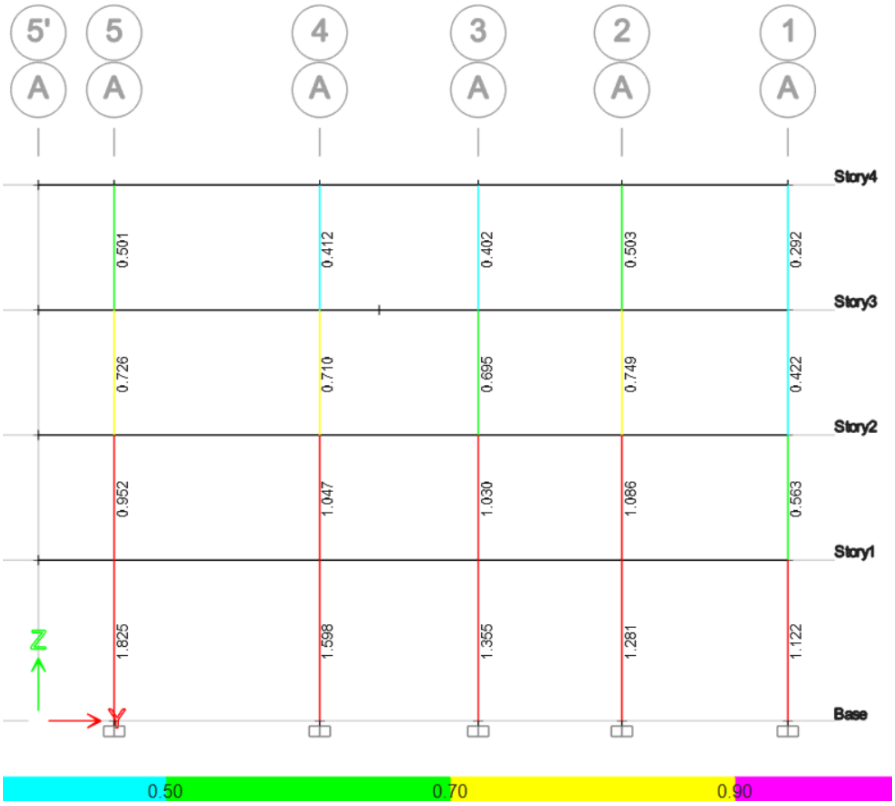


Ilustración 78. *Diseño de columnas compuestas no compactas relación capacidad/demanda Eje A*

Fuente: Holguer Benítez

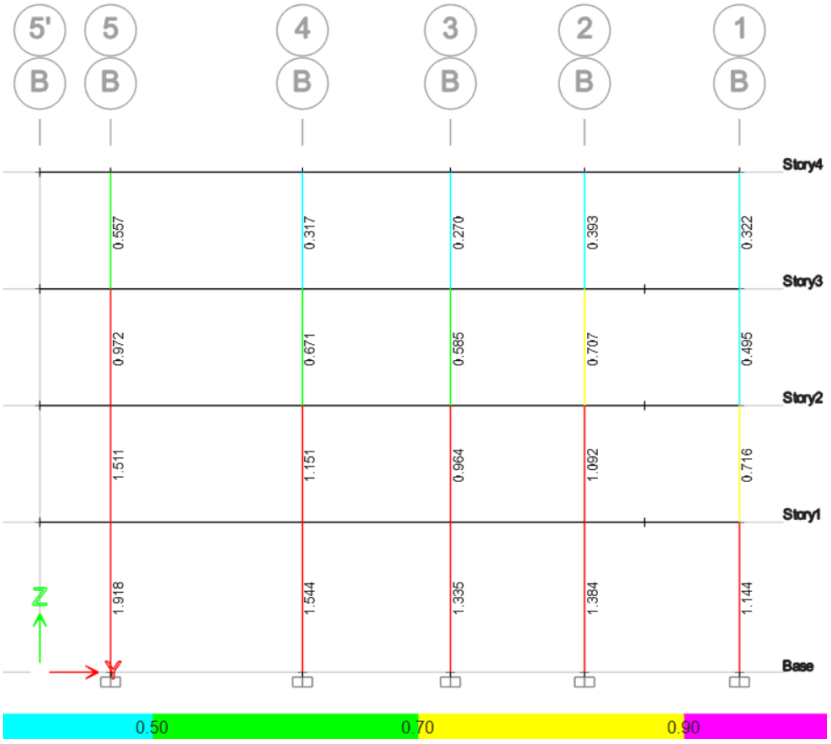


Ilustración 79. *Diseño de columnas compuestas no compactas relación capacidad/demanda Eje B*

Fuente: Holguer Benítez

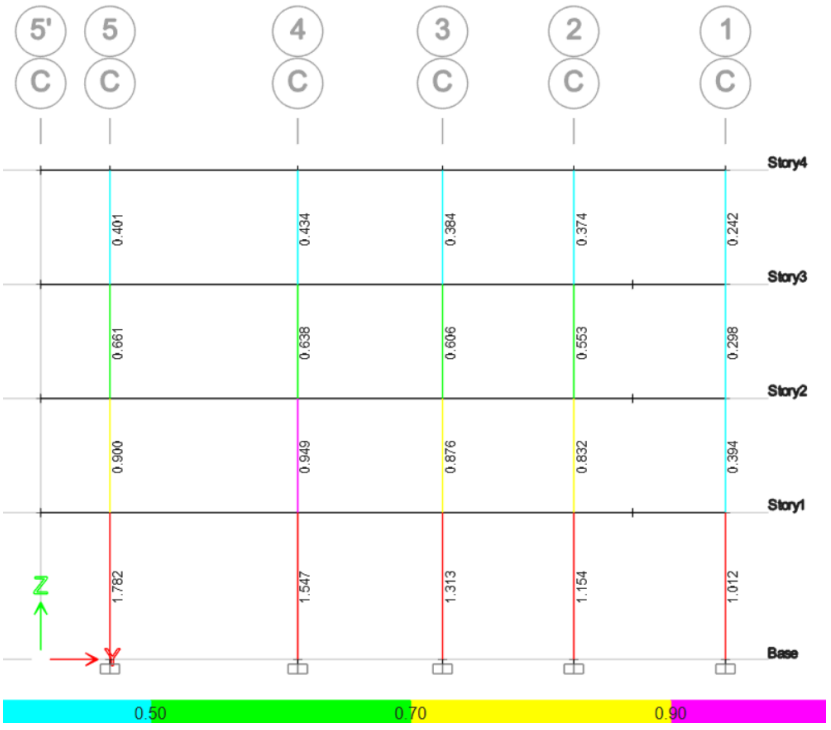


Ilustración 80. *Diseño de columnas compuestas no compactas relación capacidad/demanda Eje C*

Fuente: Holguer Benítez

El análisis de la relación demanda/capacidad (P-M Ratio) en las columnas compuestas no compactas muestra un comportamiento estructural consistente a lo largo de la altura de la edificación. Los mayores valores de interacción se concentran en los niveles inferiores, especialmente en la base, donde la relación demanda/capacidad se aproxima e incluso supera la unidad en ciertos ejes, como consecuencia de la acumulación de cargas axiales, la acción sísmica y la incidencia de efectos de segundo orden (P–Δ). A medida que se incrementa la altura, dichos valores disminuyen progresivamente, manteniéndose por debajo de la unidad en los niveles superiores, lo que evidencia un desempeño estructural adecuado en estas zonas.

Este patrón se repite en los diferentes ejes estructurales, reflejando una distribución uniforme de rigidez y solicitaciones. Dado que las columnas corresponden a secciones compuestas no compactas, su evaluación se realiza conforme a los criterios de interacción axial-flexión y estabilidad establecidos en la normativa AISC 360, donde la resistencia se encuentra condicionada por fenómenos de pandeo local y global. Asimismo, en concordancia con los lineamientos de ASCE 41, los valores cercanos a la unidad en los niveles inferiores requieren una revisión detallada, con el fin de garantizar el cumplimiento de los estados límite y un desempeño estructural adecuado frente a solicitaciones sísmicas.

4.6 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL – PUSHOVER

En concordancia con la definición y calibración de las rótulas plásticas establecidas para cada modelo, tanto en la estructura existente como en la alternativa estructural con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I, y bajo las consideraciones analíticas previamente descritas, se procede a la ejecución del análisis estático no lineal tipo *pushover* para ambas configuraciones. Este procedimiento permite caracterizar la respuesta inelástica mediante el seguimiento de la evolución de la curva capacidad, la secuencia de formación de rótulas y la identificación del mecanismo resistente dominante, proporcionando una base técnica rigurosa para la evaluación del desempeño estructural global frente a acciones sísmicas.

4.6.1 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER EN DIRECCION X DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REAL DE HORMIGON ARMADO

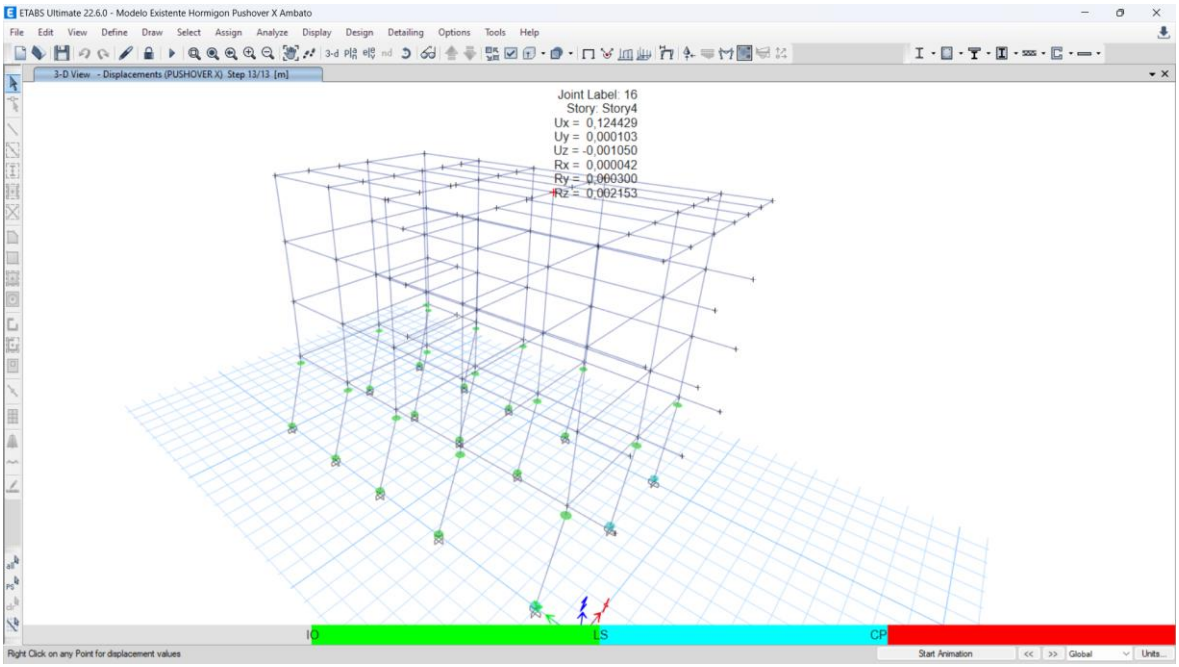


Ilustración 81. *Comportamiento de la Estructura Existente de Hormigón Armado ante el pushover X*

Fuente: Holguer Benítez

El análisis pushover en la dirección X de la estructura existente de hormigón armado evidencia un comportamiento global estable, alcanzando un estado inelástico con adecuada convergencia numérica. La distribución de rótulas plásticas muestra un claro predominio de estados asociados a Ocupación Inmediata (IO), con la presencia localizada de rótulas en

nivel de Seguridad de Vida (LS) en la base de algunas columnas del primer nivel, en concordancia con los criterios de evaluación de desempeño establecidos en ASCE 41.

Este patrón de respuesta es consistente con una adecuada capacidad global del sistema, sin evidencia de formación de mecanismos de colapso generalizado. La concentración de demanda en los elementos verticales inferiores se explica por la interacción flexocompresiva y la acumulación de cargas axiales, así como por la incidencia de efectos de segundo orden (P–Δ), en línea con los criterios de diseño por resistencia establecidos en ACI 318.

Desde la perspectiva del diseño sismorresistente moderno, conforme a los lineamientos de ASCE 341-22, el comportamiento observado no se ajusta completamente al mecanismo ideal de disipación de energía basado en el criterio de "columna fuerte – viga débil", lo cual es característico en estructuras existentes. No obstante, esta condición no implica necesariamente un desempeño inadecuado, sino que permite identificar zonas potencialmente vulnerables dentro del sistema estructural.

Adicionalmente, bajo el enfoque de FEMA 440, la respuesta no lineal indica que la estructura conserva una capacidad lateral significativa, con un desarrollo de plastificación localizado y controlado, sin evidenciar degradación global de rigidez ni pérdida de estabilidad. En este contexto, el desempeño estructural puede asociarse preliminarmente a un rango comprendido entre Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS). Sin embargo, la determinación precisa del nivel de desempeño requiere la identificación del punto de desempeño, mediante la intersección entre la curva de capacidad transformada a espectro de capacidad y la demanda sísmica equivalente.

En conjunto, los resultados del análisis pushover evidencian que la estructura presenta un comportamiento sísmico global adecuado en la dirección analizada, con daño controlado y sin indicios de colapso inminente, aunque con la presencia de vulnerabilidades localizadas en los elementos del primer nivel que ameritan una evaluación más detallada para la posible implementación de estrategias de reforzamiento estructural.

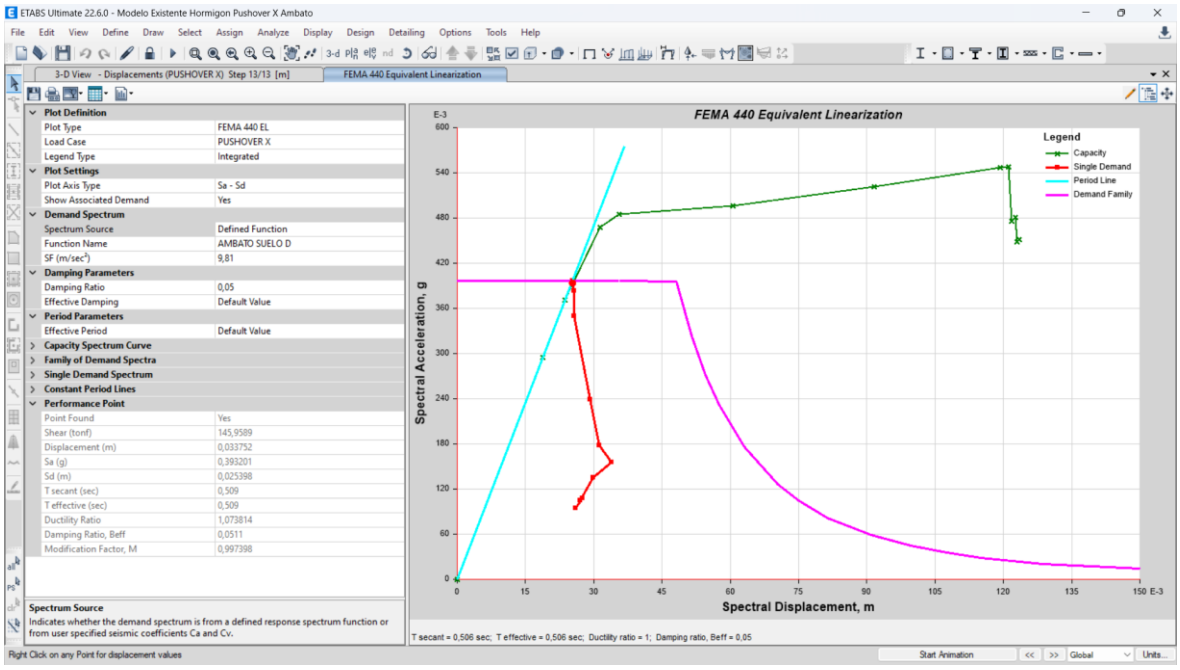


Ilustración 82. *Curva pushover X de la Estructura Existente de Hormigón Armado*

Fuente: Holguer Benítez

A partir del análisis realizado mediante el procedimiento de linealización equivalente de FEMA 440, se determinó el punto de desempeño de la estructura existente de hormigón armado en la dirección evaluada. En este caso, se obtuvo un cortante basal aproximado de 145.96 tonf y un desplazamiento de control de 0.0338 m, junto con una aceleración espectral de 0.393 g y un desplazamiento espectral de 0.0254 m. La ductilidad global calculada fue de 1.07, lo cual permite interpretar que la estructura trabaja muy cercana al rango elástico, sin necesidad de desarrollar deformaciones inelásticas importantes para responder a la demanda sísmica.

Adicionalmente, el amortiguamiento efectivo estimado, del orden de 5.11 %, evidencia que no se presentan pérdidas significativas de rigidez ni problemas de estabilidad global. Con base en estos resultados, y siguiendo los criterios de ASCE 41, considero que el desempeño estructural se ubica dentro de un nivel cercano a Ocupación Inmediata (IO), lo que refleja un comportamiento adecuado frente a la solicitación analizada.

Desde el punto de vista del diseño por resistencia, el comportamiento obtenido es coherente con lo establecido en ACI 318, manteniéndose la capacidad portante de los elementos sin signos de degradación relevante. Si bien la respuesta no se ajusta completamente a la filosofía de diseño moderno de ASCE 341-22, esto resulta esperable al tratarse de una

estructura existente; sin embargo, en términos generales, el desempeño observado puede considerarse satisfactorio y consistente con un adecuado nivel de seguridad estructural.

4.6.2 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER EN DIRECCION Y DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REAL DE HORMIGON ARMADO

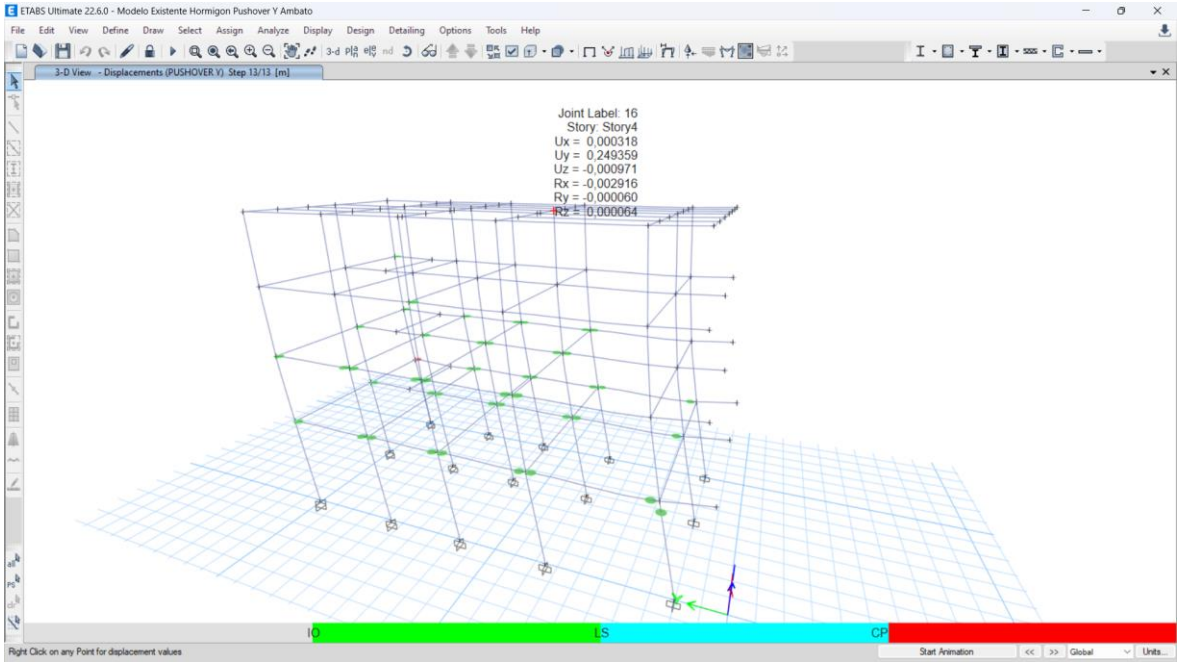


Ilustración 83. *Comportamiento de la Estructura Existente de Hormigón Armado ante el pushover Y*

Fuente: Holguer Benítez

El análisis pushover en la dirección Y de la estructura existente de hormigón armado evidencia un comportamiento global estable, con predominio de rótulas plásticas en estado de Ocupación Inmediata (IO) y una distribución de daño más homogénea en comparación con la dirección X. No se observa la formación de mecanismos de colapso ni concentraciones significativas de plastificación en un nivel específico, lo que indica una adecuada capacidad de disipación de energía y estabilidad estructural.

De acuerdo con los criterios de evaluación establecidos en ASCE 41, el desempeño estructural en esta dirección puede clasificarse dentro del nivel de Ocupación Inmediata, evidenciando que la edificación mantiene su funcionalidad y capacidad resistente frente a la demanda sísmica considerada. Este comportamiento es consistente con los principios de

diseño establecidos en ACI 318, en cuanto a la capacidad resistente de los elementos sometidos a flexo compresión.

Asimismo, desde la perspectiva de FEMA 440, la respuesta no lineal indica que la estructura no requiere una demanda significativa de ductilidad para satisfacer la acción sísmica, lo cual confirma un comportamiento cercano al rango elástico. En comparación con la dirección X, la estructura presenta una respuesta más favorable en la dirección Y, debido a una distribución más uniforme de la rigidez y resistencia lateral.

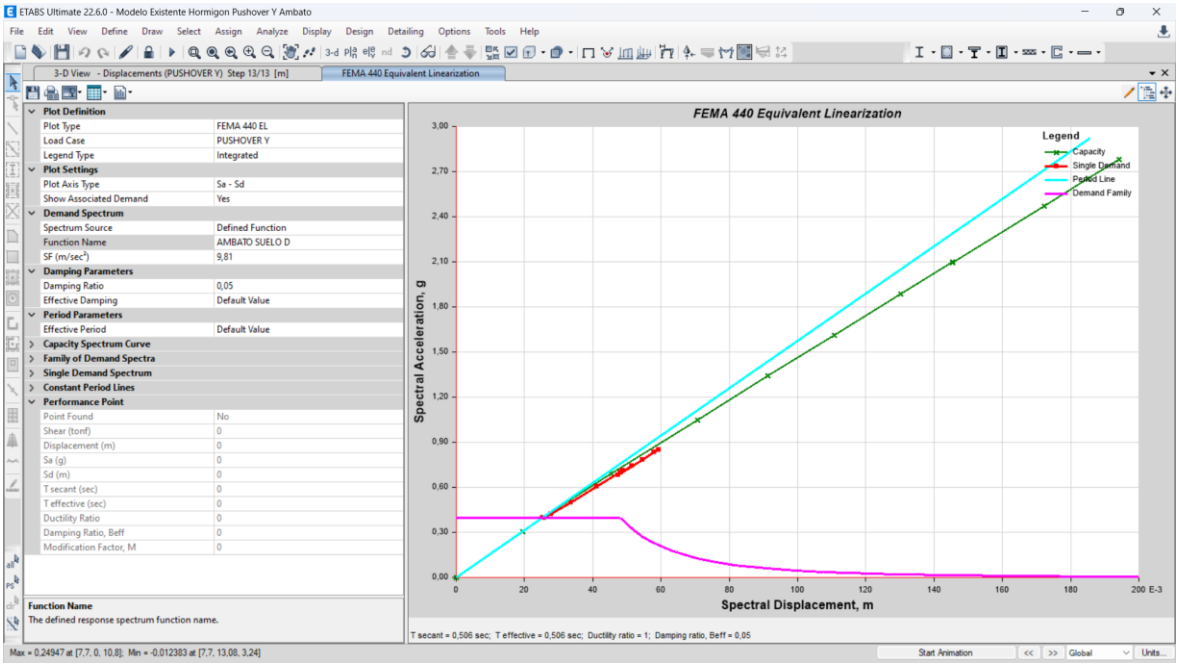


Ilustración 84. *Curva pushover Y de la Estructura Existente de Hormigon Armado*

Fuente: Holguer Benítez

En la dirección Y, el procedimiento de linealización equivalente de FEMA 440 no permitió identificar un punto de desempeño (Point Found = No). Este resultado indica que, dentro del rango de análisis considerado, la estructura no desarrolla una respuesta inelástica suficientemente significativa como para que se produzca la intersección entre la curva de capacidad y la demanda sísmica equivalente. En este sentido, la curva de capacidad mantiene un comportamiento prácticamente lineal, lo que evidencia que la estructura conserva una rigidez lateral elevada en dicha dirección.

Este comportamiento es coherente con los resultados obtenidos en el análisis pushover, donde no se observan niveles relevantes de plastificación. De acuerdo con los criterios de

evaluación de desempeño establecidos en ASCE 41, la respuesta estructural puede asociarse a un nivel cercano a Ocupación Inmediata (IO), lo que refleja un desempeño adecuado frente a la solicitación sísmica considerada.

Asimismo, desde la perspectiva del diseño por resistencia, conforme a ACI 318, se confirma que los elementos estructurales mantienen su capacidad portante sin evidenciar degradación significativa de rigidez. En conjunto, la respuesta en la dirección Y se considera favorable, al no presentar indicios de inestabilidad ni de daño estructural relevante, sino un comportamiento controlado dentro de rangos de seguridad adecuados.

4.6.3 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER EN DIRECCION X DE LA ESTRUCTURA CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS

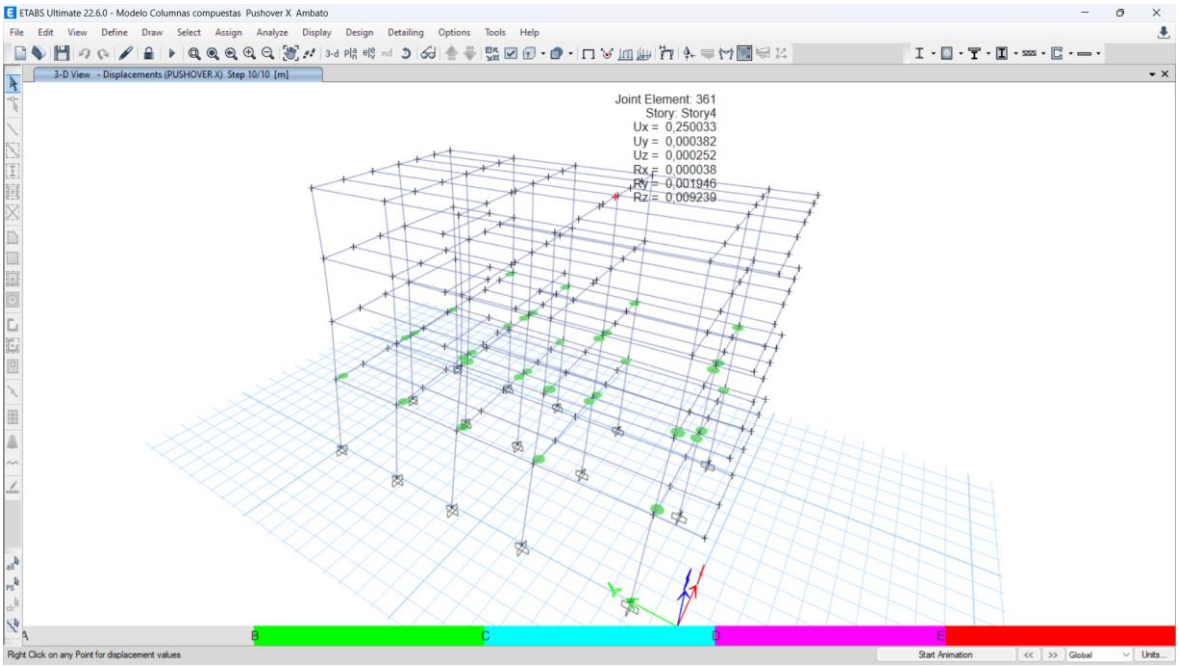


Ilustración 85. *Comportamiento de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I ante el pushover X*

Fuente: Holguer Benítez

El análisis pushover desarrollado en la dirección X para la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I muestra una respuesta global estable, alcanzando el régimen no lineal sin que se configure un mecanismo de colapso extendido. La evolución de las rótulas plásticas se concentra mayoritariamente en estados iniciales, lo que evidencia que los elementos aún disponen de una reserva apreciable de capacidad resistente. En particular,

no se identifican concentraciones críticas de daño en la base de las columnas, lo que sugiere una adecuada distribución de esfuerzos y una respuesta favorable frente a la acción lateral aplicada. Desde el punto de vista del desempeño estructural, la respuesta obtenida es consistente con un nivel cercano a Ocupación Inmediata (IO), según los criterios de ASCE 41, lo que indica que la estructura mantiene su funcionalidad con daños limitados. Asimismo, el patrón de plastificación observado resulta coherente con los principios del diseño sismorresistente moderno, en la medida en que no se evidencia una falla prematura de los elementos verticales, alineándose conceptualmente con lo establecido en ASCE 341-22. En cuanto a las columnas compuestas no compactas, la interpretación de su comportamiento considera las restricciones propias de este tipo de sección, particularmente en lo relativo a su capacidad de deformación plástica y la susceptibilidad a fenómenos de inestabilidad local, en concordancia con los criterios de resistencia y estabilidad definidos en AISC 360. En conjunto, los resultados permiten concluir que la estructura presenta una respuesta no lineal controlada, con un adecuado equilibrio entre rigidez y capacidad resistente en la dirección analizada.

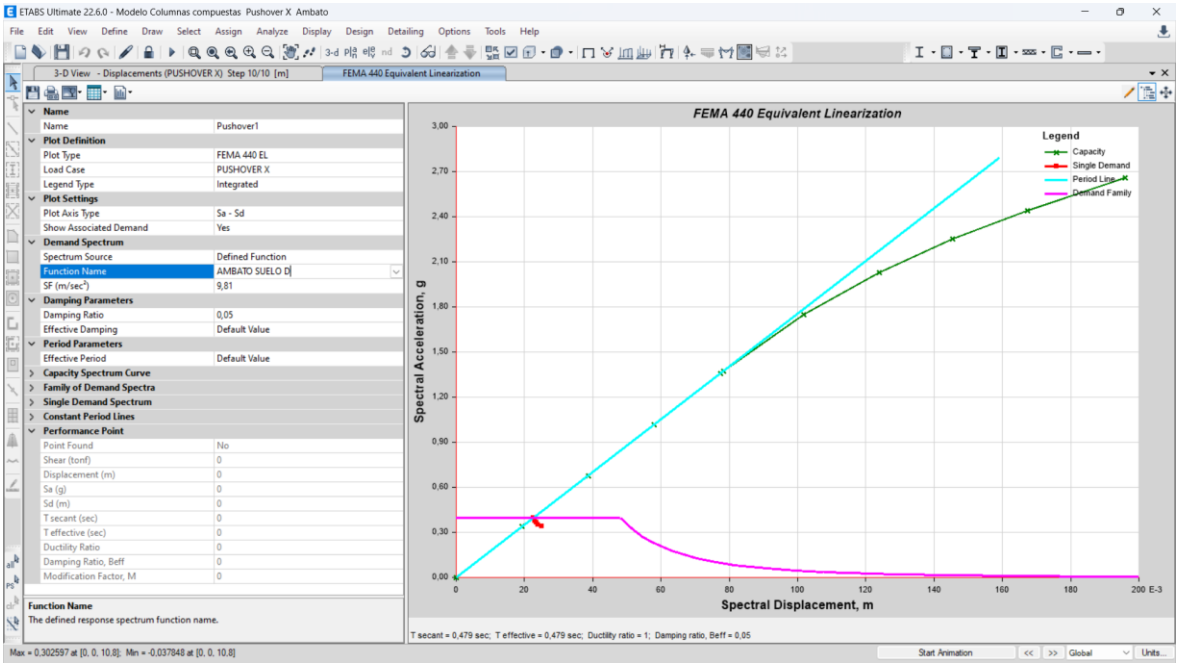


Ilustración 86. *Curva pushover X de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I*

Fuente: Holguer Benítez

En la dirección X, la aplicación del método de linealización equivalente de FEMA 440 sobre la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I no condujo a la definición

de un punto de desempeño (Point Found = No). Este resultado se interpreta como una respuesta estructural que, dentro del rango de análisis considerado, no alcanza niveles de inelasticidad suficientes para que se produzca la convergencia entre la curva de capacidad y la demanda sísmica equivalente. En este contexto, la curva de capacidad mantiene una tendencia progresiva y estable, lo que sugiere una condición de rigidez lateral elevada y una capacidad resistente que no es superada por la acción sísmica evaluada.

La respuesta obtenida es consistente con lo observado en el análisis pushover, donde la incursión en el rango no lineal se desarrolla de forma gradual y controlada, sin que se evidencie la activación de mecanismos globales de inestabilidad ni concentraciones severas de plastificación en los elementos estructurales principales. Desde el enfoque de evaluación de desempeño, y conforme a los criterios de ASCE 41, este comportamiento puede asociarse a un nivel cercano a Ocupación Inmediata (IO), reflejando un estado de daño limitado y una adecuada capacidad de respuesta ante solicitaciones sísmicas.

Adicionalmente, la interpretación de los resultados, bajo los lineamientos de ASCE 341-22 y AISC 360, permite inferir que el sistema estructural presenta un desempeño satisfactorio en términos de interacción axial-flexional y estabilidad global. Esto resulta particularmente relevante considerando la naturaleza de las secciones no compactas, en las cuales la capacidad de deformación plástica es más restringida y puede estar condicionada por fenómenos de pandeo local. En conjunto, la respuesta estructural obtenida evidencia un comportamiento equilibrado, con adecuada reserva de capacidad y sin indicios de vulnerabilidad crítica en la dirección analizada.

4.6.4 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER EN DIRECCION Y DE LA ESTRUCTURA CON COLUMNAS COMPUESTAS NO COMPACTAS

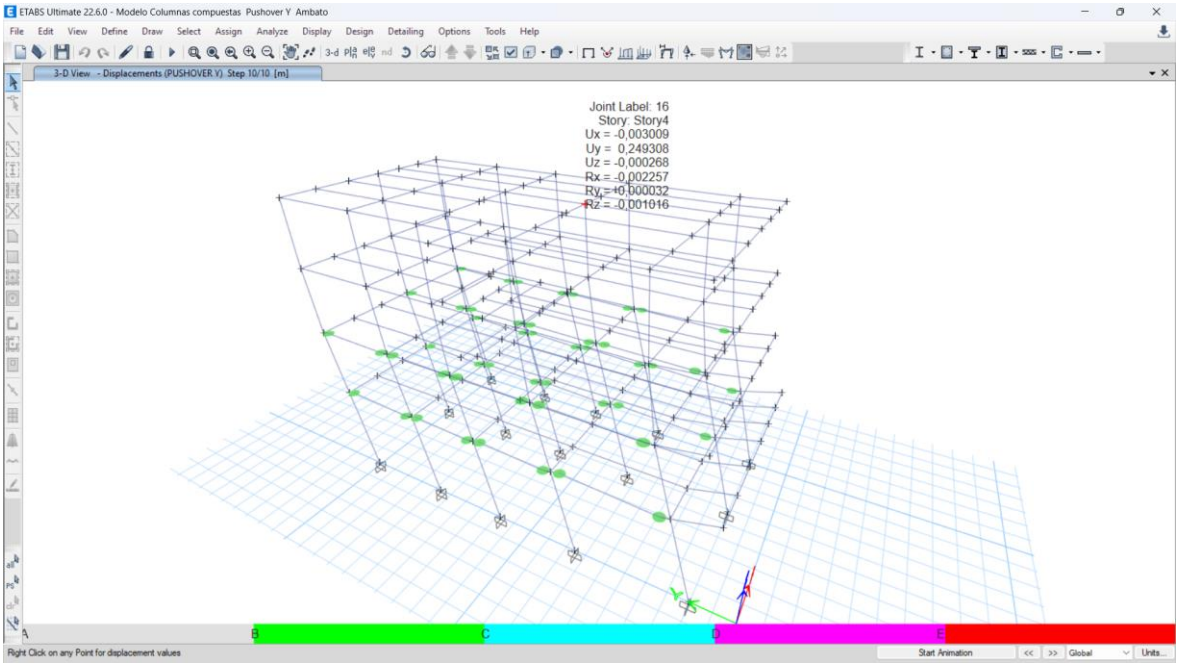


Ilustración 87. *Comportamiento de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I ante el pushover Y*

Fuente: Holguer Benítez

El análisis pushover en la dirección Y para la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I pone de manifiesto una respuesta global estable, en la que el sistema ingresa al régimen no lineal sin desarrollar un mecanismo de colapso extendido. La formación de rótulas plásticas se mantiene principalmente en etapas iniciales, lo que sugiere que los elementos estructurales aún disponen de una reserva importante de capacidad frente a acciones laterales. Asimismo, la respuesta inelástica no se concentra en zonas específicas, sino que se distribuye de manera más homogénea, sin evidenciar focos críticos de daño en los elementos verticales del primer nivel.

Desde el punto de vista del desempeño estructural, este comportamiento puede interpretarse como cercano al nivel de Ocupación Inmediata (IO), de acuerdo con los criterios de ASCE 41, reflejando un estado de daño limitado y una adecuada respuesta ante la demanda sísmica considerada. En relación con la filosofía de diseño sismorresistente, la respuesta observada no muestra indicios de fallas prematuras en columnas ni la activación de mecanismos

globales inestables, lo cual resulta compatible con los principios planteados en ASCE 341-22.

Por otra parte, considerando los criterios de diseño y verificación de AISC 360, las columnas compuestas no compactas presentan un comportamiento adecuado frente a la interacción axial y flexión dentro del rango de desplazamientos alcanzado, aun tomando en cuenta las limitaciones propias de este tipo de sección. En conjunto, la respuesta obtenida evidencia un comportamiento estructural equilibrado, con adecuada estabilidad, buena distribución de esfuerzos y sin manifestaciones de vulnerabilidad significativa en la dirección analizada.

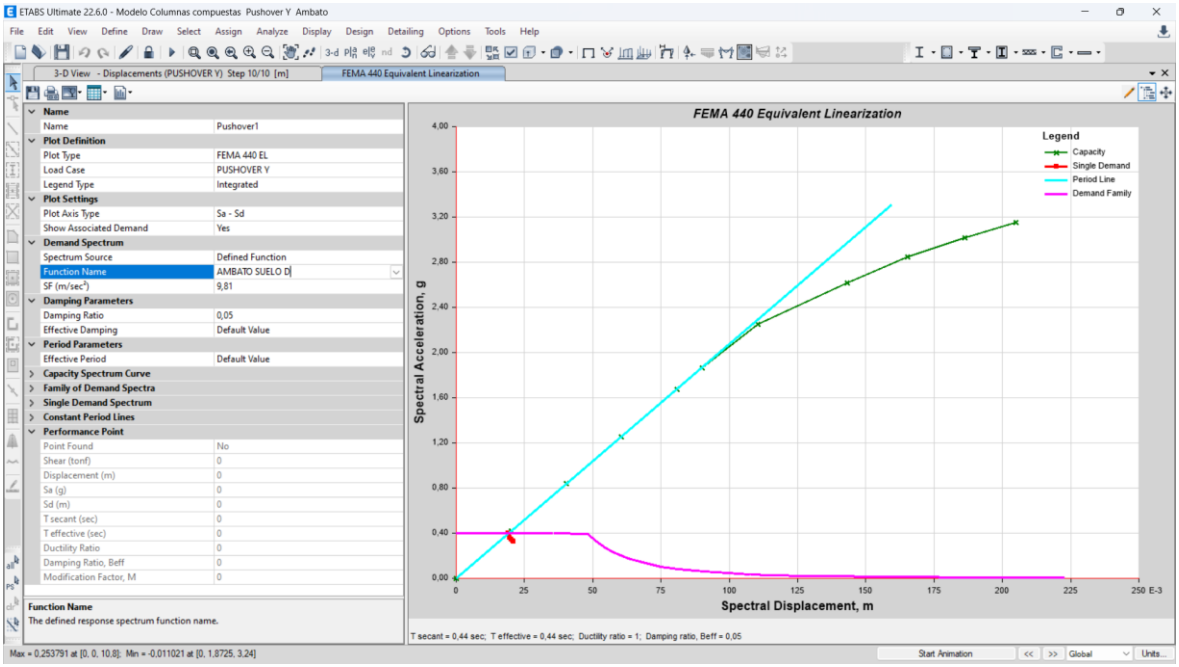


Ilustración 88. *Curva pushover Y de la Estructura con columnas Compuestas No Compactas y vigas tipo I*

Fuente: Holguer Benítez

Para la dirección Y, la aplicación del método de linealización equivalente de FEMA 440 no condujo a la identificación de un punto de desempeño (Point Found = No). Este resultado se interpreta como una respuesta estructural que, en el rango de desplazamientos evaluado, no alcanza un nivel de plastificación suficiente para que el procedimiento iterativo logre compatibilizar la curva de capacidad con la demanda sísmica. En este sentido, la curva mantiene una trayectoria ascendente y sin pérdida apreciable de rigidez, lo que pone en

evidencia una condición de elevada rigidez lateral y una capacidad resistente que no es superada por la solicitación analizada.

La tendencia observada es coherente con los resultados del análisis pushover, donde la incursión en el régimen no lineal se presenta de forma gradual, sin manifestaciones de inestabilidad global ni concentraciones severas de daño en los elementos principales. Bajo este escenario, y de acuerdo con los criterios de ASCE 41, la respuesta puede asociarse a un nivel de desempeño cercano a Ocupación Inmediata (IO), caracterizado por deformaciones limitadas y daño estructural poco significativo.

Desde el enfoque del comportamiento de los elementos, y en concordancia con ASCE 341-22 y AISC 360, se infiere que el sistema mantiene un adecuado equilibrio entre capacidad axial y flexional, así como condiciones de estabilidad satisfactorias. Esto resulta especialmente relevante al tratarse de secciones no compactas, cuya respuesta puede estar condicionada por fenómenos de inestabilidad local y limitada capacidad de deformación plástica. En conjunto, el comportamiento estructural en esta dirección refleja una respuesta controlada, con adecuada reserva resistente y sin indicios de vulnerabilidad crítica.

CAPITULO V

5.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

5.1.1 CONCLUSIONES

- La forma en que se modela la no linealidad influye directamente en la interpretación de la respuesta estructural. En la estructura de hormigón armado existente se consideró la formación de rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas, lo que permitió capturar de manera más completa los mecanismos de flexión y las posibles zonas de debilidad, especialmente en elementos verticales. En contraste, en la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I, la no linealidad se restringió a las vigas, limitando la posibilidad de plastificación en las columnas. Esta diferencia implica que la comparación entre ambos modelos no sea estrictamente equivalente, ya que el sistema compuesto tiende a reflejar una respuesta más rígida y con menor nivel aparente de daño, influenciada por la ausencia de comportamiento inelástico en los elementos verticales.
- La estructura de hormigón armado mostró un comportamiento inelástico progresivo y consistente, con formación gradual de rótulas plásticas y concentración de daño en los niveles inferiores. Este patrón es compatible con los criterios de evaluación de desempeño de ASCE 41, donde se espera que la disipación de energía ocurra en zonas definidas del sistema. No obstante, la presencia de rótulas en columnas indica que, al menos de forma localizada, no se cumple plenamente el criterio de jerarquía resistente columna fuerte – viga débil, establecido en ACI 318 y ASCE 341, lo cual incrementa la vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas más severas.
- Las derivas inelásticas obtenidas en la estructura de hormigón armado, del orden de 0.79 % a 0.91 %, se mantienen por debajo del límite normativo del 2 %, lo que confirma un adecuado control de desplazamientos laterales. Este resultado permite ubicar el desempeño estructural dentro de un rango comprendido entre Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS), evidenciando que la estructura posee una capacidad de deformación suficiente sin pérdida abrupta de resistencia, lo cual es característico de un comportamiento dúctil aceptable.

- Las curvas pushover del sistema de hormigón armado muestran una transición clara desde el régimen elástico hacia el inelástico, permitiendo la determinación del punto de desempeño mediante el procedimiento de FEMA 440. La existencia de esta intersección entre capacidad y demanda en el espacio espectral (Sa–Sd) otorga mayor confiabilidad a la evaluación, al evidenciar que la respuesta estructural es compatible con la demanda sísmica considerada.
- Como resultado de la modelación no lineal, se concluye que en la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I no fue posible asignar rótulas plásticas en las columnas, debido a las limitaciones del software ETABS para representar adecuadamente el comportamiento inelástico de este tipo de secciones. Esta restricción está asociada a la susceptibilidad de las secciones no compactas a fenómenos de inestabilidad local, como el pandeo prematuro, lo que dificulta su idealización mediante modelos de rótulas conforme a ASCE 41 y AISC 360.

  En consecuencia, la no linealidad se consideró únicamente en las vigas, lo que implica que la respuesta inelástica de las columnas no está explícitamente representada. Esta simplificación debe ser tomada en cuenta en la interpretación de resultados, ya que puede influir en la estimación de la rigidez global y en la evaluación del nivel real de demanda inelástica del sistema estructural.
- En el caso de la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I, la respuesta observada es predominantemente elástica, con escasa formación de rótulas plásticas y una capacidad aparente superior a la demanda. Sin embargo, este resultado debe interpretarse con cautela, ya que está condicionado por la ausencia de modelación no lineal en columnas, lo que impide evaluar adecuadamente su contribución inelástica y puede conducir a una sobreestimación de la rigidez y resistencia global del sistema.
- Las curvas pushover de la estructura compuesta reflejan que la capacidad se mantiene por encima de la demanda sísmica y, en varios casos, no permiten identificar un punto de desempeño definido mediante FEMA 440. Esta condición no necesariamente implica un mejor comportamiento sísmico, sino que sugiere que el sistema no desarrolla mecanismos efectivos de disipación de energía, lo cual es un aspecto fundamental en el diseño sismorresistente.
- Desde el punto de vista normativo, el uso de columnas compuestas no compactas presenta limitaciones importantes. De acuerdo con ASCE 341-22 y AISC 360, los

elementos que forman parte del sistema sismorresistente deben ser capaces de desarrollar deformaciones inelásticas estables. En este sentido, las secciones no compactas pueden presentar fenómenos de pandeo local prematuro, restringiendo su capacidad de rotación plástica y generando un comportamiento potencialmente más frágil bajo demandas sísmicas elevadas.

- Al comparar ambas tipologías bajo un desplazamiento inducido de 250 mm, la estructura de hormigón armado evidencia un comportamiento más representativo del desempeño sísmico real, al permitir la formación y evaluación de mecanismos de plastificación distribuidos. Por el contrario, la estructura compuesta presenta una respuesta más rígida, pero con limitaciones en la evaluación de su ductilidad debido a las simplificaciones adoptadas en la modelación de la no linealidad.
- En términos de habitabilidad, la estructura de hormigón armado se presenta como la alternativa más confiable, al cumplir con los límites de deriva, mostrar un comportamiento sísmico controlado y permitir la identificación clara de su nivel de desempeño estructural. Esto permite inferir que la edificación puede mantener condiciones seguras de ocupación incluso después de un evento sísmico de diseño.
- Finalmente, se concluye que la estructura con columnas compuestas no compactas no puede considerarse plenamente adecuada para uso habitacional bajo criterios sismorresistentes, mientras no se garantice el cumplimiento de los requisitos de ductilidad establecidos en ASCE 341-22. Para que esta alternativa sea viable, resulta necesario replantear su diseño, incorporando secciones compactas y una modelación más rigurosa de la no linealidad en columnas, de modo que se asegure un mecanismo de disipación de energía compatible con un comportamiento sísmico seguro.

5.1.2 RECOMENDACIONES

- Con base en los resultados obtenidos del análisis estático no lineal pushover aplicado a la estructura ubicada en la ciudad de Ambato, se recomienda realizar un reforzamiento localizado en las columnas del primer nivel de la estructura existente de hormigón armado, debido a que en dichos elementos se concentró la mayor demanda inelástica y la formación de rótulas plásticas más exigidas durante el análisis en la dirección X. Este reforzamiento puede ejecutarse mediante

encamisados de hormigón armado, encamisados metálicos o sistemas FRP, con el objetivo de incrementar la capacidad de confinamiento, rigidez y ductilidad de los elementos críticos.

- Es necesario realizar una revisión detallada de las columnas del primer nivel, donde se concentró la demanda inelástica, verificando el confinamiento, el refuerzo transversal y las condiciones de anclaje conforme a ACI 318 y ASCE 41, e implementar reforzamientos locales en caso de ser necesario.
- Para la estructura con columnas compuestas no compactas y vigas tipo I, se recomienda no utilizar directamente secciones no compactas en elementos principales del sistema sismorresistente, debido a que este tipo de perfiles puede desarrollar fenómenos de pandeo local antes de alcanzar niveles adecuados de ductilidad, limitando su capacidad de disipación de energía frente a eventos sísmicos severos.
- Asimismo, se debe considerar que la ausencia de rótulas plásticas en columnas limita la representación de su comportamiento inelástico; por lo que se recomienda emplear modelos o herramientas más avanzadas que permitan una simulación más realista.
- Finalmente, considerando el desempeño estructural obtenido en ambas alternativas, se recomienda priorizar la estructura existente de hormigón armado para uso habitacional, debido a que presentó un comportamiento sísmico más consistente con los criterios normativos de evaluación de desempeño, permitió identificar claramente su punto de desempeño mediante FEMA 440 y evidenció una respuesta inelástica controlada y compatible con niveles de seguridad aceptables para ocupación.

5.1.3 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI*]. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. MIDUVI.*
- American Society of Civil Engineers. *(2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-17). ASCE.*
- Federal Emergency Management Agency. *(2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440). FEMA.*
- American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19)*. ACI.

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for structural steel buildings (AISC 360-16)*. AISC.

- American National Standards Institute & American Institute of Steel Construction. (2017). *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)*. https://doi.org/10.1080/10462937.2017.1349256

- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16)*. ASCE. https://doi.org/10.1061/9780784414248

- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22)*. ASCE.

- Abad, S., Flores, F., & Maza, F. (2021). *Análisis del método para encontrar el punto de desempeño en una estructura propuesto en la ASCE 41-17 NSP*. Universidad del Azuay.

- Espinoza, P. (2015). *Diseño estructural de una edificación con secciones compuestas*. Universidad de Cuenca.

- ERN. (2012). *Microzonificación sísmica del Distrito Metropolitano de Quito: Estudio de la amenaza sísmica a nivel local*. Distrito Metropolitano de Quito.

- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2023). *Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador*. https://www.igepn.edu.ec/mapas/peligro-sismico/mapa-peligro-sismico.html

- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures, 20*(4–6), 452–464.

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-RE: Rehabilitación sísmica de estructuras*. Norma Ecuatoriana de la Construcción. https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-RE.pdf

- Mora, N. (2024). *Análisis no lineal de estructuras*. https://nmb.notion.site/ANALISIS-NO-LINEAL-DE-ESTRUCTURAS-569ca774465247508e4377ffebab79a

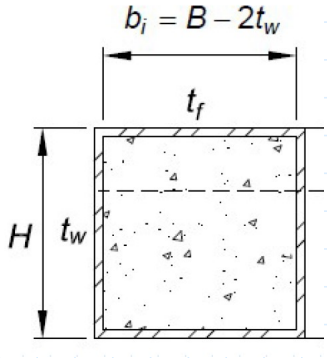
- Prato, C., Ceballos, M., & Pinto, F. (2015). *Método modal espectral*.

- Quinde, P. (2014). *Estudio de peligro sísmico del Ecuador y espectros de diseño sísmico para la ciudad de Cuenca*. Universidad Nacional Autónoma de México.

- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Ingeniería Sísmica*, (94), 1–26.

ANEXOS

Capacidad de columnas compuestas rellenas de Hormigon No Compactas



Capacidad de la seccion a compresión 300x300x4

$E_s := 2.04 \cdot 10^6 \cdot \frac{kg}{cm^2}$ $E_c := 15100 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{kg}{cm^2} = (2.188 \cdot 10^5) \frac{kg}{cm^2}$

$F_y := 2530 \cdot \frac{kg}{cm^2}$ $f'c := 210 \cdot \frac{kg}{cm^2}$

Pandeo local, revisar si los elementos son compactos, no compactos o esbeltos

TABLE I1.1a
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Steel Elements in Composite Members Subjected to Axial Compression for Use with Section I2.2

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact Composite/ Noncompact Composite	λ_r Noncompact Composite/ Slender-Element Composite	Maximum Permitted
Walls of rectangular HSS and box sections of uniform thickness	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

lim $\lambda_p := 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 64.175$ $\lambda_r := 3.0 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 85.188$

$t := 4 \cdot mm$ $b := 300 \cdot mm - 2 \cdot t = 292\ mm$

$\lambda := \frac{b}{t} = 73$ Elemento No Compacto

(b) For noncompact composite sections

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2}(\lambda - \lambda_p)^2 \qquad \text{(I2-9c)}$$

where

λ_p and λ_r are width-to-thickness ratios determined from Table I1.1a.

P_p is determined from Equation I2-9b.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \qquad \text{(I2-9d)}$$

Para secciones no compactas usamos la ecuación (I2-9d)

$A_{sr} := 0 \cdot cm^2$

$A_s := 300 \cdot mm \cdot 300 \cdot mm - 292 \cdot mm \cdot 292 \cdot mm = 47.36\ cm^2$ area de acero

$C_2 := 0.85$

$A_c := 292 \cdot mm \cdot 292 \cdot mm = 0.085\ m^2$ area de hormigon

$$P_p := F_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'c \cdot \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c}\right) = 272.017\ tonne$$

$$P_y := F_y \cdot A_s + 0.7 \cdot f'c \cdot \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c}\right) = 245.159\ tonne$$

$$P_{no} := P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \cdot (\lambda - \lambda_p)^2 = 267.279\ tonne$$

$A_g := 300 \cdot mm \cdot 300 \cdot mm = 900\ cm^2$

$$C_1 := 0.25 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g}\right) = 0.408$$

$I_{sr} := 0 \cdot cm^4 = 0\ cm^4$

$$I_s := \frac{300 \cdot mm \cdot (300 \cdot mm)^3}{12} - \frac{292 \cdot mm \cdot (292 \cdot mm)^3}{12} = (6.917 \cdot 10^3)\ cm^4$$

$$I_c := \frac{292 \cdot mm \cdot (292 \cdot mm)^3}{12} = (6.058 \cdot 10^4)\ cm^4$$

$EI_{eff} := E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{sr} + C_1 \cdot E_c \cdot I_c = 1951783.772\ kg \cdot m^2$ $(I2-5)$

$L := 2.82 \cdot m$ $K_1 := 1$

$L_c := K_1 \cdot L = 2.82\ m$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L_c^2} = 2422.33\ tonne \quad (I2-4)$$

$\frac{P_{no}}{P_e} = 0.11$ menor a 2.25

(a) When $\frac{P_{no}}{P_e} \le 2.25$

$$P_n = P_{no}\left(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) \qquad \text{(I2-2)}$$

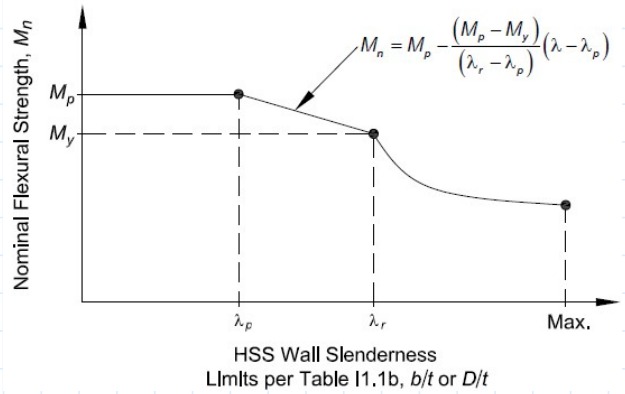
Por lo tanto:

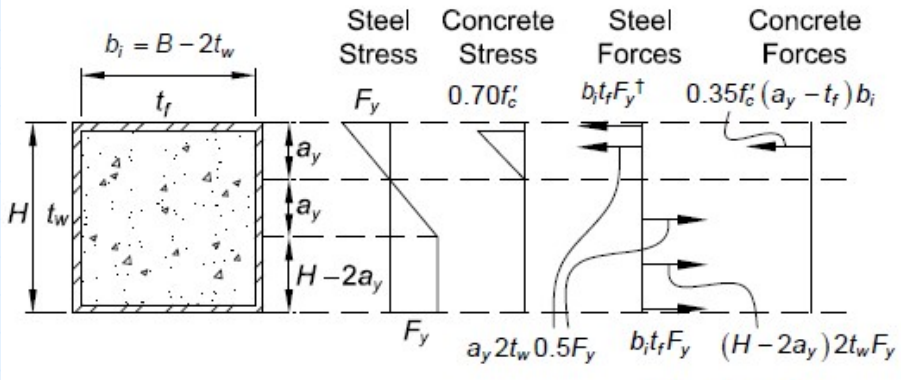
$$P_n := P_{no}\cdot\left(0.658^{\left(\frac{P_{no}}{P_e}\right)}\right) = 255.216\ \textit{tonne}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi\cdot P_n = 191.412\ \textit{tonne}$$ Resistencia de diseño

Flexión en columnas Compuestas No compactas





Neutral axis location for force equilibrium: $a_y = \frac{2F_y H t_w + 0.35f'_c b_i t_f}{4t_w F_y + 0.35f'_c b_i}$

†Neglecting stress variation over flange thickness

(b) Noncompact composite section—stress blocks for calculating M_y

$H := 300 \cdot mm$ $t_f := t = 4\ mm$ $b_i := b = 292\ mm$

$t_w := t$

$$a_y := \frac{2 \cdot F_y \cdot H \cdot t_w + 0.35 \cdot f'c \cdot b_i \cdot t_f}{4 \cdot t_w \cdot F_y + 0.35 \cdot f'c \cdot b_i} = 99.413\ mm$$

Compresión del hormigón:

$$C_c := 0.35 \cdot f'c \cdot (a_y - t_f) \cdot b_i = 20.478\ tonne$$

Distancias con respecto al eje neutro:

$$d_c := \frac{a_y - t_f}{2} = 47.707\ mm$$

Compresión del ala superior

$$C_f := b_i \cdot t_f \cdot F_y = 29.55\ tonne$$

$$d_{fc} := a_y - \frac{t_f}{2} = 97.413\ mm$$

Compresión de las 2 almas:

$$C_w := a_y \cdot 2 \cdot t_w \cdot 0.5 \cdot F_y = 10.061\ tonne$$

$$d_{wc} := \frac{a_y}{2} = 49.707\ mm$$

Tracción de las 2 almas:

$$T_w := (H - 2 \cdot a_y) \cdot 2 \cdot t_w \cdot F_y = 20.478\ tonne$$

$$d_{wt} := a_y + \frac{\left((H - 2 \cdot a_y) - \frac{t_f}{2}\right)}{2} = 149\ mm$$

Tracción del ala inferior

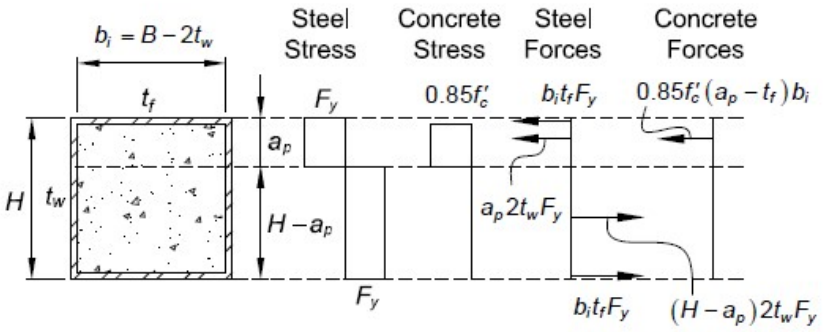
$$T_f := b_i \cdot t_f \cdot F_y = 29.55\ tonne$$

$$d_{ft} := \left(a_y + (H - 2 \cdot a_y)\right) - \frac{t_f}{2} = 198.587\ mm$$

$$T_{wr} := a_y \cdot 2 \cdot t_w \cdot 0.5 \cdot F_y = 10.061\ tonne$$

$$d_{wrt} := \frac{a_y}{2} = 49.707\ mm$$

$$M_y := C_c \cdot d_c + C_f \cdot d_{fc} + C_w \cdot d_{wc} + T_w \cdot d_{wt} + T_f \cdot d_{ft} + T_{wr} \cdot d_{wrt} = 13.775\ tonne \cdot m$$



Neutral axis location for force equilibrium: $a_p = \dfrac{2F_y H t_w + 0.85f'_c b_i t_f}{4t_w F_y + 0.85f'_c b_i}$

(a) Compact composite section—stress blocks for calculating M_p

$$a_p := \frac{2 \cdot F_y \cdot H \cdot t_w + 0.85 \cdot f'c \cdot b_i \cdot t_f}{4 \cdot t_w \cdot F_y + 0.85 \cdot f'c \cdot b_i} = 67.822 \ mm$$

Compresión del hormigón:

$$C_{cp} := 0.85 \cdot f'c \cdot (a_p - t_f) \cdot b_i = 33.266 \ tonne$$

Distancias con respecto al eje neutro:

$$d_{cp} := \frac{a_p - t_f}{2} = 31.911 \ mm$$

Compresión del ala superior

$$C_{fp} := b_i \cdot t_f \cdot F_y = 29.55 \ tonne$$

$$d_{fcp} := a_p - \frac{t_f}{2} = 65.822 \ mm$$

Compresión de las 2 almas:

$$C_{wp} := a_p \cdot 2 \cdot t_w \cdot F_y = 13.727 \ tonne$$

$$d_{wcp} := \frac{a_p}{2} = 33.911 \ mm$$

Tracción de las 2 almas:

$$T_{wp} := (H - a_p) \cdot 2 \cdot t_w \cdot F_y = 46.993 \ tonne$$

$$d_{wtp} := \frac{(H - a_p)}{2} = 116.089 \ mm$$

Tracción del ala inferior

$$T_{fp} := b_i \cdot t_f \cdot F_y = 29.55 \ tonne$$

$$d_{ftp} := H - a_p = 232.178 \ mm$$

$$M_p := C_{cp} \cdot d_{cp} + C_{fp} \cdot d_{fcp} + C_{wp} \cdot d_{wcp} + T_{wp} \cdot d_{wtp} + T_{fp} \cdot d_{ftp} = 15.788 \ tonne \cdot m$$

(b) For noncompact composite sections

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad \text{(I3-5b)}$$

where

λ, λ_p, and λ_r are width-to-thickness ratios determined from Table I1.1b.

$$M_n := M_p - (M_p - M_y) \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) = 14.943 \ tonne \cdot m$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 13.449 \ tonne \cdot m$$

Resistencia de diseño a flexión



$bf := 50\ cm$

$bw := 10\ cm$

$h := 20\ cm$

$hf := 5\ cm$

$$\bar{y} = \frac{(bf \cdot hf)(h - hf/2) + [bw \cdot (h-hf)] \cdot (h-hf)/2}{bf \cdot hf + bw \cdot (h-hf)}$$

$I_{xx} = I_1 + I_2 \rightarrow I + A \cdot y^2$

$$I_{xx} = \frac{bf \cdot hf^3}{12} + (bf \cdot hf)(h - \bar{y} - hf/2)^2 + \frac{bw \cdot (h-hf)^3}{12} + bw \cdot (h-hf) \cdot \left[\bar{y} - (h-hf)/2\right]^2$$

$$I_{xx} = \frac{bf \cdot heq^3}{12} \qquad heq = \sqrt[3]{\frac{I_{xx} \cdot 12}{bf}}$$

$$yr := \frac{(bf \cdot hf) \cdot \left(h - \frac{hf}{2}\right) + (bw \cdot (h-hf)) \cdot \left(\frac{(h-hf)}{2}\right)}{(bf \cdot hf) + (bw \cdot (h-hf))} = 13.75\ cm$$

$$I_1 := \frac{(bf \cdot hf^3)}{12} + (bf \cdot hf) \cdot \left((h-yr) - \frac{hf}{2}\right)^2 = (4.036 \cdot 10^3)\ cm^4$$

$$I_2 := \frac{bw \cdot (h-hf)^3}{12} + bw \cdot (h-hf) \cdot \left(yr - \frac{(h-hf)}{2}\right)^2 = (8.672 \cdot 10^3)\ cm^4$$

$$I_{xx} := I_1 + I_2 = (1.271 \cdot 10^4)\ cm^4$$

$$heq := \sqrt[3]{\frac{I_{xx} \cdot 12}{bf}} = 14.502\ cm$$