



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

TEMA:

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE SEGUNDO ORDEN DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS DE
HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE QUITO CONSIDERANDO DEFORMACIÓN
POR FLUENCIA Y ENCOGIMIENTO**

AUTOR:

ING. DIEGO EMILIO BRAVO TORRES

TUTOR:

ING. JUAN ALFARO ERAZO VERDUGO MSC.

QUITO, DICIEMBRE 2025

DEDICATORIA

A mis padres, por su amor incondicional, su paciencia infinita y su constante apoyo en cada etapa de mi vida.

Gracias por enseñarme el valor del esfuerzo, la perseverancia y la responsabilidad.

Este logro no solo es mío, sino también suyo, porque sin su guía, sus palabras de aliento y su fe en mí, este camino no habría sido posible.

Con todo mi cariño y gratitud, les dedico este trabajo como un pequeño reflejo de todo lo que me han dado.

AGRADECIMIENTO

A mis maestros,

por compartir generosamente sus conocimientos, su experiencia y su vocación por la enseñanza. Gracias por su guía, por las exigencias que me motivaron a superarme y por el compromiso demostrado en cada clase. Su acompañamiento fue fundamental para mi crecimiento académico y profesional.

A mis compañeros,

por su apoyo constante, su compañerismo y las valiosas experiencias compartidas durante este camino. Gracias por las conversaciones, los trabajos en equipo y los momentos de aprendizaje conjunto que enriquecieron esta etapa.

A todos ustedes, mi sincero agradecimiento por haber sido parte esencial de este proceso y por contribuir a que esta meta hoy sea una realidad.

RESUMEN

La presente investigación examina el comportamiento estructural de una edificación de cinco niveles construida en hormigón armado en la ciudad de Quito, considerando los efectos diferidos del material como la fluencia y el encogimiento junto con los fenómenos de segundo orden. La investigación se desarrolló bajo un enfoque analítico y computacional, iniciando con un análisis lineal que permitió determinar las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales conforme a los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

Posteriormente, se efectuó un análisis no lineal estático del tipo Pushover, destinado a identificar el punto de desempeño de la estructura, la aparición de rótulas plásticas y los mecanismos de falla ante sollicitaciones sísmicas. En una etapa adicional, se incorporaron los efectos de fluencia y encogimiento del concreto a largo plazo, simulando el comportamiento de la estructura para horizontes de 20, 50 y 100 años, según los modelos predictivos propuestos por el (EUCOCODE 2).

El desarrollo de esta investigación busca comprender el impacto que tienen las deformaciones dependientes del tiempo sobre la rigidez, los desplazamientos y la estabilidad global de las edificaciones, con el propósito de contribuir a la optimización de los futuros diseños estructurales y promover prácticas de ingeniería más seguras, duraderas y sostenibles en construcciones de hormigón armado ubicadas en zonas sísmicas del Ecuador.

Palabras clave:

Fluencia, encogimiento, análisis no lineal Pushover, desempeño estructural, rótulas plásticas

ABSTRACT

This research examines the structural behavior of a five-story reinforced concrete building located in the city of Quito, considering the time-dependent effects of the material, such as creep and shrinkage, together with second-order phenomena. The study was developed under an analytical and computational approach, beginning with a linear analysis that allowed the determination of the dimensions and properties of the structural elements in accordance with the guidelines of the Ecuadorian Construction Code (NEC 2015).

Subsequently, a nonlinear static analysis of the Pushover type was carried out to identify the performance point of the structure, the formation of plastic hinges, and the failure mechanisms under seismic loads. In an additional stage, long-term creep and shrinkage effects of the concrete were incorporated, simulating the structural behavior over time limits of 20, 50, and 100 years, based on predictive models recommended by the (EUCOCODE 2).

This research aims to understand the influence of time-dependent deformations on the stiffness, displacements, and overall stability of reinforced concrete buildings, with the purpose of contributing to the optimization of future structural designs and promoting safer, more durable, and sustainable engineering practices for reinforced concrete constructions in seismic regions of Ecuador.

Key words:

Creep, shrinkage, nonlinear Pushover analysis, structural performance, plastic hinges.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	5
CAPÍTULO I.....	14
GENERALIDADES	14
1.1. Introducción.....	14
1.2. Planteamiento del problema	15
1.3. Justificación.....	15
1.4. Objetivos	16
1.5. Alcance.....	17
1.6. Metodología.....	17
1.7. Marco teórico y conceptual.....	18
CAPÍTULO II.....	32
ANÁLISIS LINEAL DE LA EDIFICACIÓN.....	32
2.1. Modelo Estructural.....	32
2.2. Materiales.....	35
2.3. Secciones.....	37
2.4. Cargas.....	39
2.5. Análisis Sísmico	40
2.6. Combinaciones de carga	41
2.7. Resultados	47
CAPÍTULO III.....	52
ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN DE LA EDIFICACIÓN	52
3.1. Configuraciones y calibración general	52
3.2. Configuraciones Dirección X.....	64
3.3. Configuraciones Dirección Y.....	67
3.4. Resultados Dirección X	70
3.5. Resultados Dirección Y	75
CAPÍTULO IV	84
CÁLCULO DE DEFORMACIÓN Y FLUENCIA EN ANÁLISIS NO LINEAL	84
4.1. Cálculo de Deformación por Fluencia y Encogimiento para 20 años	84
4.2. Cálculo de Deformación por Fluencia y Encogimiento para 50 años	87
4.3. Cálculo de Deformación por Fluencia y Encogimiento para 100 años	90
4.4. Resumen de parámetros calculados.....	93

CAPÍTULO V	94
ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN CONSIDERANDO DEFORMACIÓN POR FLUENCIA Y ENCOGIMIENTO	94
5.1. Análisis Pushover sentido X – 20 años	94
5.2. Análisis Pushover sentido X – 50 años	98
5.3. Análisis Pushover sentido X – 100 años	102
5.4. Análisis Pushover sentido Y – 20 años	106
5.5. Análisis Pushover sentido Y – 50 años	110
5.6. Análisis Pushover sentido Y – 100 años	113
CAPÍTULO VI	119
ANÁLISIS NO LINEAL – CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS	119
6.1. Construcción por etapas	119
6.2. Análisis de resultados	128
CAPÍTULO VII	132
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	132
7.1. Conclusiones	132
7.2. Recomendaciones	133
BIBLIOGRAFÍA	134
ANEXOS	137
Geometría Específica	137
Geometría General	141
Armadura de secciones transversales	146

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/ desplazamientos).....	22
Figura 2 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño ...	23
Figura 3 Distribución de fuerzas laterales (método Pushover)	26
Figura 4 Curva fuerza vs deformación o rotación.....	27
Figura 5 Curva de capacidad para elementos de hormigón armado.	27
Figura 6 Niveles de desempeño.....	29
Figura 7 Modelo en 3D del Proyecto “Bello Horizonte”	32
Figura 8 Nivel 1 (N+3.24).....	33
Figura 9 Nivel 2 (N+3.6m).....	33
Figura 10 Niveles 3, 4 y 5 (N+9.36, N+12.42 y N+15.48).....	34
Figura 11 Losa tapa grada	34
Figura 12 Propiedades de diseño del Hormigón.....	35
Figura 13. Módulo de elasticidad	35
Figura 14 Propiedades no lineales del hormigón.....	36
Figura 15 Fy y Fu del Acero de Refuerzo	36
Figura 16 Parámetros No Lineales del acero de refuerzo.	37
Figura 17 Listado de secciones utilizadas.....	37
Figura 18 Inercia agrietada en Columnas.....	38
Figura 19 Inercia agrietada en Vigas.....	38
Figura 20 Dimensiones de la Losa	39
Figura 21 Distribución de Cargas Muerta y Viva en Losas	40
Figura 22 Espectro de Respuesta para suelo tipo D	41
Figura 23 Combinación U1.....	42
Figura 24 Combinación U2.....	42
Figura 25 Combinación U5 DINAMICO Dirección Y	43
Figura 26 Combinación U5 DINAMICO Dirección X.....	43
Figura 27 Combinación U5 ESTATICO Dirección X-	44
Figura 28 Combinación U5 ESTATICO Dirección X+	44
Figura 29 Combinación U5 ESTATICO Dirección Y-.....	45
Figura 30 Combinación U7 Dirección Y+.....	45
Figura 31 Combinación U7 DINAMICO Dirección X.....	46
Figura 32 Combinación U7 DINAMICO Dirección Y	46
Figura 33 Deriva en Sentido X – Estático.....	47
Figura 34 Deriva en Sentido Y – Estático	47
Figura 35 Deriva en Sentido X – Dinámico.....	48
Figura 36 Deriva en Sentido Y – Dinámico.....	48
Figura 37 Ratios de Capacidad Columna Fuerte – Viga Débil.....	50
Figura 38 Comprobación de fallas en la Estructura	51
Figura 39 Fuerte de Masa para el análisis no Lineal	52
Figura 40 Inercias agrietadas para Vigas en el Modelo No Lineal	53
Figura 41 Inercias agrietadas para Columnas en el Modelo No Lineal.....	53
Figura 42 Cambio de tipo de modelo para la Losa	54
Figura 43 Espectro Elástico para análisis No lineal.....	55

Figura 44 Secciones finales de los elementos	55
Figura 45 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 1.....	56
Figura 46 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 2.....	56
Figura 47 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 3.....	57
Figura 48 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 4.....	57
Figura 49 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 5.....	58
Figura 50 Distribución final de elementos estructurales en la TAPAGRADA.....	58
Figura 51 Caso de carga no lineal Estático Gravitacional	61
Figura 52 Caso de Carga PUSHOVER X.....	62
Figura 53 Configuraciones para el caso de carga de PUSHOVER Dirección X.....	62
Figura 54 Caso de Carga PUSHOVER Dirección Y	63
Figura 55 Configuraciones para el caso de carga de PUSHOVER Dirección Y.....	63
Figura 56 Rótulas Plásticas Eje 2.....	64
Figura 57 Rótulas Plásticas Eje 3.....	64
Figura 58 Rótulas Plásticas Eje 4.....	65
Figura 59 Rótulas Plásticas Eje 5.....	65
Figura 60 Rótulas Plásticas Eje 6.....	66
Figura 61 Rótula Plástica para Viga de 35x50.....	66
Figura 62 Rótula Plástica para Columna de 45x50	67
Figura 63 Rótulas Plásticas Eje A	67
Figura 64 Rótulas Plásticas Eje B	68
Figura 65 Rótulas Plásticas Eje C	68
Figura 66 Rótula Plástica para Viga de 35x45.....	69
Figura 67 Rótula Plástica para Columna de 45x50 Sentido Y	69
Figura 68 Curva de capacidad Pushover Sentido X	70
Figura 69 Pushover X, Paso 1	70
Figura 70 Pushover X, Paso 2	71
Figura 71 Pushover X, Paso 3	71
Figura 72 Pushover X, Paso 4	72
Figura 73 Pushover X, Paso 5	72
Figura 74 Pushover X, Paso 6	73
Figura 75 Pushover X, Paso 7	73
Figura 76 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X.....	74
Figura 77 Punto de desempeño para el Pushover X.....	74
Figura 78 Paso 5, Pushover X, con niveles de desempeño.....	75
Figura 79 Curva de capacidad Pushover Sentido Y	76
Figura 80 Pushover Y, Paso 1	77
Figura 81 Pushover Y, Paso 2.....	77
Figura 82 Pushover Y, Paso 3.....	78
Figura 83 Pushover Y, Paso 4.....	78
Figura 84 Pushover Y, Paso 5.....	79
Figura 85 Pushover Y, Paso 6.....	79
Figura 86 Pushover Y, Paso 7.....	80
Figura 87 Pushover Y, Paso 8.....	80
Figura 88 Pushover Y, Paso 14	81
Figura 89 Pushover Y, Paso 15.....	81
Figura 90 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y	82

Figura 91 Punto de desempeño para el Pushover Y.....	82
Figura 92 Paso 6, Pushover Y, con niveles de desempeño	83
Figura 93 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido X – 20 años	94
Figura 94 Curva de capacidad Pushover Sentido X – 20 años.....	95
Figura 95 Rótulas plásticas Pushover X – 20 años, Paso final.....	95
Figura 96 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X – 20 años	96
Figura 97 Punto de desempeño para el Pushover X – 20 años.....	97
Figura 98 Paso 5, Pushover X 20 años, con niveles de desempeño	97
Figura 99 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido X – 50 años	98
Figura 100 Curva de capacidad Pushover Sentido X – 50 años.....	99
Figura 101 Rótulas plásticas Pushover X – 50 años, Paso final.....	99
Figura 102 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X – 50 años	100
Figura 103 Punto de desempeño para el Pushover X – 50 años.....	101
Figura 104 Paso 5, Pushover X 50 años, con niveles de desempeño	101
Figura 105 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido X – 100 años.....	102
Figura 106 Curva de capacidad Pushover Sentido X – 100 años.....	103
Figura 107 Rótulas plásticas Pushover X – 100 años, Paso final.....	103
Figura 108 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X – 100 años	104
Figura 109 Punto de desempeño para el Pushover X – 100 años.....	105
Figura 110 Paso 5, Pushover X 100 años, con niveles de desempeño	105
Figura 111 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido Y – 20 años	106
Figura 112 Curva de capacidad Pushover Sentido Y – 20 años	107
Figura 113 Rótulas plásticas Pushover Y – 20 años, Paso final	107
Figura 114 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y – 20 años.	108
Figura 115 Punto de desempeño para el Pushover Y – 20 años.	109
Figura 116 Paso 8, Pushover Y 20 años, con niveles de desempeño	109
Figura 117 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido Y – 50 años	110
Figura 118 Curva de capacidad Pushover Sentido Y – 50 años	111
Figura 119 Rótulas plásticas Pushover Y – 50 años, Paso final	111
Figura 120 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y – 50 años.	112
Figura 121 Punto de desempeño para el Pushover Y – 50 años.....	112
Figura 122 Paso 5, Pushover Y 50 años, con niveles de desempeño	113
Figura 123 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido Y – 100 años.....	114
Figura 124 Curva de capacidad Pushover Sentido Y – 100 años.....	114
Figura 125 Rótulas plásticas Pushover Y – 100 años, Paso final	115
Figura 126 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y – 100 años	116
Figura 127 Punto de desempeño para el Pushover Y – 100 años.....	117
Figura 128 Paso 5, Pushover Y 100 años, con niveles de desempeño	117
Figura 129. Propiedades del Concreto, dependientes del tiempo.....	119
Figura 130 Creación de caso de carga – No lineal para construcción por Etapas	120

Figura 131 Configuración de carga viva, posterior al año.....	120
Figura 132 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 1	121
Figura 133 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 2	121
Figura 134 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 3	122
Figura 135 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 4	122
Figura 136 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 5	123
Figura 137 Deformaciones verticales posterior a la construcción de la tapa grada.	123
Figura 138 Deformaciones verticales incluyendo carga viva y 1 año de vida de la estructura.	124
Figura 139 Deformaciones verticales 10 años de vida de la estructura.....	124
Figura 140 Deformaciones verticales 20 años de vida de la estructura.....	125
Figura 141 Deformaciones verticales 30 años de vida de la estructura.....	125
Figura 142 Deformaciones verticales 40 años de vida de la estructura.....	126
Figura 143 Deformaciones verticales 50 años de vida de la estructura.....	126
Figura 144 Deformaciones verticales 100 años de vida de la estructura.....	127
Figura 145 Curva Tiempo – Coeficiente de Deformación por Fluencia.....	127
Figura 146 Curva Tiempo – Deformación Unitaria por encogimiento.....	128
Figura 147 Deflexión máxima en Losa – Modelo Lineal	128
Figura 148 Deflexión máxima en Losa – Modelo No Lineal 100 años	129
Figura 149 Deflexión en Viga – Combo Servicio – Modelo Lineal	129
Figura 150 Deflexión en Viga – Largo Plazo – Modelo No Lineal	130
Figura 151 Deformación vertical en modelo lineal.....	130
Figura 152 Deformación vertical en modelo No Lineal	131
Figura 153 Detalle de Columna de 35x35	137
Figura 154 Detalle de Columna de 45x45	137
Figura 155 Detalle de Columna de 45x50	138
Figura 156 Detalle de Columna de 50x50	138
Figura 157 Detalle de Viga de 25x20	139
Figura 158 Detalle de Viga de 30x40	139
Figura 159 Detalle de Viga de 30x45	140
Figura 160 Detalle de Viga de 35x50	140
Figura 161 Distribución de elementos en pórtico A	141
Figura 162 Distribución de elementos en pórtico B	141
Figura 163 Distribución de elementos en pórtico C.....	142
Figura 164 Distribución de elementos en pórtico 0.....	142
Figura 165 Distribución de elementos en pórtico 1.....	143
Figura 166 Distribución de elementos en pórtico 2.....	143
Figura 167 Distribución de elementos en pórtico 3.....	144
Figura 168 Distribución de elementos en pórtico 4.....	144
Figura 169 Distribución de elementos en pórtico 5.....	145
Figura 170 Distribución de elementos en pórtico 6.....	145
Figura 171 Armadura de Sección Transversal para Columna de 35X35.....	146
Figura 172 Armadura de Sección Transversal para Columna de 45X50.....	146
Figura 173 Armadura de Sección Transversal para Columna de 45X45.....	147
Figura 174 Armadura de Sección Transversal para Columna de 50X50.....	147
Figura 175 Armadura de Sección Transversal para VIGA 25X20 X.....	148

Figura 176 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 XE (SENTIDO X EXTERNA).....	148
Figura 177 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 XI (SENTIDO X INTERNA)	149
Figura 178 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 YE (SENTIDO Y EXTERNA)	149
Figura 179 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 YI (SENTIDO Y INTERNA)	150
Figura 180 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X45 XE (SENTIDO X EXTERNA).....	150
Figura 181 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X45 XI (SENTIDO X INTERNA)	151
Figura 182 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X45 YI (SENTIDO Y INTERNA)	151
Figura 183 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X45 YE (SENTIDO Y EXTERNA)	152
Figura 184 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X45 (SENTIDO YI)	152
Figura 185 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 XE (SENTIDO X EXTERNA).....	153
Figura 186 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 XI (SENTIDO X INTERNA)	153
Figura 187 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 YE (SENTIDO Y EXTERNA)	154
Figura 188 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 YI (SENTIDO Y INTERNA)	154

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Parámetros para el cálculo del cortante Basal.....	40
Tabla 2	Resultados del Cortante Basal	41
Tabla 3	Resumen de derivas de piso	49
Tabla 4	Factores de participación modal	49
Tabla 5	Armado de Vigas YE.....	59
Tabla 6	Armado de Vigas YI	59
Tabla 7	Armado de vigas XE	60
Tabla 8	Armado de vigas XI.....	60
Tabla 9	Porcentaje de participación Modal – Caso No Lineal	62
Tabla 10	Resultados Pushover dirección X	75
Tabla 11	Resultados Pushover dirección Y.....	83
Tabla 12	Resultados Creep and Shrinkage, para 20 años.....	87
Tabla 13	Resultados Creep and Shrinkage, para 50 años.....	90
Tabla 14	Resultados Creep and Shrinkage, para 100 años.....	93
Tabla 15	Resumen de parámetros de Creep and Shrinkage para 20, 50 y 100 años	93
Tabla 16	Resultados Pushover dirección X – 20 años.....	98
Tabla 17	Resultados Pushover dirección X – 50 años.....	102
Tabla 18	Resultados Pushover dirección X – 100 años.....	106
Tabla 19	Resultados Pushover dirección Y – 20 años.....	110
Tabla 20	Resultados Pushover dirección Y – 50 años.....	113
Tabla 21	Resultados Pushover dirección Y – 100 años.....	118
Tabla 22	Resumen de parámetros en Dirección X	118
Tabla 23	Resumen de parámetros en Dirección Y	118

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El desarrollo urbano acelerado y la creciente demanda de edificios de gran altura en las principales ciudades ecuatorianas han impulsado la adopción del hormigón armado como material predominante en la construcción. Este material ofrece ventajas de resistencia, durabilidad y versatilidad, pero también presenta fenómenos diferidos que modifican su comportamiento estructural a lo largo del tiempo. En este contexto, la ciudad de Quito ubicada en la zona andina y caracterizada por su alta actividad sísmica, variaciones climáticas y exigencias normativas cada vez más estrictas representa un entorno particularmente desafiante para el diseño de edificaciones seguras y durables.

El proyecto “Bello Horizonte”, un edificio de cinco pisos de hormigón armado ubicado en el norte de Quito constituye un caso de estudio idóneo para abordar estos retos. La estructura se compone de un sistema aporticado resistente a momentos, sometido a cargas gravitacionales y a las acciones sísmicas propias de la región. En este tipo de edificaciones, los análisis convencionales de primer orden, que asumen linealidad geométrica y propiedades instantáneas del concreto, pueden subestimar los efectos de deformaciones diferidas y redistribución de esfuerzos, comprometiendo con ello los niveles de seguridad y servicio previstos en la etapa de diseño.

El análisis estructural de segundo orden incorpora explícitamente la no linealidad geométrica y permite evaluar de forma más realista los desplazamientos y la estabilidad global, especialmente en elementos esbeltos o en sistemas sometidos a cargas laterales significativas. Al integrar en este análisis los efectos de la deformación por fluencia (creep) y el encogimiento (shrinkage) del concreto, se obtiene una representación más precisa del comportamiento a largo plazo, permitiendo tomar decisiones fundamentadas sobre secciones, refuerzos, detalles constructivos y estrategias de mantenimiento. En este sentido, el presente trabajo no solo busca verificar el cumplimiento normativo, sino también aportar criterios técnicos que promuevan el diseño responsable y sostenible de edificaciones en el Ecuador.

1.2. Planteamiento del problema

Para el diseño tradicional de edificios de hormigón armado en Quito no siempre se contemplan de forma explícita los efectos diferidos del concreto. La deformación por fluencia, entendida como la deformación gradual bajo cargas constantes a lo largo del tiempo, y el encogimiento, relacionado con la contracción volumétrica del material durante y después del fraguado, pueden generar:

- Incrementos significativos en las deformaciones laterales y verticales de la estructura.
- Redistribución de esfuerzos en vigas y columnas.
- Reducción de la rigidez efectiva y aumento de la esbeltez de elementos comprimidos.
- Aparición de fisuras y pérdida progresiva de la capacidad resistente.

Estas consecuencias afectan directamente la estabilidad global, la funcionalidad y la durabilidad de la edificación. En una estructura aporticada de cinco pisos como “Bello Horizonte”, ubicada en una zona de alta actividad sísmica, estas deformaciones diferidas pueden amplificar los efectos del segundo orden ($P-\Delta$), comprometiendo los factores de seguridad previstos en el diseño inicial.

Por lo tanto, se plantea como problema central la necesidad de analizar y diseñar de segundo orden la edificación “Bello Horizonte” considerando los efectos de fluencia y encogimiento del concreto, con el fin de cuantificar su impacto en el comportamiento estructural y proponer estrategias de mitigación que garanticen su desempeño y estabilidad a largo plazo.

1.3. Justificación

En Ecuador, la mayoría de las edificaciones medianas y altas se proyectan con hormigón armado, pero en muchas ocasiones los efectos diferidos del material se consideran solo de manera indirecta mediante factores de ajuste simplificados. Esta práctica puede ser suficiente en estructuras poco esbeltas o con demandas limitadas de servicio; sin embargo, en edificaciones de varios niveles situadas en zonas sísmicas, los efectos acumulados de la deformación por fluencia y el encogimiento pueden traducirse en desplazamientos adicionales, así como en la vida útil de la estructura.

La deformación por fluencia es el fenómeno mediante el cual el concreto sometido a cargas constantes experimenta deformaciones adicionales con el tiempo, redistribuyendo esfuerzos en los elementos estructurales. Por su parte, el encogimiento corresponde a la contracción volumétrica del material durante el fraguado y el secado posterior, generando

tensiones internas y potenciales grietas. Estos fenómenos, cuando no se controlan adecuadamente, pueden ocasionar:

- Incremento en los efectos de segundo orden ($P-\Delta$), reduciendo los márgenes de estabilidad global.
- Aumento de las deformaciones diferidas y de la flecha en vigas y losas, afectando la funcionalidad de espacios y acabados.
- Redistribución no prevista de momentos y fuerzas axiales en columnas y muros, con riesgo de sobrecargar elementos críticos.
- Aparición de fisuras que disminuyen la durabilidad y favorecen la corrosión del refuerzo.

En el edificio Bello Horizonte, al tratarse de una estructura aperturada de cinco pisos en un contexto urbano y sísmico exigente, estos efectos adquieren especial relevancia. Un análisis de segundo orden que incorpore fluencia y encogimiento permitirá cuantificar su influencia en la respuesta global y proponer soluciones de diseño y construcción que mitiguen los riesgos asociados. Además, este estudio generará un marco metodológico replicable para otros proyectos similares en el país, contribuyendo a elevar el estándar profesional en el ámbito de las estructuras de hormigón armado.

La justificación del presente trabajo radica, por tanto, en la necesidad de cerrar la brecha entre el diseño teórico y el comportamiento real de las estructuras, incorporando parámetros que tradicionalmente se han tratado de forma simplificada o se han omitido. Con ello se busca garantizar no solo la resistencia y estabilidad inmediatas, sino también la seguridad, funcionalidad y durabilidad a lo largo de la vida útil de la edificación, en consonancia con los principios de diseño por desempeño promovidos por las normas internacionales contemporáneas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Analizar y diseñar una edificación de 5 pisos de hormigón armado con un sistema de pórticos resistentes a momentos en la ciudad de Quito, considerando la deformación por fluencia y encogimiento de la estructura, con el fin de implementar estrategias de diseño para mitigar estos efectos y garantizar la integridad de la estructura durante su vida útil.

1.4.2. Objetivos específicos

- Evaluar los efectos de la deformación por fluencia y el encogimiento en los diferentes elementos estructurales de la edificación de 5 pisos de hormigón armado.

- Analizar diferentes técnicas y estrategias para calcular los efectos de la deformación por fluencia y el encogimiento en la estructura.
- Realizar un diseño de segundo orden y verificación de las deformaciones de la edificación.
- Proponer recomendaciones y directrices para el control y monitoreo de los efectos de la deformación por fluencia y el encogimiento durante la construcción y vida útil de la edificación, con el fin de asegurar su integridad estructural a largo plazo.

1.5. Alcance

El presente estudio abarca el análisis y diseño de segundo orden del edificio Bello Horizonte, una estructura de 5 pisos de hormigón armado con sistema aporticado resistente a momentos ubicada en el norte de Quito, con un suelo tipo D según lo especifica la (NEC 2015). Se evaluará específicamente la influencia de la deformación por fluencia y del encogimiento del concreto en el comportamiento global y en los elementos principales de la edificación.

El trabajo comprende la modelación y análisis estructural, la verificación de deformaciones y estabilidad según normativa ecuatoriana vigente y referencias internacionales, y la formulación de recomendaciones para mitigar los efectos diferidos en el diseño y construcción. Quedan fuera del alcance ensayos experimentales, maquetas y análisis de costos, limitándose la investigación al estudio documental y al análisis estructural computacional.

1.6. Metodología

La presente investigación se desarrollará bajo un enfoque analítico y cuantitativo, orientado a examinar el comportamiento estructural de una edificación de hormigón armado considerando los efectos diferidos del material, específicamente la fluencia y el encogimiento. La metodología aplicada se estructurará en distintas etapas, permitiendo contrastar los resultados obtenidos mediante un análisis lineal con aquellos derivados de un análisis no lineal estático del tipo Pushover, incorporando la influencia de las deformaciones dependientes del tiempo.

En la primera fase se efectuará un análisis lineal elástico de la estructura, con el propósito de definir las dimensiones más adecuadas para los elementos principales como: vigas, columnas y losas y asegurar el cumplimiento de los criterios de resistencia y rigidez establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015). Esta etapa incluirá la modelación tridimensional del edificio en Etabs, la asignación de materiales y secciones

transversales, la configuración de las condiciones de borde, así como la aplicación de las combinaciones de carga muerta, viva y sísmica exigidas por la normativa. Posteriormente, se verificarán los parámetros de control estructural, tales como las derivas máximas, el cortante basal y la relación columna fuerte-viga débil, asegurando que el sistema aporticado mantenga un comportamiento estructural estable en ambas direcciones principales.

En la segunda etapa se llevará a cabo el análisis no lineal estático (Pushover), con el objetivo de caracterizar la respuesta inelástica de la edificación y determinar su punto de desempeño ante acciones sísmicas. Para ello, los modelos serán calibrados incorporando las propiedades no lineales de los materiales, la fisuración del concreto y el refuerzo real de los elementos. A través de la aplicación gradual de un patrón lateral de cargas, se observará la aparición de rótulas plásticas, la redistribución de rigideces y la evolución de los mecanismos de falla. Los resultados obtenidos se representarán mediante curvas de capacidad, que relacionan el cortante basal con el desplazamiento máximo alcanzado por la estructura.

La tercera fase consistirá en incorporar los efectos de fluencia y encogimiento del concreto dentro del modelo estructural. Para este fin se determinarán parámetros dependientes del tiempo, que serán calculados para intervalos de 20, 50 y 100 años, conforme a los modelos predictivos del (EUCOCODE 2), donde su aplicación y la decisión de utilizar esta metodología se explicará en el capítulo IV. Dichos parámetros se integrarán en el software con el que se va a trabajar, permitiendo analizar el impacto de las deformaciones diferidas sobre la rigidez global, los desplazamientos, la formación de rótulas y los niveles de desempeño estructural. La comparación entre los modelos con y sin estos efectos permitirá cuantificar su influencia real en la estabilidad y comportamiento global del edificio.

Finalmente, se desarrollará un análisis comparativo integral entre las diferentes fases, en el que se evaluarán las variaciones en el punto de desempeño, la capacidad de disipar energía, las deformaciones verticales y los modos de falla observados. Este procedimiento permitirá establecer conclusiones sólidas sobre la relevancia de considerar la fluencia y el encogimiento en el diseño estructural de edificaciones de varios niveles, además de proponer recomendaciones técnicas orientadas al diseño por desempeño y a la mejora de la durabilidad de las estructuras de hormigón armado en el contexto ecuatoriano.

1.7. Marco teórico y conceptual

1.7.1. Marco referencial

El Ecuador, y en particular la ciudad de Quito, se caracterizan por un parque inmobiliario dominado por edificaciones de hormigón armado de entre cuatro y diez pisos destinados a uso residencial y de oficinas. Este tipo de construcciones, aunque ampliamente

difundido, presenta desafíos importantes en términos de diseño estructural por ubicarse en una de las zonas de mayor actividad sísmica del continente y por las condiciones climáticas que favorecen procesos de retracción y pérdida de humedad en el concreto. En los últimos años, la normativa ecuatoriana (NEC 2015) ha incorporado disposiciones más estrictas para el diseño sísmico y el dimensionamiento de elementos estructurales, pero el tratamiento explícito de los efectos diferidos del concreto como la fluencia y el encogimiento aún no es habitual en los proyectos corrientes. En este contexto, el análisis del edificio *Bello Horizonte* se inscribe en una tendencia académica y profesional que busca elevar el nivel de precisión y seguridad de los diseños estructurales mediante el uso de análisis de segundo orden y la consideración de parámetros de comportamiento a largo plazo.

1.7.2. Marco teórico y conceptual

1.7.2.1. Análisis estructural

El análisis estructural consiste en el proceso mediante el cual se calculan y determinan los efectos que producen las cargas externas y las fuerzas internas en una estructura, edificio u objeto. Esta disciplina resulta fundamental para que los ingenieros estructurales comprendan con precisión las rutas de transmisión de cargas y los impactos que dichas cargas generan sobre los elementos de diseño (Carigliano, 2015). Gracias a este análisis, es posible garantizar que una estructura, componente o sistema sea seguro y funcional bajo las solicitaciones previstas durante su vida útil.

El análisis estructural puede efectuarse en distintas fases del ciclo de vida de un proyecto: diseño, construcción, pruebas o etapa post constructiva y debe considerar las características de los materiales, su geometría y los tipos de cargas aplicadas. Habitualmente se evalúan de manera individual los elementos que conforman el sistema estructural, así como las solicitaciones que actúan sobre ellos. Entre estos elementos se encuentran vigas, losas, columnas, cables y muros, los cuales deben verificarse frente a cargas muertas (peso propio), cargas vivas (personas, mobiliario, vehículos) y acciones ambientales, como el viento o los sismos. Analizar cómo responde cada elemento ante estas solicitaciones constituye el núcleo del análisis estructural y es esencial para un diseño seguro y eficiente (BuildSoft, 2022).

1.7.2.2. Conceptos fundamentales

1.7.2.2.1. Estructura

En el contexto del análisis estructural, se entiende por estructura a todo sistema físico concebido para soportar cargas y resistir las acciones que sobre él actúan. Este concepto abarca desde elementos simples, como una viga aislada, hasta sistemas complejos como

edificios de varios niveles o grandes puentes. El análisis estructural examina el comportamiento de estas estructuras frente a distintas condiciones de carga, identificando las fuerzas internas que se desarrollan en sus componentes y evaluando su capacidad para resistir deformaciones excesivas o fallas. Esta evaluación resulta esencial para asegurar la seguridad y la durabilidad de las obras, proporcionando la base para diseñar sistemas estructurales eficientes y confiables.

1.7.2.2.2. Carga

Las cargas estructurales son todas las acciones que actúan sobre una edificación y que provienen tanto del peso propio de los materiales y componentes constructivos como del uso y ocupación del inmueble y del equipamiento instalado. A ellas se suman los efectos de origen ambiental y climático, como el viento, la nieve, los sismos o las variaciones de temperatura. En términos generales, una carga es cualquier fuerza o acción externa que incide sobre los elementos resistentes de la estructura, incluyendo su propio peso (Revista digital Arqzon, 2024). Estas acciones pueden clasificarse en cargas muertas (peso propio de los materiales), cargas vivas (personas, mobiliario y objetos) y cargas ambientales (viento, nieve, sismos, gradientes térmicos, entre otras). El análisis estructural tiene como finalidad determinar cómo estas cargas afectan al sistema resistente, calculando las tensiones y deformaciones internas para verificar que la estructura pueda soportarlas con seguridad durante su vida útil.

1.7.2.2.3. Esfuerzo

Los esfuerzos pueden entenderse como las fuerzas internas que se desarrollan en un cuerpo debido a la acción de cargas externas, producto de la interacción entre las partículas del propio material. Constituyen la medida de la intensidad con que dichas fuerzas internas actúan sobre las distintas secciones del elemento estructural. En la práctica, los componentes de una estructura suelen estar sometidos de manera simultánea a varios tipos de esfuerzos (E-CONSTRUIR, 2024). Entre las principales manifestaciones se encuentran la tracción, la compresión, la flexión, la torsión y el cortante. El análisis de estos esfuerzos es esencial para verificar que los elementos estructurales puedan soportar las solicitaciones sin deformaciones excesivas ni fallas, garantizando así la seguridad y la durabilidad de la construcción.

1.7.2.2.4. Deformación

Todo elemento estructural que se encuentra sometido a cargas experimenta algún grado de deformación. En la mayoría de los casos, estos cambios son tan pequeños que no pueden apreciarse a simple vista y requieren de instrumentos para ser cuantificados. La deformación puede definirse como la modificación en la forma o dimensiones de un elemento

estructural ocasionada por la acción de fuerzas mecánicas externas, variaciones de temperatura, asentamientos en los apoyos u otros factores. Este fenómeno puede manifestarse como un cambio reversible: deformación elástica, en la que el material recupera su estado original al retirarse la carga o como un cambio permanente: deformación plástica, cuando el material no vuelve a su forma inicial. El estudio de las deformaciones es un aspecto esencial del análisis estructural, ya que permite valorar la capacidad de una estructura para soportar cargas sin presentar daños excesivos y asegurar su seguridad y funcionalidad a lo largo del tiempo (Morales, 2013, págs. 1, 2).

1.7.2.2.5. Rigidez

La rigidez de una estructura es la propiedad que le permite resistir deformaciones, es decir, su capacidad para soportar cargas sin experimentar desplazamientos o cambios de forma excesivos. Esta característica depende principalmente del módulo de elasticidad del concreto, del momento de inercia de la sección transversal y de la longitud del elemento, aunque también influyen las condiciones de apoyo y la geometría de la sección. En términos generales, una estructura con mayor rigidez se deformará menos que otra más flexible sometida a la misma carga, aspecto fundamental para garantizar su estabilidad y funcionalidad.

Por su parte, la resistencia del concreto se refiere a la capacidad del material para soportar esfuerzos sin fracturarse. Esta resistencia está condicionada por las propiedades mecánicas de los componentes que integran la mezcla (como su resistencia intrínseca y su módulo de elasticidad) y por el tamaño y forma de la sección estructural (Claros, 2018). Tanto la rigidez como la resistencia son parámetros esenciales para evaluar y diseñar elementos de hormigón armado con seguridad y eficiencia.

1.7.2.3. Análisis estático lineal

Según (Salvatierra, 2019, pág. 19) dice que: “Este procedimiento consiste en repartir la fuerza lateral a lo largo de la altura del edificio considerando la forma del modo fundamental de vibración, con el fin de estimar los desplazamientos y los esfuerzos internos. El análisis estático lineal es un método relativamente sencillo y rápido de aplicar, y sus resultados son aceptablemente precisos cuando se trata de edificaciones regulares de baja o mediana altura. Sin embargo, al aplicarlo en estructuras altas, muy flexibles o con irregularidades marcadas, la fiabilidad de los resultados disminuye notablemente.”

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente (NEC 2015), para el diseño sísmico se contemplan distintos métodos de análisis:

- Método 1: Diseño Basado en Fuerzas (DBF): corresponde a un enfoque que utiliza principalmente el análisis estático lineal para edificaciones de características normales.
- Método 2: Diseño Basado en Desplazamientos (DBD): se fundamenta en un desplazamiento objetivo definido en función del desempeño esperado de la estructura, y a partir de él se estima la resistencia lateral necesaria para alcanzar dicho desempeño.

El Método 1 se recomienda especialmente para edificaciones de uso común, mientras que en estructuras esenciales o de ocupación especial se aconseja aplicar métodos más avanzados. En todos los casos, el modelo matemático debe representar la estructura incluyendo a todos los elementos que integran este sistema resistente, así como la distribución espacial de rigideces y masas. El diseño basado en fuerzas (DBF) puede emplearse tanto en procedimientos estáticos como en análisis más complejos, como el método espectral modal o los análisis paso a paso en el tiempo, cuando se requiera un estudio no lineal más detallado.

El Método 2 utiliza el principio de linealización equivalente, en el cual la respuesta inelástica de la estructura con su desplazamiento máximo se representa mediante un sistema elástico idealizado de un solo grado de libertad (Hulatt & Freitas , 2024). Este enfoque parte del supuesto de que el modo fundamental de vibración concentra las mayores demandas sísmicas y conduce a la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales críticos.

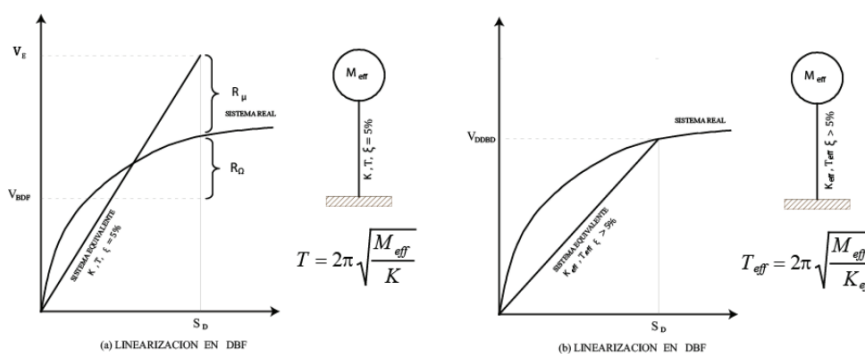


Figura 1 Linearización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/ desplazamientos)

Fuente: (NEC 2015)

1.7.2.4. Análisis dinámico lineal

De igual manera (Salvatierra, 2019) expresa que: “En este tipo de análisis se aplica el método modal, el cual se limita a sistemas con comportamiento lineal y resulta especialmente adecuado para identificar las propiedades dinámicas naturales de una estructura, tales como

sus frecuencias propias y las formas de vibración asociadas. Las ecuaciones de movimiento se expresan en forma generalizada considerando matrices de masa, rigidez y amortiguamiento, ya que cada modo de vibración es invariante. La respuesta máxima de cada modo se determina utilizando el espectro de respuesta correspondiente a un sistema de un solo grado de libertad”.

Posteriormente, las respuestas obtenidas en cada modo se combinan mediante técnicas de superposición modal para obtener la respuesta global. Para garantizar la representatividad del análisis, la suma de las masas efectivas de los modos considerados debe alcanzar al menos el 90 % de la masa total de la estructura. En el diseño, el espectro de aceleraciones se reduce aplicando un factor de reducción por ductilidad, dado que proyectar estructuras para el nivel completo de fuerzas elásticas resultaría antieconómico.

Se empleará el espectro de respuesta sísmico elástico en aceleraciones establecido en la sección 3.3.1 de la (NEC 2015), o bien se generará dicho espectro a partir de las curvas de peligro sísmico indicadas en la sección 3.1 de la misma normativa.

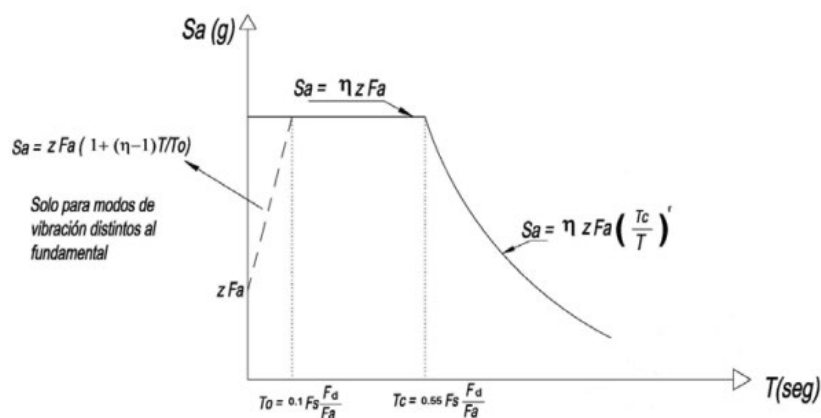


Figura 2 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (NEC 2015)

El cortante basal total de diseño V , correspondiente al nivel de cargas últimas y aplicado a la estructura en una dirección determinada, se calculará utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W$$

Donde el significado de cada uno de los parámetros se los encuentra en la sección 6.3.2. de la (NEC 2015).

La reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para fines de diseño se aplica con la condición de que en ningún caso los parámetros de respuesta elástica podrán disminuirse hasta valores que hagan que el cortante basal de diseño reducido resulte inferior al cortante basal elástico dividido entre R. Las fuerzas obtenidas mediante un análisis dinámico elástico pueden reducirse con fines de diseño únicamente bajo esta condición. El factor R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal siempre que la estructura sea proyectada cumpliendo todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en el apartado 4.2 de la (NEC 2015).

1.7.2.5. Análisis Estructural de Segundo Orden según NEC 2015

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) en sus secciones NEC-SE-DS (Diseño Sísmico) y NEC-SE-HM (Estructuras de Hormigón Armado) establece los criterios mínimos para el análisis y diseño de edificaciones de hormigón armado. En estas disposiciones se reconoce que en estructuras esbeltas o de varios pisos deben considerarse los efectos de segundo orden para garantizar la estabilidad global y el desempeño sísmico adecuado.

El análisis de primer orden, que asume la configuración geométrica inicial sin considerar desplazamientos significativos, puede ser suficiente en edificaciones de baja altura o con desplazamientos mínimos (Cándido, 2016). Sin embargo, para estructuras como el edificio Bello Horizonte de cinco pisos y sistema aperticado, la NEC exige verificar que los desplazamientos laterales bajo cargas sísmicas no excedan los límites establecidos y, cuando corresponda, incorporar los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ en el dimensionamiento de elementos comprimidos.

Se pueden aplicar dos enfoques según (Guerrero Cuasapaz, 2019):

- Método directo: emplear programas de análisis estructural que consideren la no linealidad geométrica y material, obteniendo directamente esfuerzos y desplazamientos en la configuración deformada.
- Método indirecto: aplicar factores de amplificación de momentos a los resultados de un análisis de primer orden, calculados según la esbeltez y la carga axial de cada elemento, de manera similar a lo recomendado en (ACI 318-25).

En todo caso, la verificación de derivas de piso y estabilidad global es obligatoria. Para hormigón armado, la NEC-SE-HM también remite a criterios de esbeltez para columnas y define los requisitos mínimos de cuantía de refuerzo longitudinal y transversal que aseguran un comportamiento dúctil bajo cargas laterales.

En este trabajo, el análisis de segundo orden del edificio Bello Horizonte se realizará con base en la (NEC 2015), complementada con criterios de (ACI 318-25) y en aquellos aspectos (como fluencia y encogimiento) en los que la norma ecuatoriana no provea valores específicos.

1.7.2.6. Análisis no lineal estático (Pushover)

El Pushover es un método de análisis estático no lineal en el que la estructura se somete simultáneamente a las cargas gravitacionales y a un patrón lateral de carga monótona controlado por desplazamiento, el cual se incrementa de forma progresiva, abarcando tanto el comportamiento elástico como el inelástico hasta llegar a una condición límite. La carga lateral aplicada puede representar el rango de cortante basal generado por la acción sísmica, y su distribución puede definirse de manera proporcional a la masa en altura del edificio, a las formas modales u otros criterios prácticos equivalentes (Quinto Quinto & Chaverra Moya, 2022).

La ejecución del análisis produce una curva Pushover-estática, en la que se representa un parámetro de fuerza en función de la deformación. Por ejemplo, el desempeño estructural puede relacionar la resistencia alcanzada en determinados elementos con el desplazamiento lateral del coronamiento de la edificación, o graficar el momento flector frente a la rotación plástica (MEDIF, 2025). Estos resultados ofrecen información sobre la capacidad de ductilidad del sistema estructural e identifican el mecanismo de falla, el nivel de carga y la deflexión en los que ésta se presenta.

El análisis estático no lineal es uno de los procedimientos más empleados a nivel internacional para evaluar el comportamiento inelástico de los edificios. Esta técnica incorpora de manera explícita las propiedades no lineales de los materiales y, al aplicarse junto con la metodología de niveles de desempeño, permite valorar la respuesta estructural frente a distintas intensidades sísmicas. De este modo, constituye una herramienta muy eficaz para comprender el comportamiento no lineal de las edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas de diversa magnitud.

La figura 3 muestra los distintos tipos de distribución de carga lateral empleados en el análisis Pushover. En el presente estudio se adoptará una distribución basada en el primer modo de vibración para obtener la curva de capacidad, partiendo del supuesto de que este modo fundamental representa la respuesta predominante de la estructura frente a una acción sísmica, lo cual es válido para edificaciones con períodos de vibración inferiores a 1 segundo.

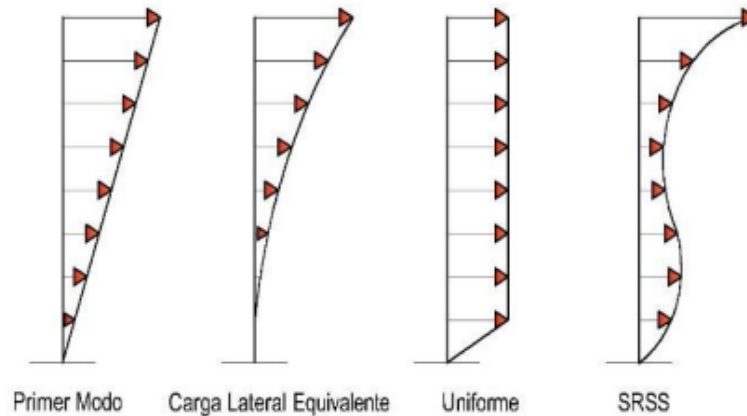


Figura 3 Distribución de fuerzas laterales (método Pushover)

Fuente: (Chamaza Carrera & Córdoba Tepud, 2022)

El análisis estático no lineal se desarrolla aplicando en primer lugar las cargas gravitacionales, generando las deformaciones iniciales en la estructura. Posteriormente se incorporan las cargas laterales, las cuales se incrementan de manera progresiva en una dirección hasta que aparece la primera rótula plástica y se produce una redistribución de rigidez en el sistema. Este procedimiento se repite de forma iterativa hasta alcanzar la falla total de la estructura (Chamaza Carrera & Córdoba Tepud, 2022).

1.7.2.6.1. Rotulas plásticas

Las rótulas plásticas se definen como zonas específicas dentro de los elementos estructurales donde ocurre la mayor concentración de deformaciones inelásticas y se disipa la energía durante la respuesta estructural. Gracias a este fenómeno, las cargas pueden redistribuirse entre los distintos componentes, mejorando así el desempeño global del sistema estructural. Estas zonas se desarrollan cuando el momento flector aplicado supera el momento plástico de la sección, lo que genera un comportamiento no lineal que proporciona ductilidad a la estructura (Chamaza Carrera & Córdoba Tepud, 2022).

En la Figura 4 se muestra el comportamiento característico de una rótula plástica en un elemento de hormigón armado, representado mediante la relación entre la fuerza y la deformación o rotación. El punto A indica el estado inicial sin carga; el punto B corresponde al inicio de la fluencia del material; entre los puntos B y C se observa una reducción gradual de la rigidez debido al endurecimiento por deformación; el punto D refleja una caída repentina de la capacidad lateral; y finalmente, a partir de ese punto, la sección continúa rotando hasta alcanzar una resistencia residual en el punto E, donde se produce la pérdida total de la capacidad resistente.

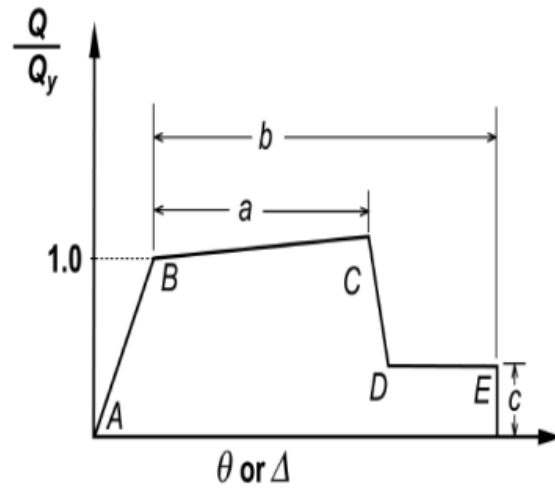


Figura 4 Curva fuerza vs deformación o rotación.

Fuente: (Chamaza Carrera & Córdoba Tepud, 2022)

1.7.2.6.2. Curva de capacidad

La curva de capacidad representa la relación entre la fuerza lateral que puede resistir una estructura y el desplazamiento horizontal asociado. Este tipo de representación se genera, por lo general, mediante un análisis estático no lineal conocido como *análisis Pushover*.

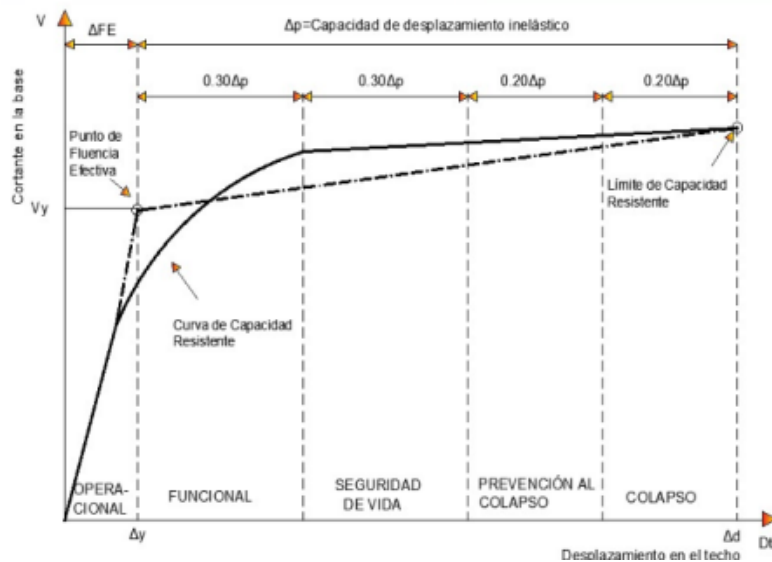


Figura 5 Curva de capacidad para elementos de hormigón armado.

Fuente: (Chamaza Carrera & Córdoba Tepud, 2022)

1.7.2.6.3. Nivel de desempeño

El desempeño estructural puede evaluarse de forma cualitativa considerando el nivel de seguridad que ofrece la edificación a sus ocupantes durante un sismo, así como el costo y la posibilidad de devolverla a su estado original tras el evento. El denominado *punto de desempeño* corresponde al desplazamiento máximo que la estructura experimenta frente a la demanda sísmica aplicada, mientras que el *desempeño* describe la condición en la que se encuentra el edificio una vez alcanzado dicho punto (American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17)). Para una interpretación más detallada, la norma ASCE establece distintos niveles de desempeño estructural, los cuales se relacionan con la función y la relevancia de la construcción que se diseña o rehabilita. Esta clasificación resulta fundamental para comprender la manera en que se definen y evalúan los objetivos de desempeño estructural.

1.7.2.6.3.1. Operativo

La estructura conserva en gran medida su resistencia y rigidez originales, presentando únicamente fisuras menores en fachadas, muros, techos y, en algunos casos, en los propios elementos estructurales (Toapanta Chamba & Vélez Llanos, 2024). En este nivel se considera que, pese a la ocurrencia de un sismo, la edificación mantiene su funcionalidad y puede seguir operando de forma tranquila y segura. La presencia de fisuras superficiales no afecta ni pone en riesgo la capacidad portante ni la estabilidad del sistema estructural. Este estado es especialmente relevante en instalaciones esenciales, donde la continuidad operativa resulta prioritaria.

1.7.2.6.3.2. Ocupación inmediata

Se observa únicamente un daño estructural muy reducido, manteniendo la edificación prácticamente toda su resistencia y rigidez previas al evento sísmico. El riesgo de lesiones graves para los ocupantes es prácticamente inexistente. El propósito esencial de este nivel es garantizar la ocupación inmediata y segura del edificio; aunque puedan presentarse afectaciones menores, estas no comprometen ni la integridad estructural ni la seguridad de las personas (Seismous, 2020).

1.7.2.6.3.3. Seguridad de vida

En este estado, la estructura presenta un nivel de daño significativo, aunque todavía conserva un margen de seguridad que impide un colapso total o parcial. Varios de sus elementos y componentes muestran un deterioro avanzado o severo. Si bien pueden ocurrir lesiones, el riesgo general de que sean mortales se mantiene bajo. A pesar de la magnitud del daño, la estructura conserva un potencial de rehabilitación, aunque es indispensable realizar un análisis detallado de la viabilidad técnica y económica de dicha reparación, dado que en ciertos casos los costos pueden resultar muy elevados (Medina & Music, 2018). Este

nivel pone de manifiesto la importancia de mantener un equilibrio entre la seguridad de los ocupantes y la optimización de los aspectos económicos y de rentabilidad.

1.7.2.6.3.4. **Prevención de colapso**

La edificación se encuentra prácticamente al borde del colapso parcial o total, mostrando un deterioro severo en su estructura, con una degradación marcada tanto de la rigidez como de la resistencia lateral, grandes deformaciones permanentes y una disminución importante en su capacidad para soportar cargas verticales. Existe un alto riesgo de lesiones graves debido a la caída de escombros (American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17), 2017). Este escenario representa la condición más crítica posterior a un sismo, indicando que la estructura está al límite de su capacidad resistente. En este estado, la edificación es técnicamente irreparable e inutilizable, ya que su uso podría provocar el colapso total. Se subraya la prioridad de salvaguardar la vida humana por encima de la capacidad de mantener las operaciones en condiciones de riesgo elevado o ante la posibilidad de un colapso estructural.

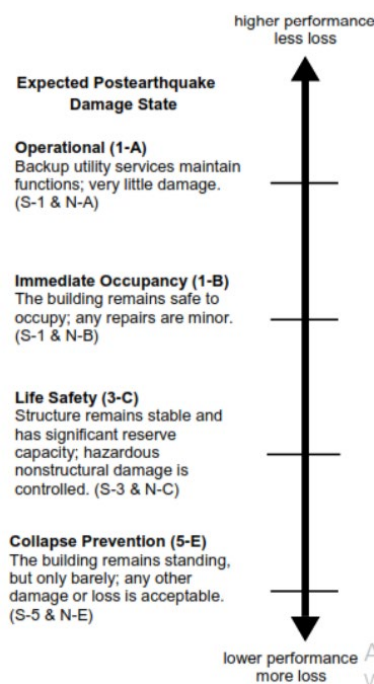


Figura 6 Niveles de desempeño

Fuente: (American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17))

1.7.2.7. **Fluencia del concreto (Creep)**

Es importante considerar que, un incremento en la resistencia del hormigón hace que este sufra menos deformaciones por fluencia. Esto ocurre porque los hormigones de alta resistencia tienden a tener una menor cantidad de agua en su mezcla, lo que genera una

estructura más compacta y densa. Como resultado, el material responde mejor ante cargas sostenidas en el tiempo, mostrando menos deformaciones cuando se encuentra sometido a esfuerzos prolongados.

1.7.2.7.1. Comportamiento del concreto bajo carga sostenida

La fluencia del concreto se define como la deformación progresiva que se desarrolla en el material cuando es sometido a una carga constante durante un tiempo prolongado. A diferencia de la deformación elástica inmediata, la fluencia tiene un carácter viscoelástico, lo que implica una combinación entre respuesta elástica recuperable y deformación viscosa permanente. Según (Bazant, 1975): “este fenómeno es particularmente relevante en elementos sometidos a esfuerzos de compresión sostenidos, como columnas y vigas continuas. Durante las primeras etapas, la tasa de fluencia es elevada, disminuyendo gradualmente a medida que se estabiliza el proceso interno de redistribución de esfuerzos. Aunque una fracción de la deformación puede recuperarse al retirar la carga, existe un componente residual que permanece de forma permanente.”

1.7.2.7.2. Modelos predictivos y consecuencias estructurales

El análisis de la fluencia requiere la utilización de modelos predictivos que representen adecuadamente el comportamiento dependiente del tiempo del concreto. Entre los modelos empíricos más utilizados se encuentran los proporcionados por normas internacionales como el ACI, los cuales consideran factores como la edad al momento de aplicación de la carga, las condiciones de humedad y la resistencia del concreto. La fluencia puede ocasionar incrementos significativos en las deformaciones de servicio, generando flechas excesivas en vigas y redistribución de momentos en estructuras hiperestáticas (thestructuralworld, 2018). Si bien en algunos casos esta redistribución puede ser beneficiosa al reducir concentraciones de esfuerzo, el exceso de fluencia puede comprometer la funcionalidad y estética de la estructura. Por ello, su consideración en el diseño es indispensable para garantizar la seguridad y durabilidad a largo plazo.

1.7.2.8. Encogimiento del concreto (Shrinkage)

1.7.2.8.1. Mecanismos y evolución de la retracción

Según (Gardner & Lockman, 1998) dice que: “La retracción del concreto corresponde a la disminución gradual de volumen que experimenta el material en ausencia de cargas externas, como resultado de procesos físico-químicos internos asociados con la pérdida de humedad y la hidratación del cemento. Durante las primeras edades, el concreto sufre una fase de retracción plástica, vinculada a la rápida evaporación del agua superficial cuando la mezcla aún no ha desarrollado rigidez”. A medida que el material endurece, predomina la

retracción por secado, provocada por el gradiente higrométrico entre el interior del concreto y el ambiente circundante. Paralelamente, ocurre una retracción autógena, asociada con las reacciones de hidratación que generan consumo interno de agua y tensiones de contracción. Estos fenómenos, aunque microscópicos, se traducen en deformaciones macroscópicas que pueden comprometer la integridad estructural si no se controlan adecuadamente.

1.7.2.8.2. Factores que influyen y efectos estructurales

La magnitud de la retracción está condicionada por variables tales como la relación agua-cemento, el tamaño máximo del agregado, el contenido de pasta y las condiciones ambientales de exposición. Mezclas con elevada relación a/c y mayor proporción de pasta presentan mayores niveles de retracción, debido a la mayor disponibilidad de agua para evaporarse. Los elementos estructurales delgados y expuestos al ambiente por varias caras presentan mayor propensión a deformaciones diferenciales que pueden originar fisuración por retracción restringida. Estas fisuras, aunque no implican colapso estructural, facilitan el ingreso de agentes agresivos y reducen la durabilidad del elemento. Para mitigar estos efectos, se emplean técnicas como el curado prolongado, la incorporación de fibras y el uso de aditivos reductores de retracción (Fan, y otros, 2025).

CAPÍTULO II

ANÁLISIS LINEAL DE LA EDIFICACIÓN

2.1. Modelo Estructural

El proyecto es una estructura de 5 pisos es un sistema aporricado a base de columnas y vigas de hormigón armado. Los cuales tienen una resistencia característica a la compresión $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Además, una losa alivianada bidireccional y una tapa grada en el nivel 18.18.

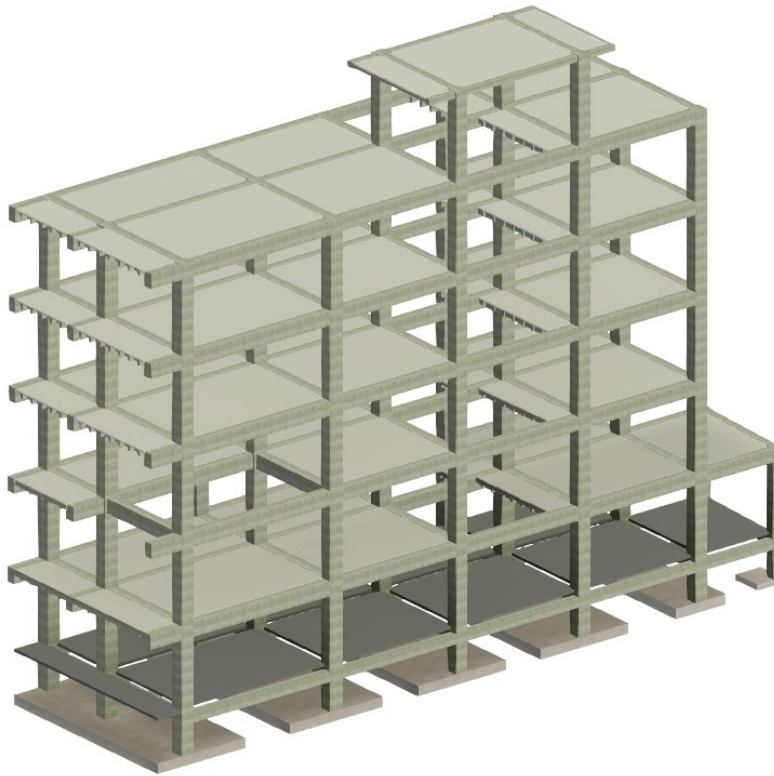


Figura 7 Modelo en 3D del Proyecto "Bello Horizonte"

Fuente: (Bravo, 2025)

Con la siguiente distribución de pisos:

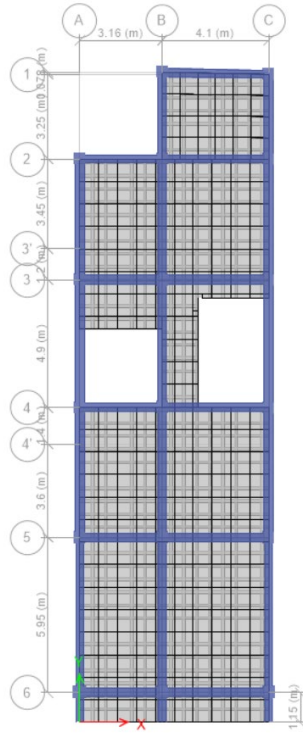


Figura 8 Nivel 1 (N+3.24)

Fuente: (Bravo, 2025)

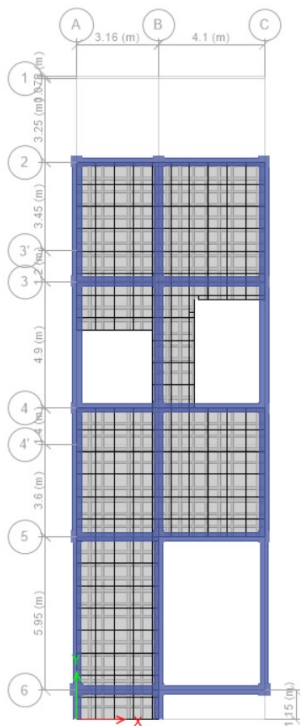


Figura 9 Nivel 2 (N+3.6m)

Fuente: (Bravo, 2025)

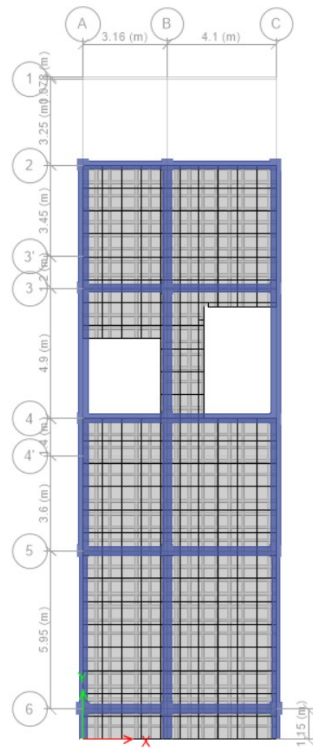


Figura 10 Niveles 3, 4 y 5 (N+9.36, N+12.42 y N+15.48)

Fuente: (Bravo, 2025)

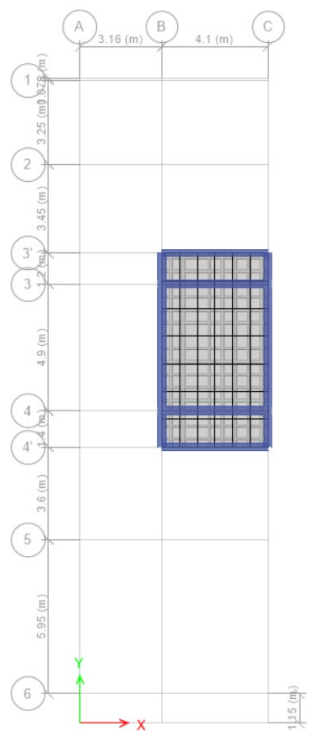
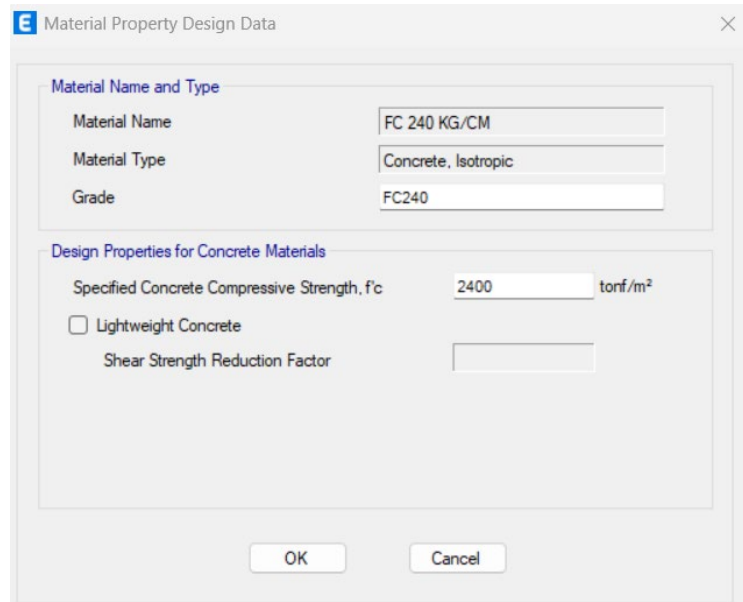


Figura 11 Losa tapa grada

Fuente: (Bravo, 2025)

2.2. Materiales

El hormigón tiene una resistencia $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$, con los parámetros que se muestran en la figura 12 y 13.



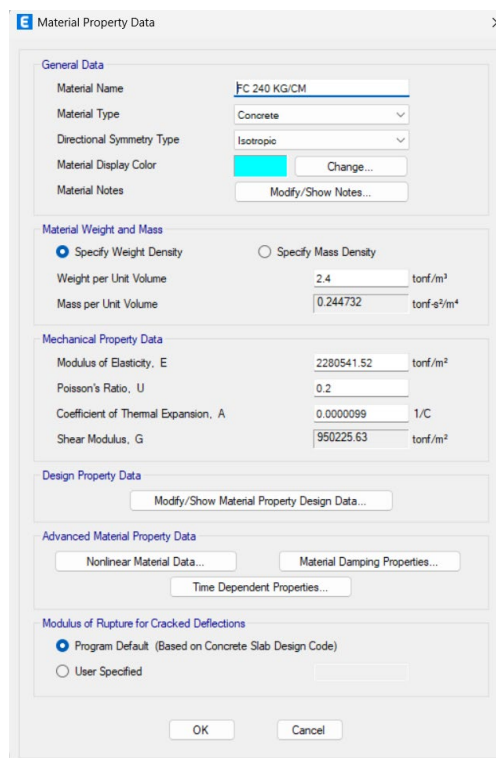
The dialog box titled "Material Property Design Data" contains the following fields:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: FC 240 KG/CM
 - Material Type: Concrete, Isotropic
 - Grade: FC240
- Design Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'_c : 2400 tonf/m²
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty field)

Buttons: OK, Cancel

Figura 12 Propiedades de diseño del Hormigón

Fuente: (Bravo, 2025)



The dialog box titled "Material Property Data" contains the following fields:

- General Data:**
 - Material Name: FC 240 KG/CM
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (cyan color swatch) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2280541.52 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 950225.63 tonf/m²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
 - Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
 - User Specified

Buttons: OK, Cancel

Figura 13. Módulo de elasticidad

Fuente: (Bravo, 2025)

Además, se detallan los parámetros no lineales del hormigón, de la siguiente manera:

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Figura 14 Propiedades no lineales del hormigón.

Fuente: (Bravo, 2025)

De igual manera, el acero de refuerzo tiene un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y los siguientes parámetros no lineales:

Minimum Yield Strength, Fy	42000	tonf/m ²
Minimum Tensile Strength, Fu	63000	tonf/m ²
Expected Yield Strength, Fye	42000	tonf/m ²
Expected Tensile Strength, Fue	63000	tonf/m ²

Figura 15 F_y y F_u del Acero de Refuerzo

Fuente: (Bravo, 2025)

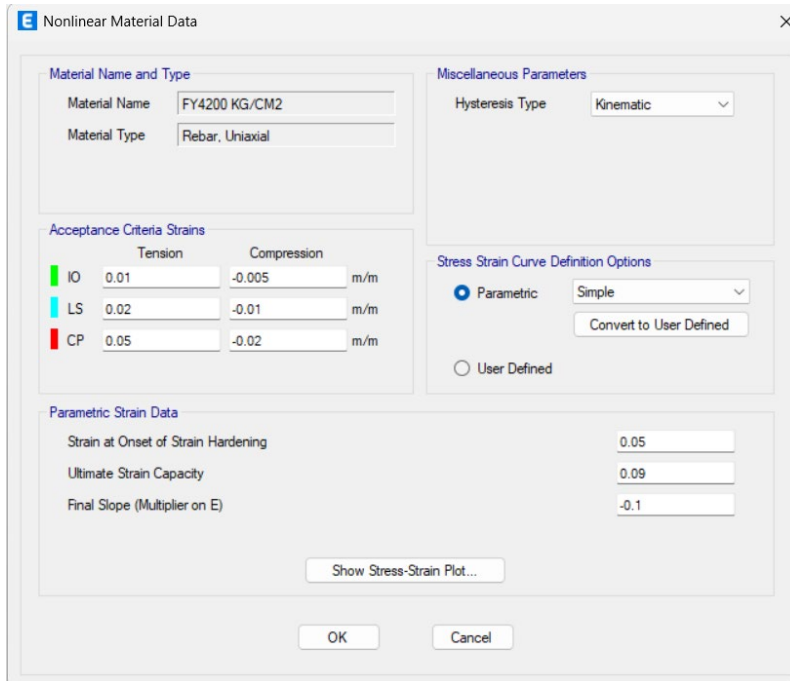


Figura 16 Parámetros No Lineales del acero de refuerzo.

Fuente: (Bravo, 2025)

2.3. Secciones

La geometría específica de la estructura consta de columnas cuadradas de 35, 45, 50 centímetros y una rectangular de 45 cm x 50 cm. Además, vigas con las siguientes secciones: 25x20, 30x40, 30x45, 35x45 y 35x50.

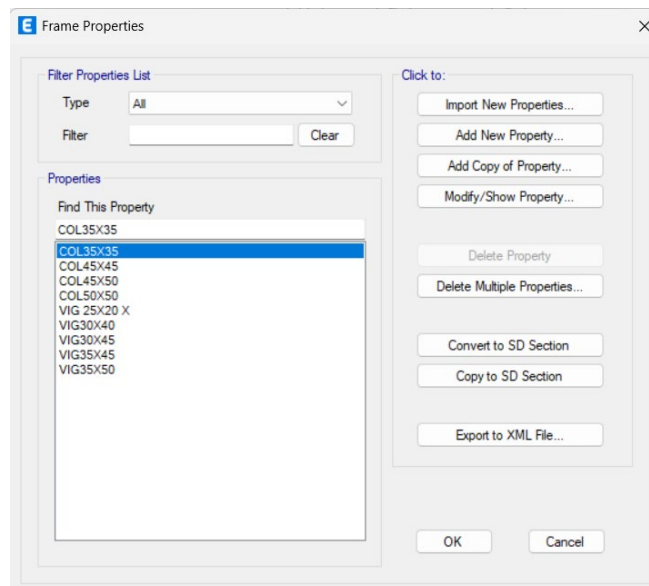


Figura 17 Listado de secciones utilizadas

Fuente: (Bravo, 2025)

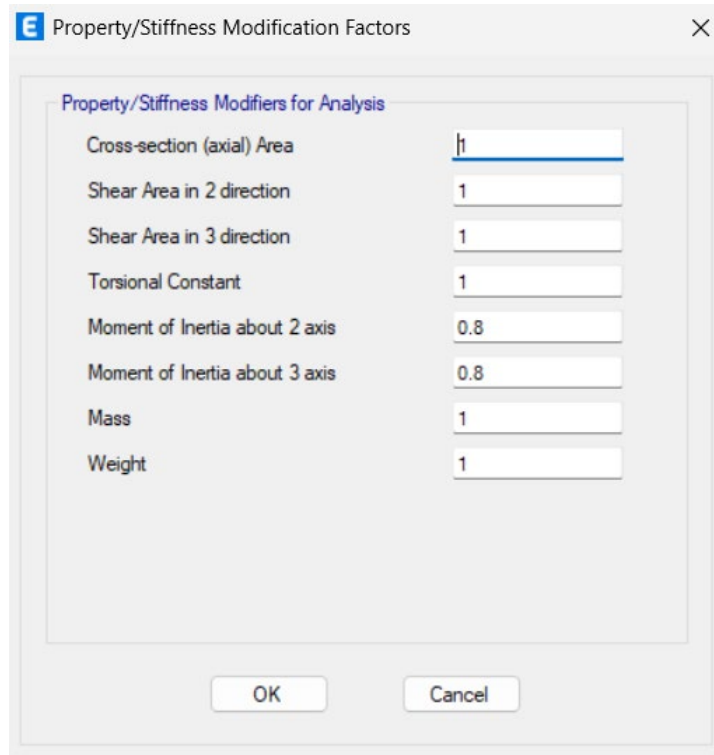


Figura 18 Inercia agrietada en Columnas

Fuente: (Bravo, 2025)

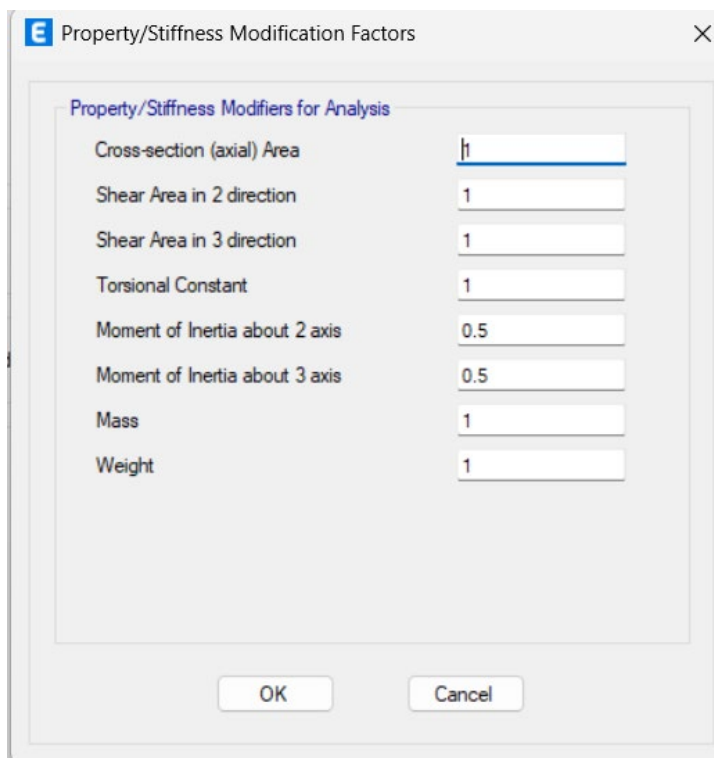


Figura 19 Inercia agrietada en Vigas

Fuente: (Bravo, 2025)

Finalmente, una losa bidireccional de 20 cm de peralte, con las siguientes dimensiones.

General Data	
Property Name	LOSA NERVADA 20 CM
Slab Material	FC 240 KG/CM
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	0.2 m
Slab Thickness	0.05 m
Stem Width at Top	0.1 m
Stem Width at Bottom	0.1 m
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	0.5 m
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	0.5 m

Figura 20 Dimensiones de la Losa

Fuente: (Bravo, 2025)

Para mayor detalle, la geometría específica, como la general de los elementos en la estructura, se encuentran en los ANEXOS.

2.4. Cargas

Las cargas muertas (peso propio y sobrecarga) se estimaron en base a las dimensiones definitivas de los elementos no estructurales, pero de carácter permanente. El peso propio de la estructura se lo puede hacer calcular directamente al programa de acuerdo con los elementos que se han modelado en la estructura con sus dimensiones apropiadas. En lo que respecta a carga viva en viviendas la NEC establece 200 Kg/m².

$$L=200 \text{ kg/m}^2$$

$$D=500 \text{ kg/m}^2$$

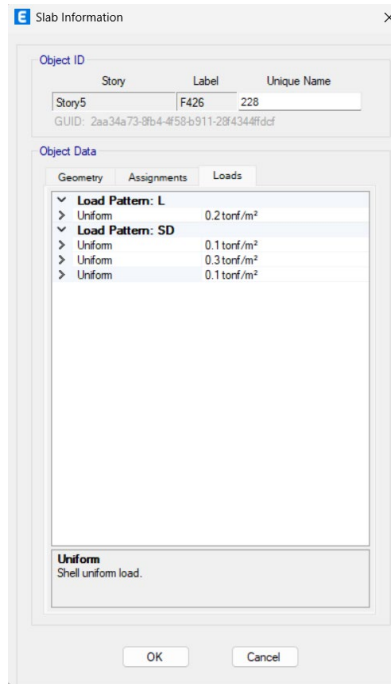


Figura 21 Distribución de Cargas Muerta y Viva en Losas

Fuente: (Bravo, 2025)

2.5. Análisis Sísmico

Para la estimación de las cargas correspondientes a la acción sísmica se lo realizó en base a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, para el cálculo del cortante basal se tomaron las consideraciones particulares que tiene este proyecto como son: el factor de importancia $I=1.0$ por tratarse de una residencia, Quito se encuentra en Zona V, es decir que se espera una aceleración máxima probable del suelo de $0.4g$, el coeficiente de reducción sísmica $R=8$, debido a que, el sistema estructural diseñado es un pórtico especial sísmo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas, resistente a momento.

DESCRIPCIÓN	VALOR
Zona Sísmica	V
Valor del factor Z	0.40
Característica de la amenaza sísmica	Alta
Tipo de perfil del suelo	D
Factor de sitio F_a	1.20
Factor del comportamiento F_s	1.19
Factor de sitio F_d	1.28
Región	Sierra
N	2.48
Cortante Basal de Diseño	
Factor de importancia $I=$	1
Irregularidad en planta $\phi_p=$	0.9
Irregularidad en elevación $\phi_e=$	1
Coficiente de reducción sísmica $R=$	8

Tabla 1 Parámetros para el cálculo del cortante Basal

Fuente: (Bravo, 2025)

2.5.1. Cortante Basal

A continuación, se detallan los resultados de cortante basal para la estructura:

Periodo	Sa(Ta)	Cortante Basal
0.90 s	0.9 g	0.131

Tabla 2 Resultados del Cortante Basal

Fuente: (Bravo, 2025)

2.5.2. Análisis Dinámico

La implantación del proyecto se realiza en un suelo tipo D, con las características y parámetros sísmicos que se detallan en la siguiente Figura.

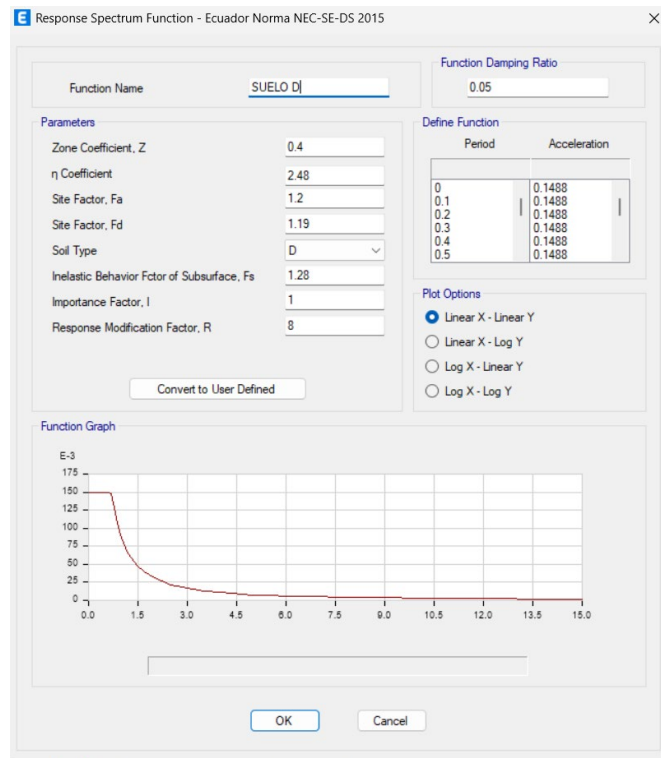


Figura 22 Espectro de Respuesta para suelo tipo D

Fuente: (Bravo, 2025)

2.6. Combinaciones de carga

A continuación, se enlistan las combinaciones utilizadas para el presente análisis, en concordancia con lo estipulado en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U1

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.4
SD	1.4

Figura 23 Combinación U1

Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U2

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1.6
SD	1.2

Figura 24 Combinación U2

Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U5 ESPECTRAL Y+

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
SD	1.2
ESP Y	1

Add
Delete

OK Cancel

Figura 25 Combinación U5 DINAMICO Dirección Y

Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U5 ESPECTRO X+

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
SD	1.2
ESP X	1

Add
Delete

OK Cancel

Figura 26 Combinación U5 DINAMICO Dirección X

Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U5X-

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
SD	1.2
EX	-1

Figura 27 Combinación U5 ESTATICO Dirección X-
Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U5X+

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
SD	1.2
EX	1

Figura 28 Combinación U5 ESTATICO Dirección X+
Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U5Y-

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
SD	1.2
EY	-1

Figura 29 Combinación U5 ESTATICO Dirección Y-
Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U5Y+

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1
SD	1.2
EY	1

Figura 30 Combinación U7 Dirección Y+
Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U7 ESPECTRAL X+

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
SD	0.9
ESP X	1

Figura 31 Combinación U7 DINAMICO Dirección X

Fuente: (Bravo, 2025)

E Load Combination Data ×

General Data

Load Combination Name: U7 ESPECTRAL Y+

Combination Type: Linear Add

Notes:

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
SD	0.9
ESP Y	1

Figura 32 Combinación U7 DINAMICO Dirección Y

Fuente: (Bravo, 2025)

2.7. Resultados

2.7.1. Derivas

Para el cálculo de las derivas máximas de piso, es necesario multiplicar la deriva elástica por 0.75 y por R. En concordancia con la sección 6.3.9 de la (NEC 2015). Este análisis se lo realiza para las fuerzas sísmicas obtenidas por el método estático (cortante basal) y para el método dinámico (espectro de aceleraciones). Cuyos resultados se detallan a continuación.

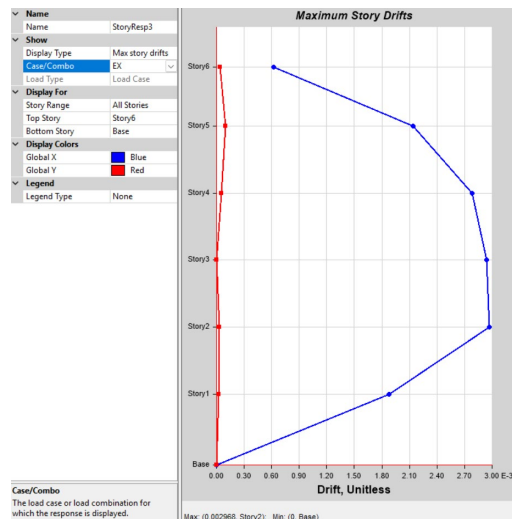


Figura 33 Deriva en Sentido X – Estático

Fuente: (Bravo, 2025)

$$\Delta_M := 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.018$$

Equivalente al 1.8%, inferior al 2% máximo permitido.

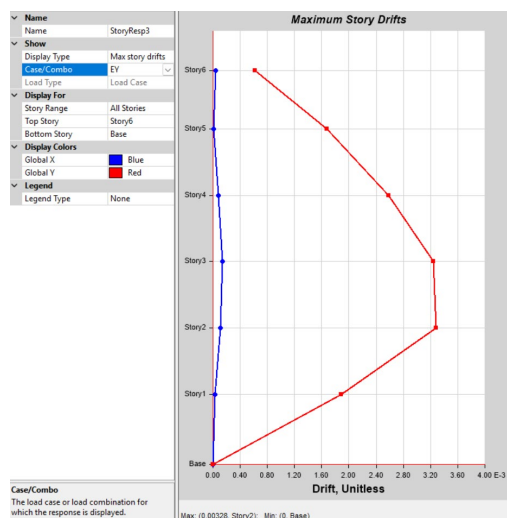


Figura 34 Deriva en Sentido Y – Estático

Fuente: (Bravo, 2025)

$$\Delta_M := 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.0197$$

Equivalente al 1.97%.

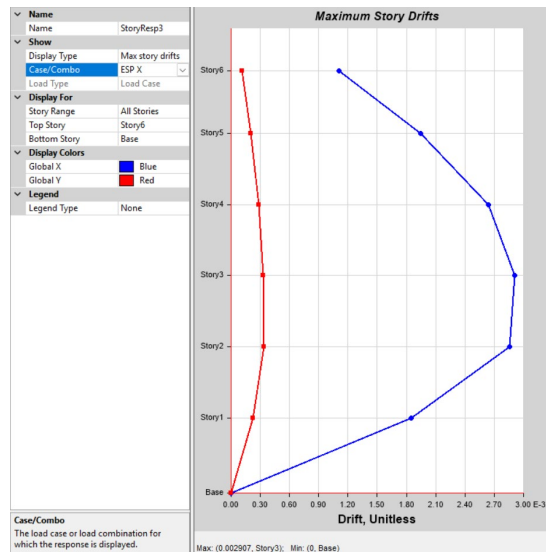


Figura 35 Deriva en Sentido X – Dinámico

Fuente: (Bravo, 2025)

$$\Delta_M := 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.0174$$

Equivalente al 1.74%

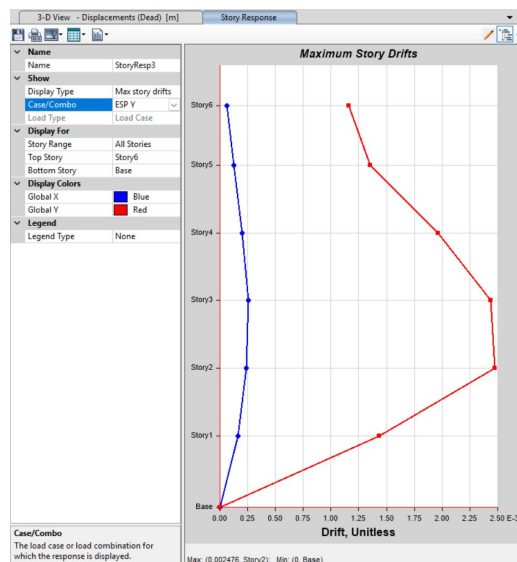


Figura 36 Deriva en Sentido Y – Dinámico

Fuente: (Bravo, 2025)

$$\Delta_M := 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.0149$$

Equivalente al 1.49%

DIRECCIÓN	Estático (%)	Dinámico (%)
X	1.80	1.74
Y	1.97	1.49

Tabla 3 Resumen de derivas de piso

Fuente: (Bravo, 2025)

De esta manera, se comprueba que la estructura cumple con el porcentaje máximo de derivas del 2%, en cumplimiento de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción. Tanto para el método estático como para el dinámico. Además, se comprueba que las fuerzas laterales del procedimiento dinámico no son inferiores al 85% del cortante basal obtenido por el método estático.

2.7.2. Factor de dirección modal

Además de la revisión de derivas de piso, también es necesario garantizar un buen comportamiento modal. Esto, con el objetivo de garantizar que la estructura no presente torsión en los dos primeros modos de vibrar.

En la tabla, que se muestra a continuación se aprecia que el desplazamiento en el primer modo es superior al 99% en la dirección Y, superior al 94% en sentido X y superior al 71%, garantizando un buen comportamiento modal.

Modo	Periodo	SumUX	SumUY	RZ	PPM		
					X	Y	Z
	Seg.						
1	0.873	0.0011	0.7963	0.0014	0.13927577	99.6496058	0.14
2	0.854	0.749	0.798	0.0479	94.6948595	0.21273933	4.79
3	0.731	0.7898	0.7991	0.7135	5.16586478	0.13765486	71.35
4	0.278	0.9127	0.7995	0.0002			
5	0.276	0.9131	0.9095	0.00003395			
6	0.241	0.9137	0.9096	0.1307			
7	0.169	0.9145	0.9388	0.0004			
8	0.165	0.9438	0.9396	0.0048			
9	0.145	0.944	0.9396	0.0134			
10	0.135	0.9698	0.9403	0.0185			
11	0.132	0.9707	0.9775	0.0000149			
12	0.12	0.9785	0.9778	0.0431			
13	0.09	0.9943	0.9778	0.0003			
14	0.089	0.9943	0.9949	0			
15	0.082	0.9955	0.9949	0.0208			
16	0.067	0.9999	0.995	0.000003787			
17	0.066	0.9999	1	9.667E-07			
18	0.064	0.9999	1	0.0002			

Tabla 4 Factores de participación modal

Fuente: (Bravo, 2025)

2.7.4. Comprobación de Fallas Estructurales

Finalmente, se realiza una comprobación general de fallas en todos los elementos de hormigón armado. De tal manera que, se asegure que la estructura en general no presente ninguna falla.

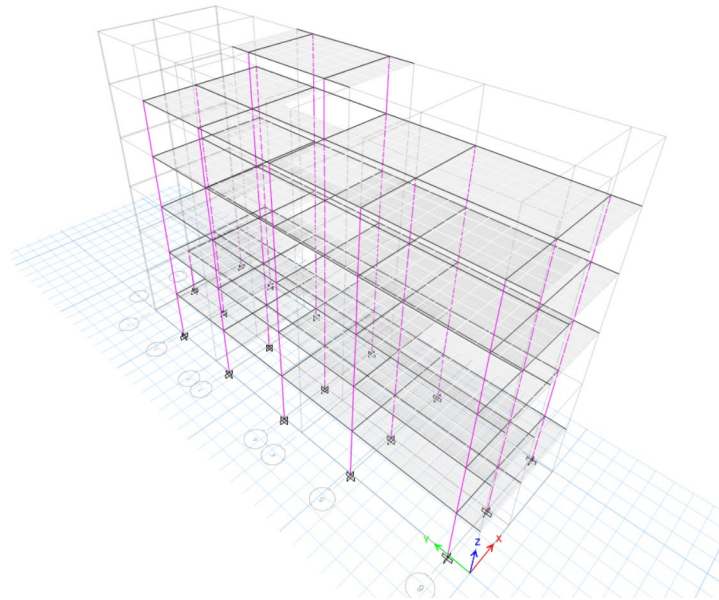


Figura 38 Comprobación de fallas en la Estructura

Fuente: (Bravo, 2025)

Una vez que el modelo cumple con todas las disposiciones normativas de diseño, se requiere analizar el desempeño de la estructura sin las consideraciones de encogimiento y deformaciones por fluencia para tener un punto de comparación.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN DE LA EDIFICACIÓN

Este capítulo tiene como objetivo el Análisis no Lineal a través de la metodología “Pushover”. Para lo cual, con el objetivo de optimizar el diseño por computador, se dividió el modelo en dos archivos distintos, para analizar por separado el comportamiento No Lineal en cada sentido, es decir “X” y “Y”.

3.1. Configuraciones y calibración general

En primer lugar, se calibra la masa para que conste el 100% de la carga muerta, es decir “Dead” mas “Super Dead”. Y adicionalmente, se incluye el 25% de la carga viva como parte de la masa para el análisis no lineal.

Load Pattern	Multiplier
SD	1
D	1
L	0.25

Figura 39 Fuente de Masa para el análisis no Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

Posterior a la configuración de la masa, se modifican las inercias agrietadas de vigas y columnas, permitiendo que los elementos cuenten con el 100% de las inercias correspondientes a su sección. A continuación, se muestra a modo de ejemplo los modificadores de una viga y una columna.

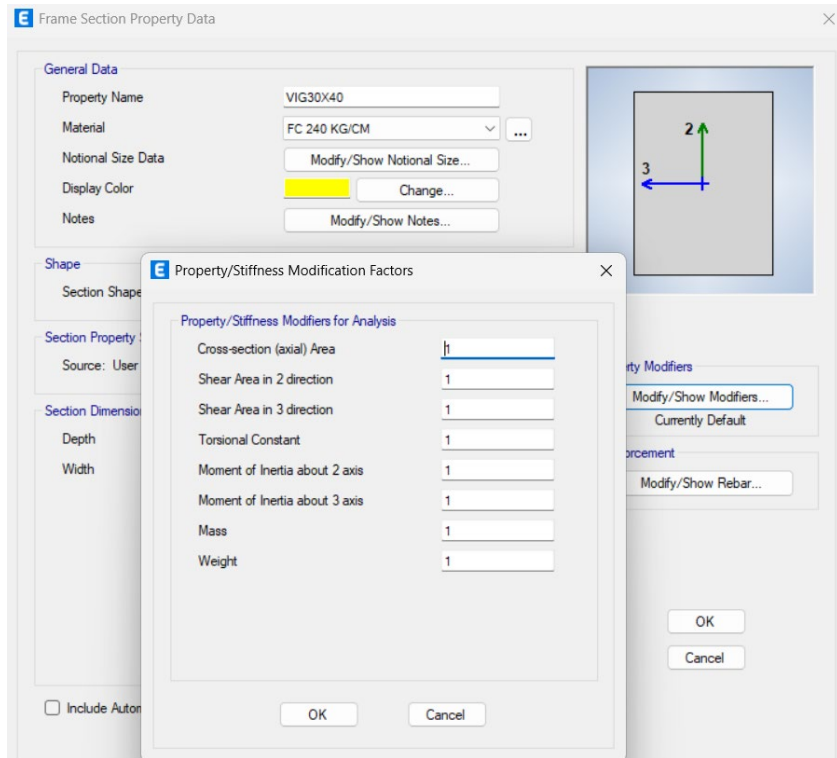


Figura 40 Inercias agrietadas para Vigas en el Modelo No Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

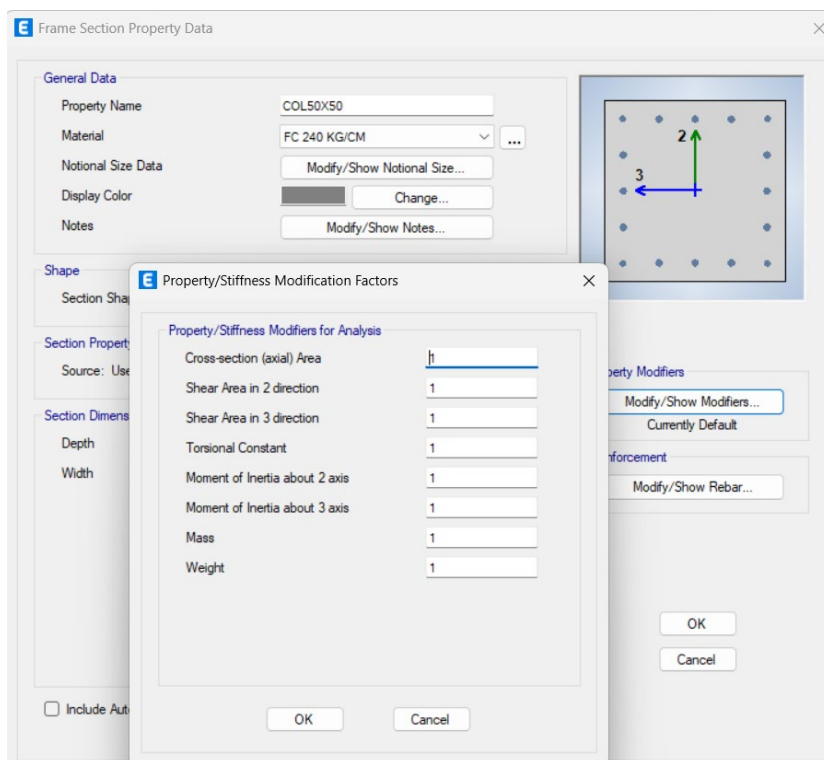


Figura 41 Inercias agrietadas para Columnas en el Modelo No Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

Para la losa, se modifica el tipo de diseño cambiándola a tipo “membrana”. Con el objetivo que solo cumpla con la función de distribuir cargas. De la manera, en la que se muestra en la figura a continuación.

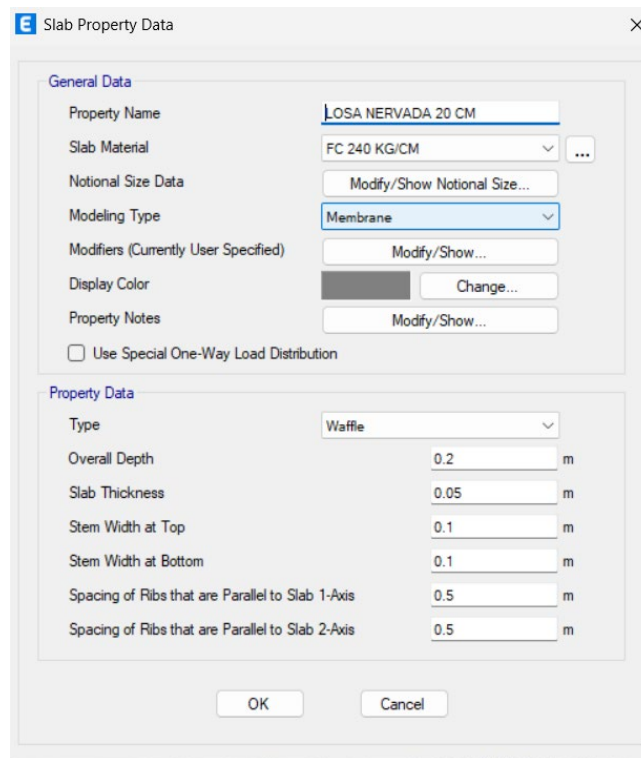


Figura 42 Cambio de tipo de modelo para la Losa

Fuente: (Bravo, 2025)

Posterior a la calibración de los elementos estructurales, también se debe configurar el espectro de diseño. Cambiándolo a R igual a 1 para trabajar con el espectro elástico.

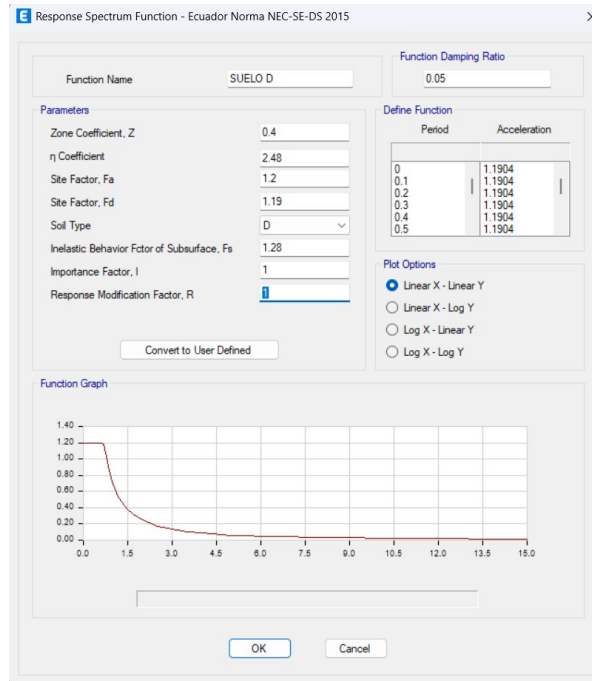


Figura 43 Espectro Elástico para análisis No lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se debe colocar el armado real de los elementos viga y columnas. Cambiando los elementos de “diseño” a “verificación”. Para esto se debe realizar manualmente el armado de columnas y vigas, considerando el acero real. Por lo que, es necesario crear copias de los elementos según su distribución en sentido “X” y “Y” y colocar el acero de refuerzo.

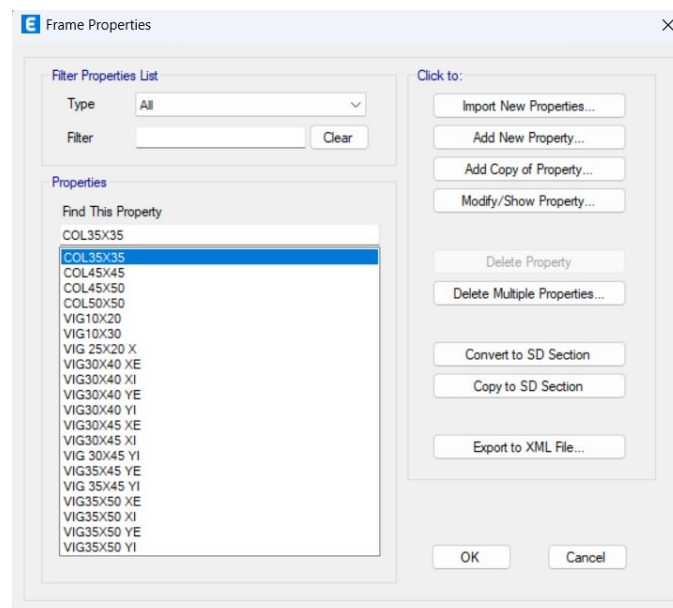


Figura 44 Secciones finales de los elementos

Fuente: (Bravo, 2025)

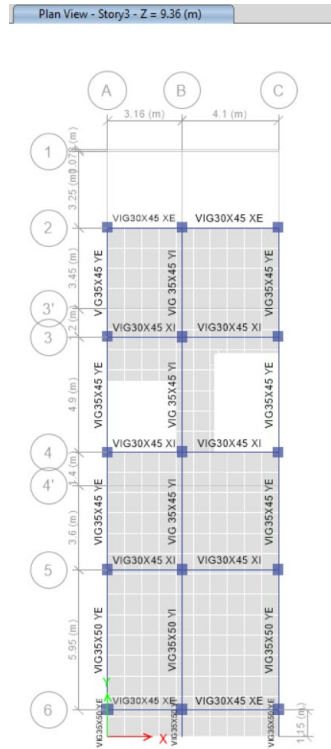


Figura 47 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 3

Fuente: (Bravo, 2025)

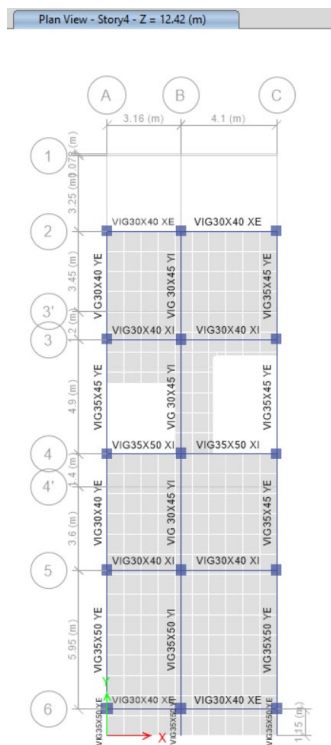


Figura 48 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 4

Fuente: (Bravo, 2025)

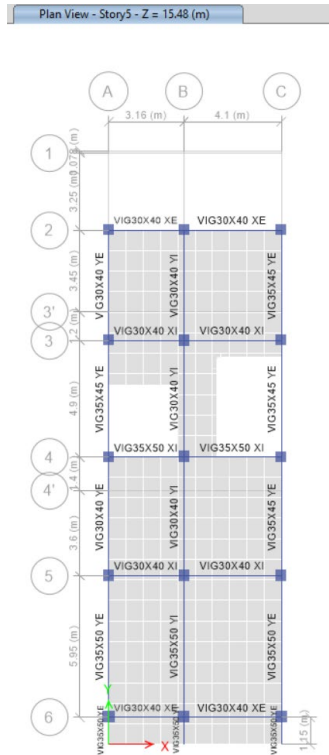


Figura 49 Distribución final de elementos estructurales en la PLANTA 5

Fuente: (Bravo, 2025)

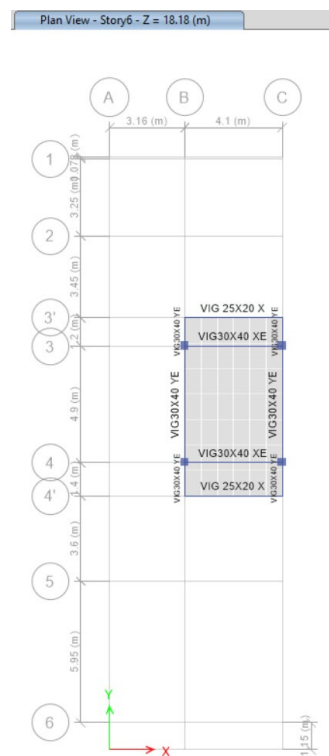


Figura 50 Distribución final de elementos estructurales en la TAPAGRADA

Fuente: (Bravo, 2025)

A continuación, se detalla el armado real de cada elemento:

		VIGAS YE (SENTIDO Y - EXTERNAS)					
		I	I cm	M	M cm	J	J cm
VIG30X 40	SU P	4Φ12mm + 2Φ14mm	7.6	4Φ12mm + 1Φ14mm	6.06	4Φ12mm + 2Φ14mm	7.6
	IN F	4Φ12mm + 1Φ14mm	6.06	4Φ12mm + 1Φ14mm	6.06	4Φ12mm + 1Φ14mm	6.06
VIG30X 45	SU P	x	x	x	x	x	x
	IN F	x	x	x	x	x	x
VIG35X 45	SU P	4Φ16mm + 3Φ14mm	12.6 6	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 3Φ14mm	12.66
	IN F	4Φ16mm + 1Φ14mm	9.58	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 1Φ14mm	9.58
VIG35X 50	SU P	4Φ14mm + 4Φ16mm	14.2	4Φ14mm	6.16	4Φ14mm + 4Φ16mm	14.2
	IN F	4Φ16mm + 1Φ12mm	9.17	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 1Φ12mm	9.17

Tabla 5 Armado de Vigas YE

Fuente: (Bravo, 2025)

		VIGAS YI (SENTIDO Y – INTERNAS)					
		I	I cm	M	M cm	J	J cm
VIG30X 40	SU P	5Φ14mm	7.7	3Φ14mm	4.61	5Φ12mm	7.7
	INF	4Φ14mm	6.15	4Φ14mm	6.16	4Φ14mm	6.15
VIG30X 45	SU P	4Φ14mm + 3Φ14mm	10.7 7	4Φ14mm	6.16	4Φ14mm + 3Φ14mm	10.77
	INF	4Φ14mm + 1Φ12mm	7.29	4Φ14mm + 1Φ12mm	7.29	4Φ14mm + 1Φ12mm	7.29
VIG35X 45	SU P	4Φ16mm + 3Φ16mm	14.0 7	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 3Φ16mm	14.07
	INF	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm	8.04
VIG35X 50	SU P	4Φ16mm + 4Φ16mm	16.0 8	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 4Φ16mm	16.08
	INF	4Φ16mm + 1Φ12mm	9.17	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 1Φ12mm	9.17

Tabla 6 Armado de Vigas YI

Fuente: (Bravo, 2025)

		VIGAS XE (SENTIDO X - EXTERNAS)					
		I	I cm	M	M cm	J	J cm
VIG30X40	SUP	5Φ14mm + 4Φ14mm	13.85	5Φ14mm	7.7	5Φ14mm + 4Φ14mm	13.85
	INF	5Φ14mm	7.7	5Φ14mm	7.7	5Φ14mm	7.7
VIG30X45	SUP	5Φ16mm + 5Φ14mm	17.75	5Φ16mm	10.05	5Φ16mm + 5Φ14mm	17.75
	INF	5Φ16mm + 4Φ14mm	16.21	5Φ16mm	10.05	5Φ16mm + 4Φ14mm	16.21
VIG35X45	SUP	x	x	x	x	x	x
	INF	x	x	x	x	x	x
VIG35X50	SUP	4Φ16mm + 5Φ16mm	18.1	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 5Φ16mm	18.1
	INF	4Φ16mm + 5Φ16mm	18.1	5Φ16mm	10.05	4Φ16mm + 5Φ16mm	18.1

Tabla 7 Armado de vigas XE

Fuente: (Bravo, 2025)

		VIGAS XI (SENTIDO X - INTERNAS)					
		I	I cm	M	M cm	J	J cm
VIG30X40	SUP	3Φ14mm + 2Φ16mm	8.64	3Φ14mm	4.62	3Φ14mm + 2Φ16mm	8.64
	INF	3Φ14mm + 2Φ12mm	6.88	3Φ14mm	4.62	3Φ14mm + 2Φ12mm	6.88
VIG30X45	SUP	3Φ14mm + 4Φ14mm	10.8	3Φ14mm	4.62	3Φ14mm + 4Φ14mm	10.8
	INF	4Φ14mm + 3Φ14mm	10.8	4Φ14mm	6.15	4Φ14mm + 3Φ14mm	10.8
VIG35X45	SUP	x	x	x	x	x	x
	INF	x	x	x	x	x	x
VIG35X50	SUP	4Φ16mm + 4Φ14mm	14.2	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 4Φ14mm	14.2
	INF	4Φ16mm + 2Φ12mm	11.12	4Φ16mm	8.04	4Φ16mm + 2Φ12mm	11.12

Tabla 8 Armado de vigas XI

Fuente: (Bravo, 2025)

Finalmente, es necesario crear los casos de carga No Lineal. Tal y como se detallan a continuación, iniciando por el caso de carga No lineal estático – gravitacional. Y posteriormente los casos de carga incremental en dirección “X” y “Y”.

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	D	1
Load Pattern	SD	1
Load Pattern	L	0.25

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Figura 51 Caso de carga no lineal Estático Gravitacional

Fuente: (Bravo, 2025)

Con las configuraciones de los elementos con la inercia completa, se verifica el comportamiento modal de la estructura. Para determinar en qué modo se aplicará la carga incremental.

Modo	Periodo seg	SumUX	SumUY	RZ	PPM		
					X	Y	Z
1	0.701	0.753	0.005	0.0447	94.6812524	0.61758893	4.47
2	0.693	0.7588	0.8083	0.0002	0.72928455	99.2218379	0.02
3	0.589	0.7953	0.8096	0.7268	4.5894631	0.16057312	72.68
4	0.231	0.9207	0.8097	0.0002			
5	0.225	0.9207	0.9169	0.00003688			
6	0.198	0.9212	0.917	0.1292			
7	0.145	0.9223	0.9427	0.0002			
8	0.142	0.9482	0.9438	0.0045			
9	0.126	0.9489	0.9439	0.011			
10	0.117	0.9738	0.9441	0.0169			
11	0.114	0.9741	0.9808	5.405E-06			
12	0.104	0.9811	0.9809	0.0433			
13	0.08	0.9951	0.981	0.0002			
14	0.078	0.9951	0.9957	0			
15	0.072	0.9963	0.9958	0.0182			
16	0.061	0.9963	0.9958	0.0002			
17	0.06	0.9999	0.9958	0			

18	0.06	0.9999	1	2.837E-06		
----	------	--------	---	-----------	--	--

Tabla 9 Porcentaje de participación Modal – Caso No Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

De esta manera se conoce que, con el ajuste de los parámetros, el primer modo de vibrar pertenece al sentido “X” y el segundo modo de vibrar al sentido “Y”. Por lo que, los siguientes casos de carga se configuran de esta manera.

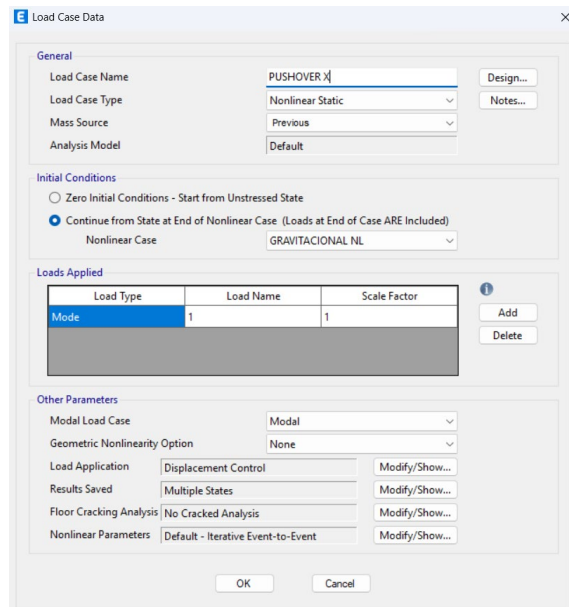


Figura 52 Caso de Carga PUSHOVER X

Fuente: (Bravo, 2025)

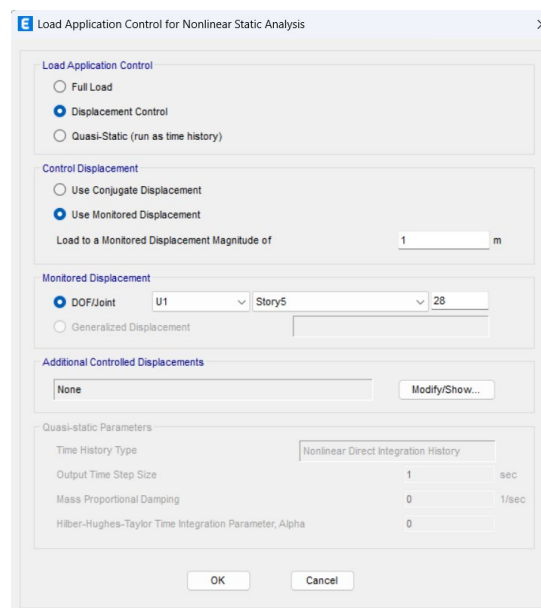


Figura 53 Configuraciones para el caso de carga de PUSHOVER Dirección X

Fuente: (Bravo, 2025)

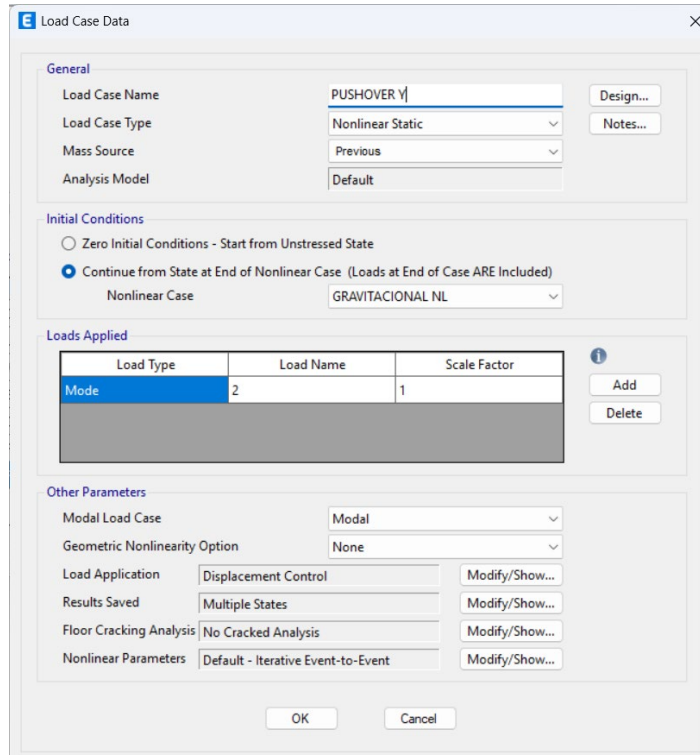


Figura 54 Caso de Carga PUSHOVER Dirección Y

Fuente: (Bravo, 2025)

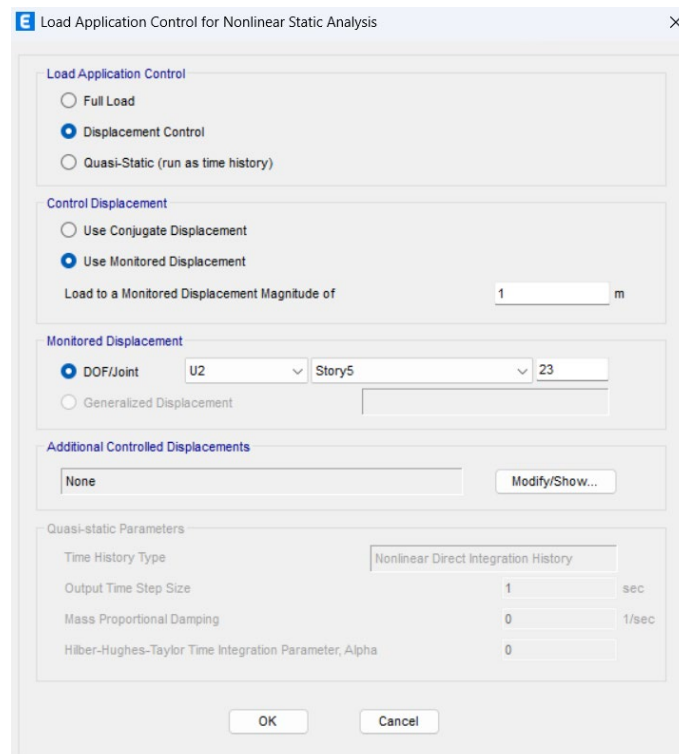


Figura 55 Configuraciones para el caso de carga de PUSHOVER Dirección Y

Fuente: (Bravo, 2025)

3.2. Configuraciones Dirección X

Dentro del modelo estructural creado para el análisis no lineal, es necesario asignar rotulas plásticas en vigas y columnas. Por lo que, a continuación, se muestran las rótulas plásticas generadas para cada pórtico.



Figura 56 Rótulas Plásticas Eje 2

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 57 Rótulas Plásticas Eje 3

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 58 Rótulas Plásticas Eje 4

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 59 Rótulas Plásticas Eje 5

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 60 Rótulas Plásticas Eje 6

Fuente: (Bravo, 2025)

Cada sección de viga y columna con su respectivo armado de hierros, tiene una rótula específica. Sin embargo, al ser una gran cantidad de rótulas creadas. Se muestra únicamente una rótula típica de un piso intermedio para una viga de 35x50 centímetros y para una columna de 45x50.

Hinge Property Data for B11H7 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.02525
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment: Moment SF Positive: 21.7165, Negative: 27.0721 ton-f-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only): Rotation SF Positive: 1, Negative: 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-0.009094
Life Safety	0.025	-0.024094
Collapse Prevention	0.05	-0.046375

Type: Moment - Rotation

Load Carrying Capacity Beyond Point E: Drops To Zero

Hysteresis Type and Parameters: Hysteresis: Isotropic

Figura 61 Rótula Plástica para Viga de 35x50

Fuente: (Bravo, 2025)

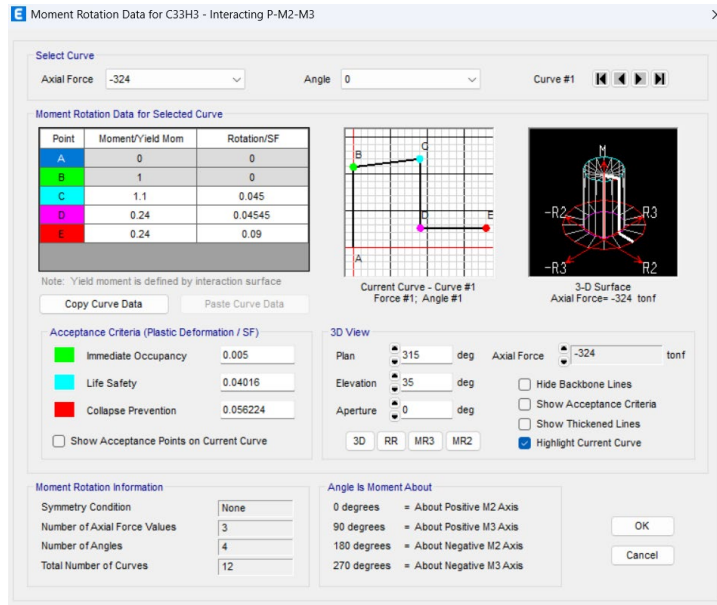


Figura 62 Rótula Plástica para Columna de 45x50

Fuente: (Bravo, 2025)

3.3. Configuraciones Dirección Y

Se repite el proceso de creación de rótulas plásticas en el sentido Y. Siguiendo la misma lógica del acápite anterior. A continuación, se muestran las rótulas creadas en la dirección "Y"

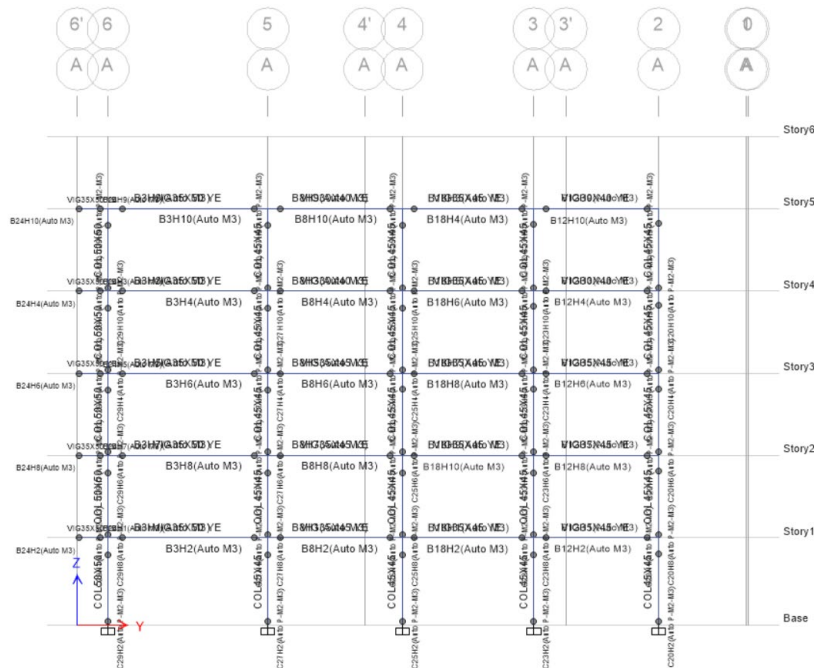


Figura 63 Rótulas Plásticas Eje A

Fuente: (Bravo, 2025)

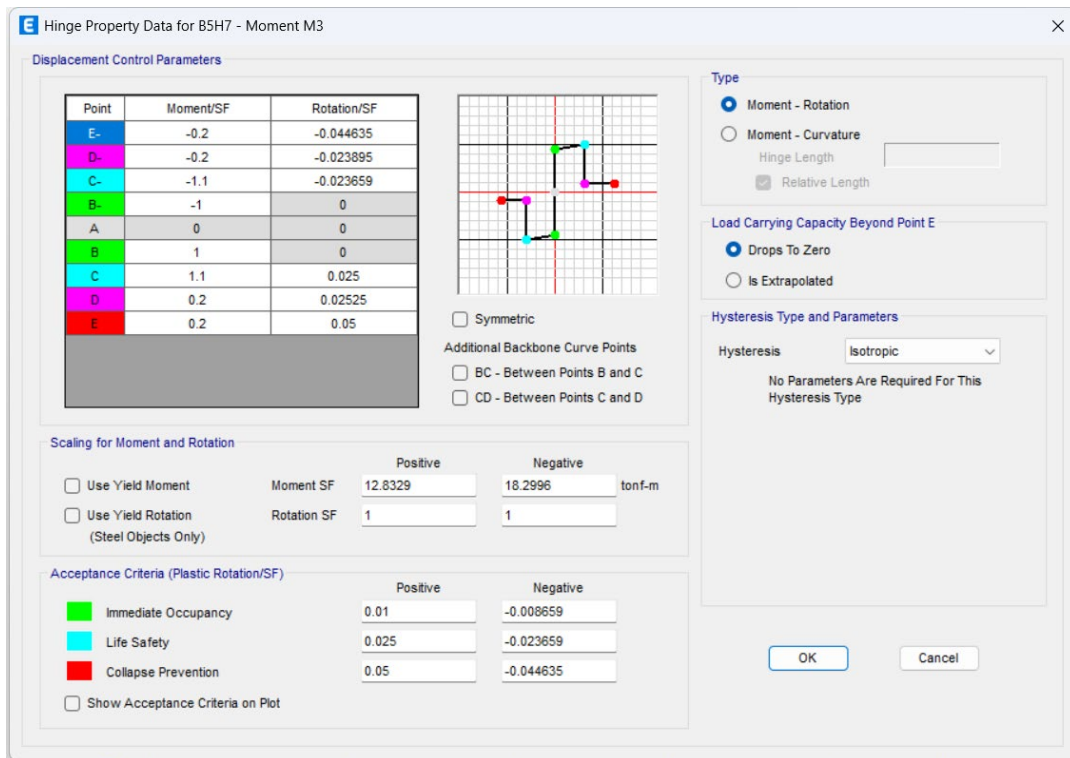


Figura 66 Rótula Plástica para Viga de 35x45

Fuente: (Bravo, 2025)

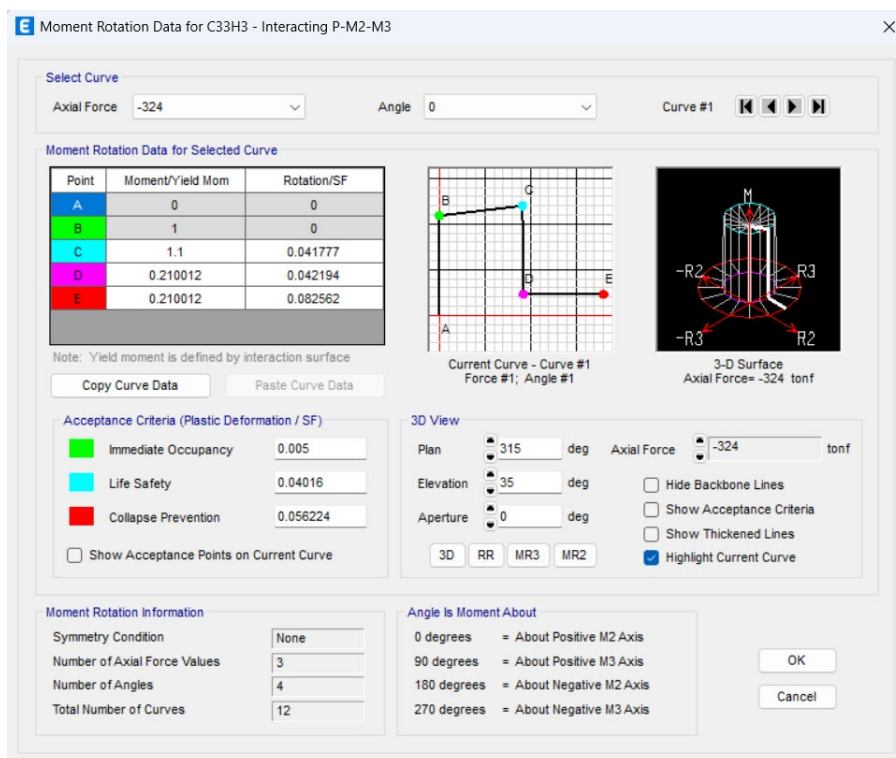


Figura 67 Rótula Plástica para Columna de 45x50 Sentido Y

Fuente: (Bravo, 2025)

3.4. Resultados Dirección X

A continuación, se muestra la curva de capacidad en sentido X en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 279.61 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

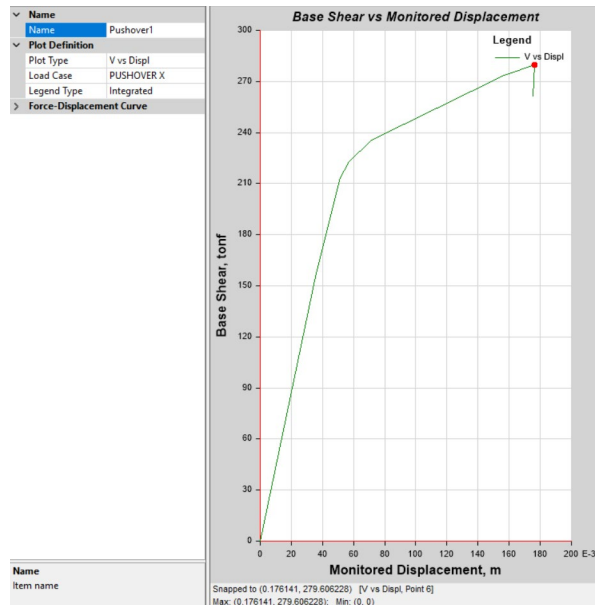


Figura 68 Curva de capacidad Pushover Sentido X

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles y no frágiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje 6.

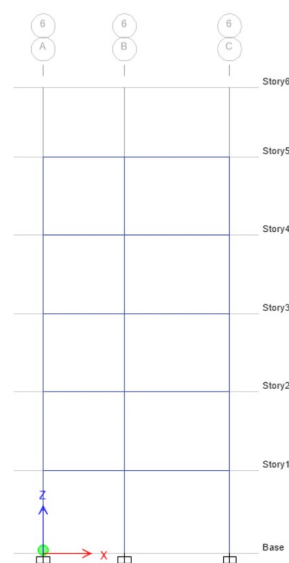


Figura 69 Pushover X, Paso 1

Fuente: (Bravo, 2025)

La primera rótula plástica formada está en la base de la columna del EJE A, se debe prestar especial atención al desarrollo de la columna durante el proceso debido a que una rótula en la cabeza de la columna no sería deseable.

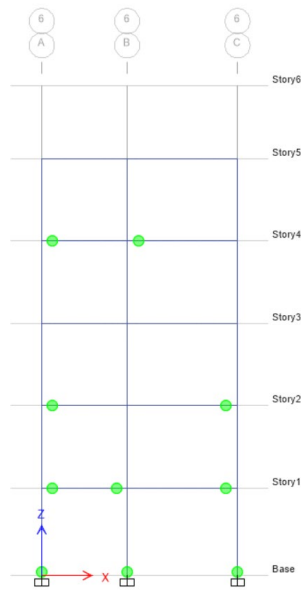


Figura 70 Pushover X, Paso 2

Fuente: (Bravo, 2025)

Las rótulas plásticas formadas en vigas representan un comportamiento deseable. Además, se forman rótulas en las bases de las columnas.

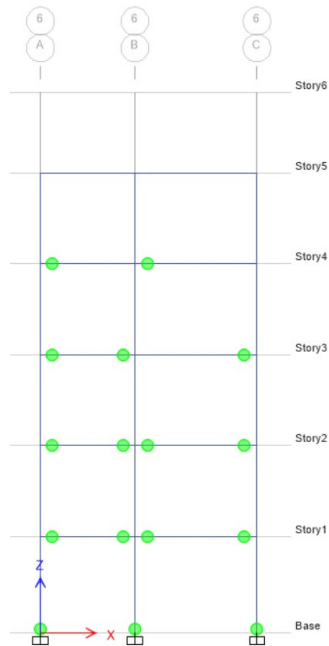


Figura 71 Pushover X, Paso 3

Fuente: (Bravo, 2025)

Continúa la formación de rótulas plásticas en vigas en pisos superiores, este comportamiento es el que se espera de una buena configuración estructural.

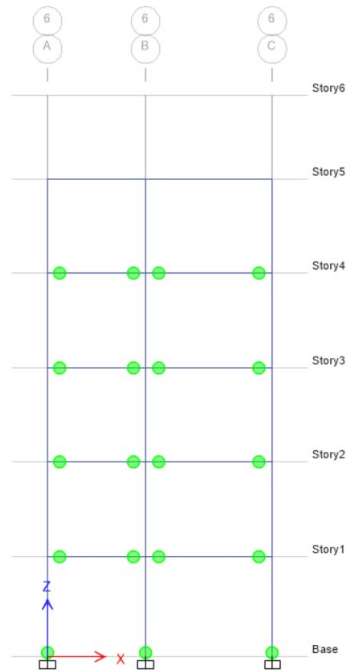


Figura 72 Pushover X, Paso 4

Fuente: (Bravo, 2025)

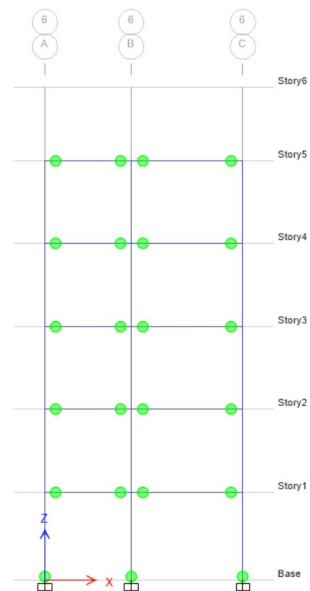


Figura 73 Pushover X, Paso 5

Fuente: (Bravo, 2025)

En los pasos 4 y 5 se completa la formación de rótulas en las vigas. A partir de este paso, se espera que las rótulas que ya incurrieron en el rango inelástico (Punto B de la rótula), alcancen el momento último.

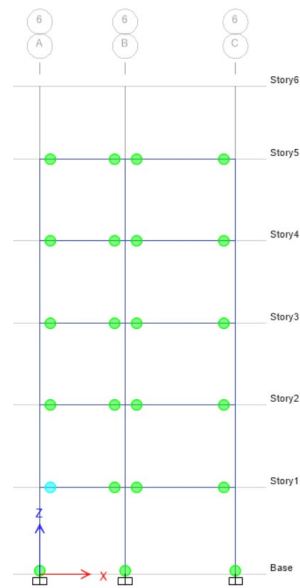


Figura 74 Pushover X, Paso 6

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula de la viga del primer piso sobrepasa el punto C de la rótula, momento a partir del cual su resistencia baja drásticamente.

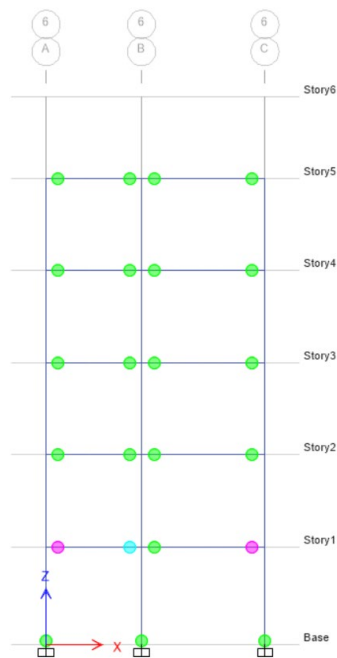


Figura 75 Pushover X, Paso 7

Fuente: (Bravo, 2025)

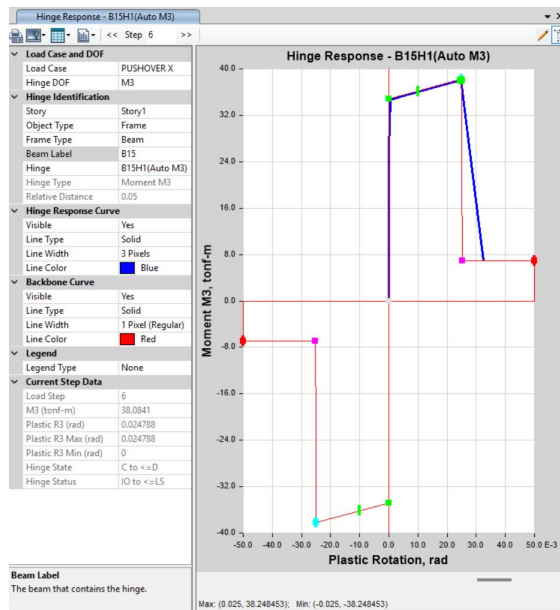


Figura 76 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X

Fuente: (Bravo, 2025)

Las vigas que fallan y sueltan la carga tras exceder su resistencia máxima son las del eje 6 en el primer piso. Además, se ha comprobado el comportamiento deseable de la estructura al formarse fallas dúctiles en vigas y en la base de las columnas.

Finalmente, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$.

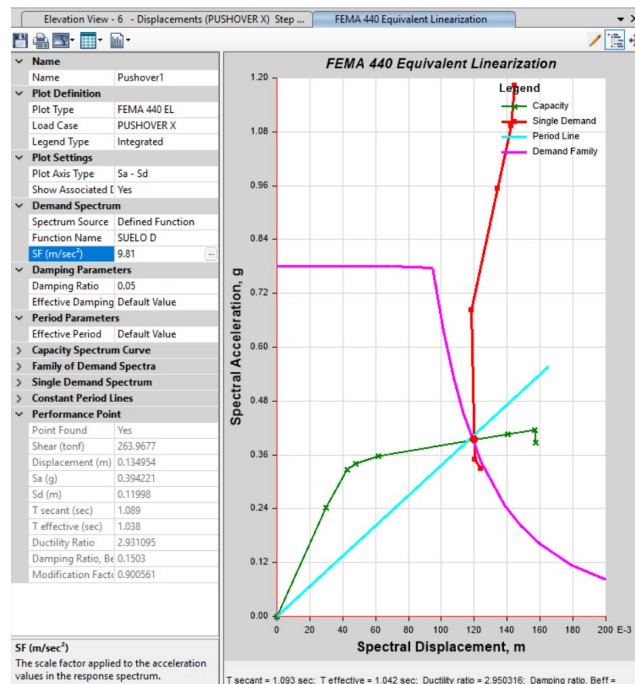


Figura 77 Punto de desempeño para el Pushover X.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 263.97 ton., un desplazamiento de 0.14 m. y una aceleración S_a de 0.39 g. El punto se encuentra previo al quinto paso de la curva de desempeño del Pushover.

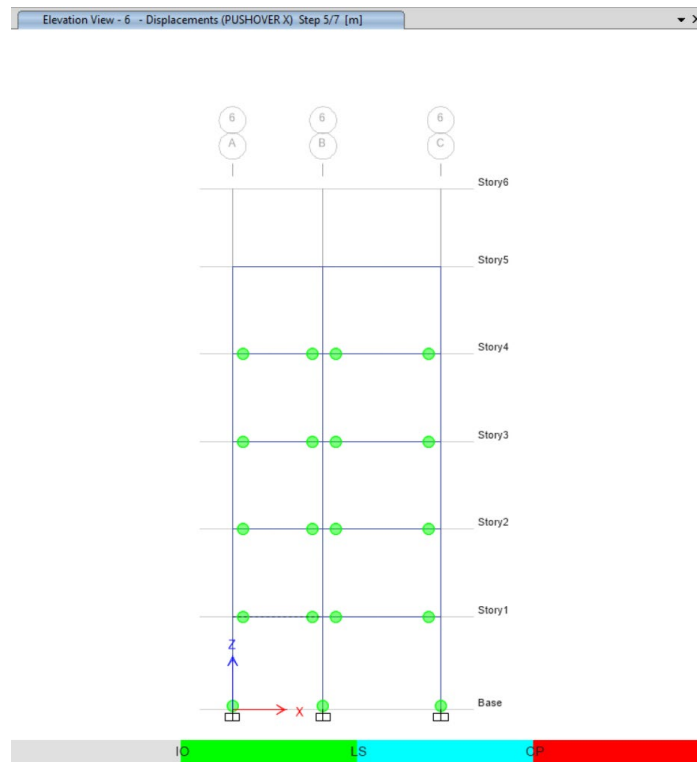


Figura 78 Paso 5, Pushover X, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado la de ocupación inmediata en las bases de las columnas y en todas las vigas hasta el piso 4. De tal manera que, para el sentido X, es posible garantizar la de “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	279.61
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	263.97
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.14
S_a (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 10 Resultados Pushover dirección X

Fuente: (Bravo, 2025)

3.5. Resultados Dirección Y

Para la dirección Y, se repite el procedimiento mostrado en el acápite anterior. Por lo que a continuación, se muestra la curva de capacidad en sentido Y en la que se muestra que

la estructura resiste una fuerza máxima de 300.32 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

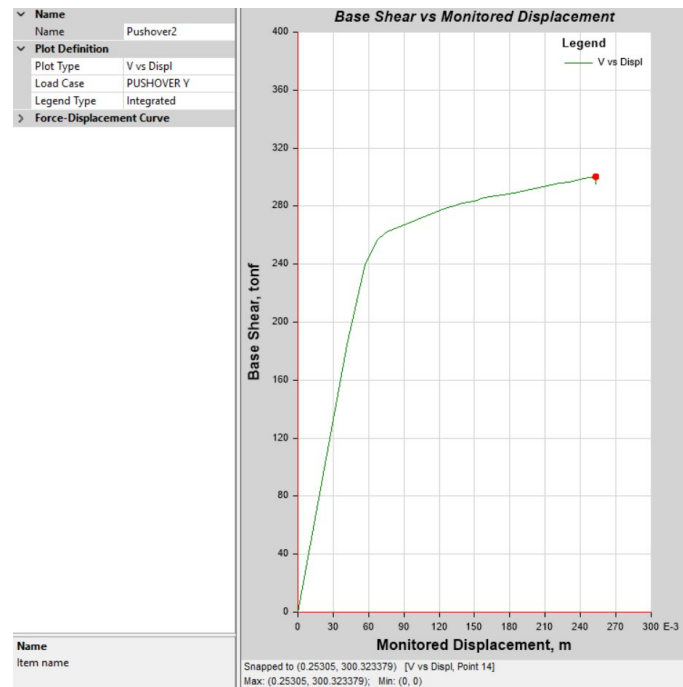


Figura 79 Curva de capacidad Pushover Sentido Y

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, tal y como se realizó en el Sentido X, se comprueba que el comportamiento no lineal de la estructura y que la formación de rótulas plásticas produzca fallas dúctiles y no frágiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje C, al ser el eje más esforzado durante el Pushover.

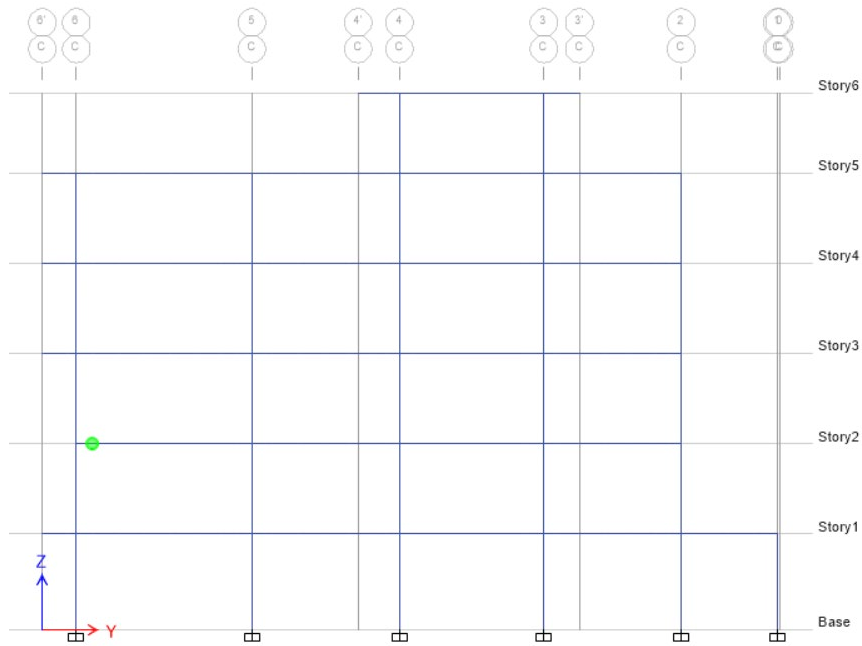


Figura 80 Pushover Y, Paso 1

Fuente: (Bravo, 2025)

La primera rótula plástica formada es en una viga lo cual indica un buen comportamiento de la estructura.

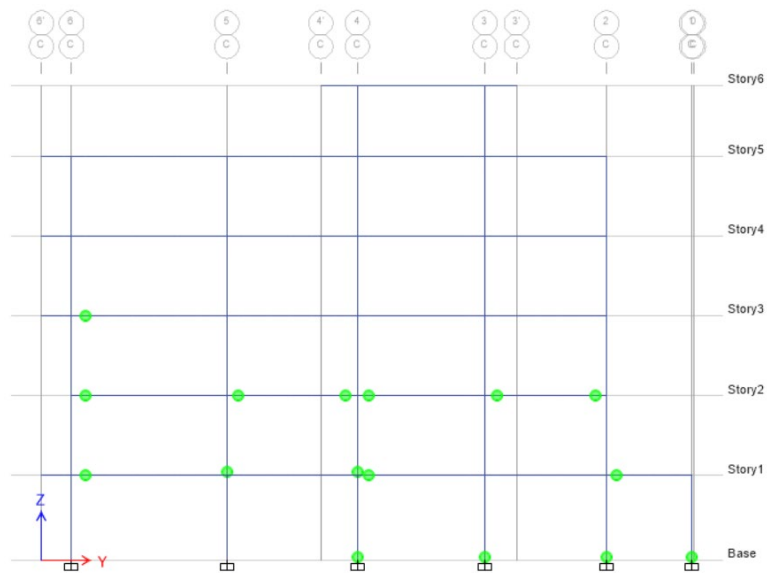


Figura 81 Pushover Y, Paso 2

Fuente: (Bravo, 2025)

Las rótulas plásticas formadas en vigas representan un comportamiento deseable. Además, se forman rótulas en las bases de las columnas.

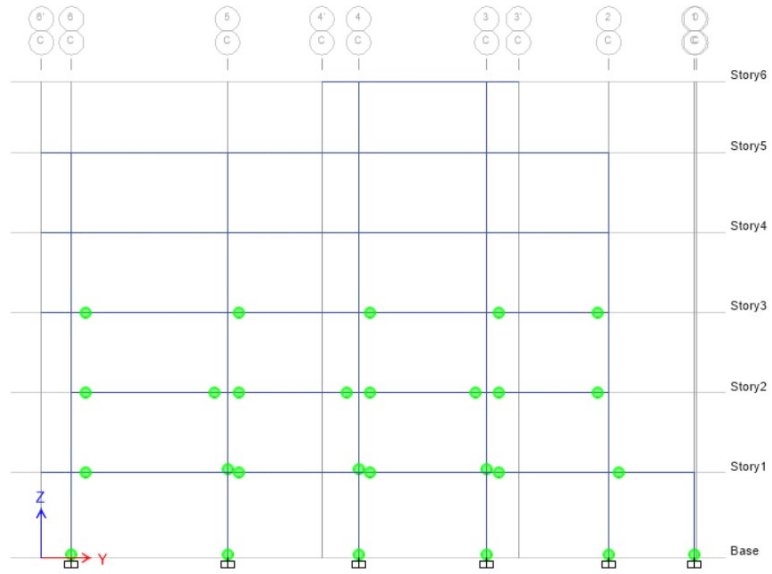


Figura 82 Pushover Y, Paso 3

Fuente: (Bravo, 2025)

Continúan formándose rotulas en vigas en pisos superiores, alcanzando en el paso 3 la incursión en el rango no lineal de las vigas del piso 3.

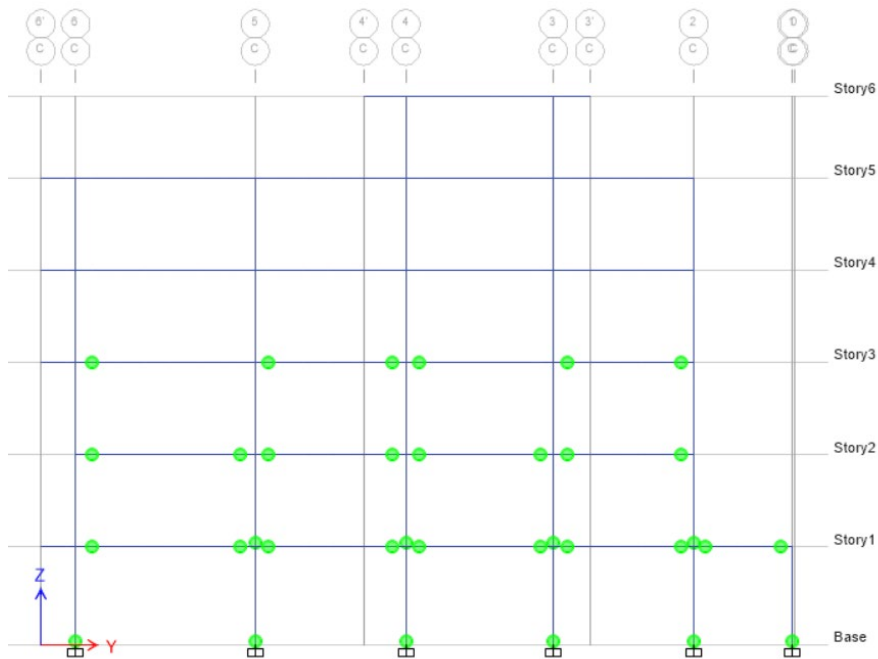


Figura 83 Pushover Y, Paso 4

Fuente: (Bravo, 2025)

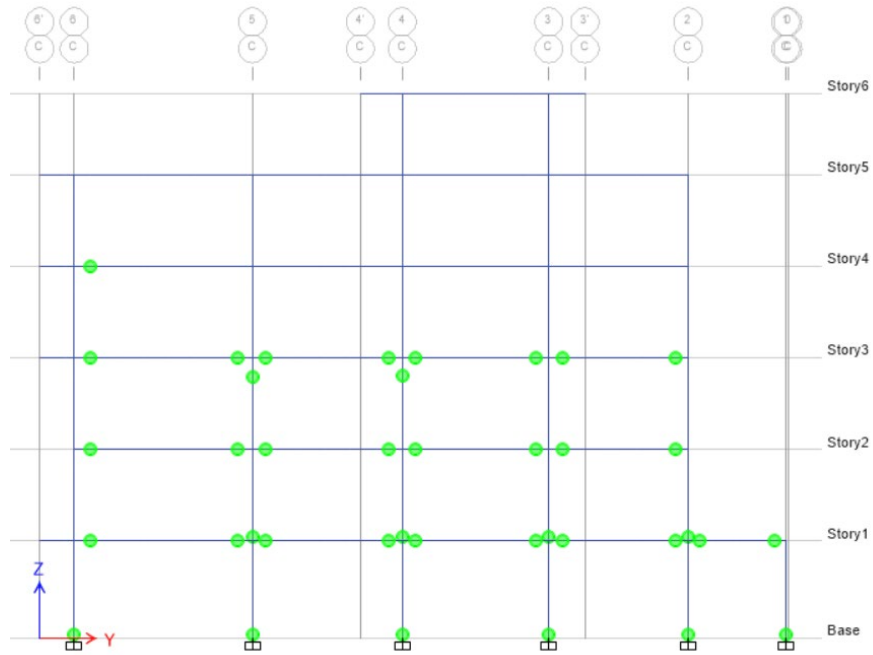


Figura 84 Pushover Y, Paso 5

Fuente: (Bravo, 2025)

Las rótulas de vigas se empiezan a formar en el piso 4, además se forman rotulas en columnas.

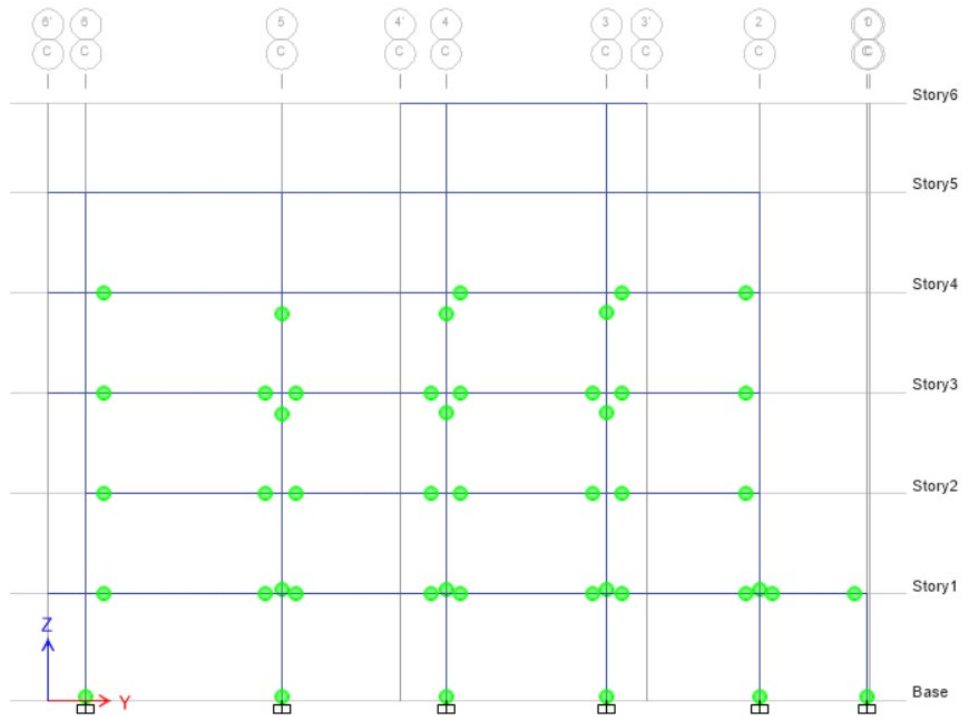


Figura 85 Pushover Y, Paso 6

Fuente: (Bravo, 2025)

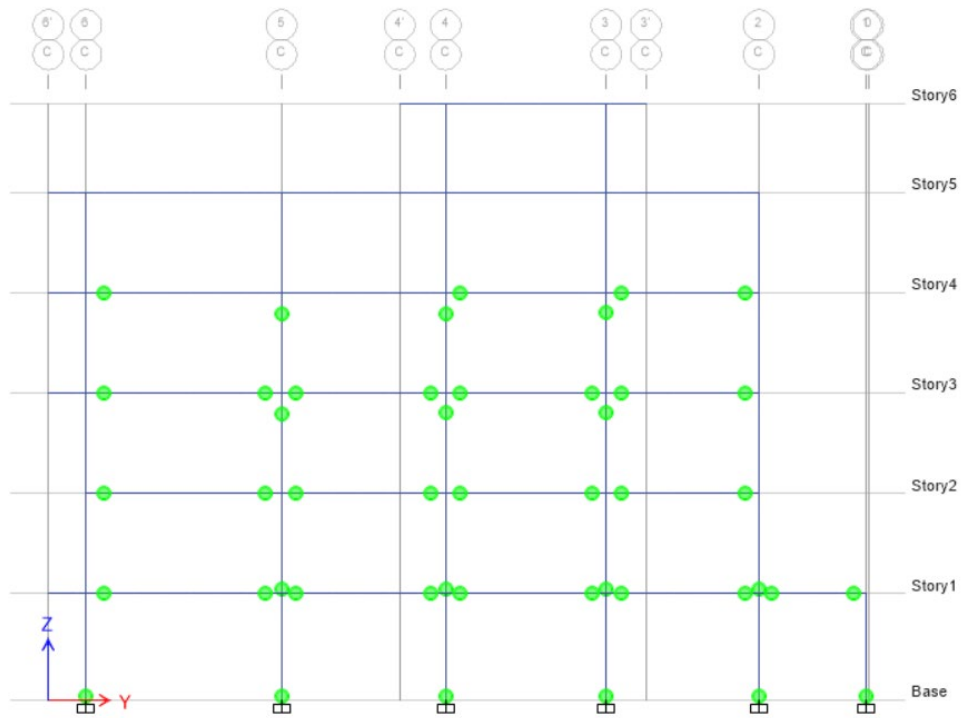


Figura 86 Pushover Y, Paso 7

Fuente: (Bravo, 2025)

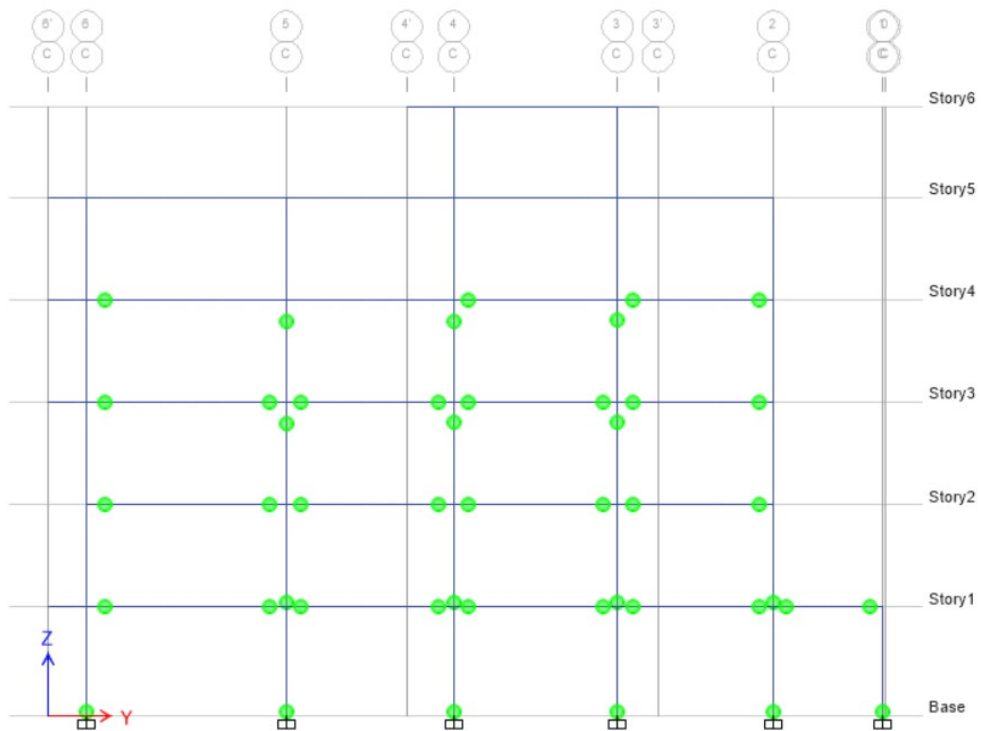


Figura 87 Pushover Y, Paso 8

Fuente: (Bravo, 2025)

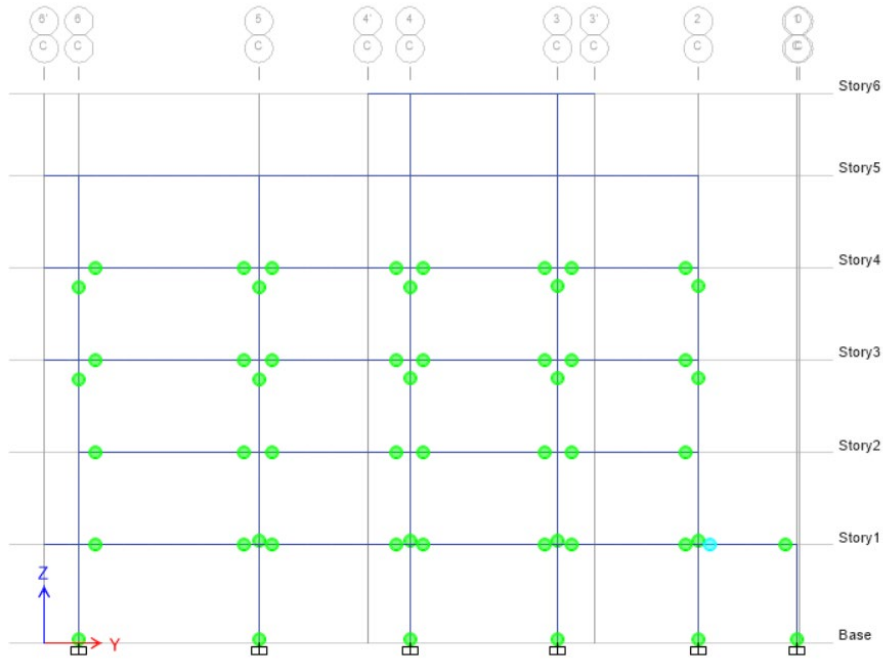


Figura 88 Pushover Y, Paso 14

Fuente: (Bravo, 2025)

Desde el paso 8 al paso 14, se completa paulatinamente la formación de rotulas en vigas y en las columnas mostradas. Con la particularidad que en el Paso 14, la viga del primer piso entre el eje 2 y 1 alcanza el punto C de la rótula.

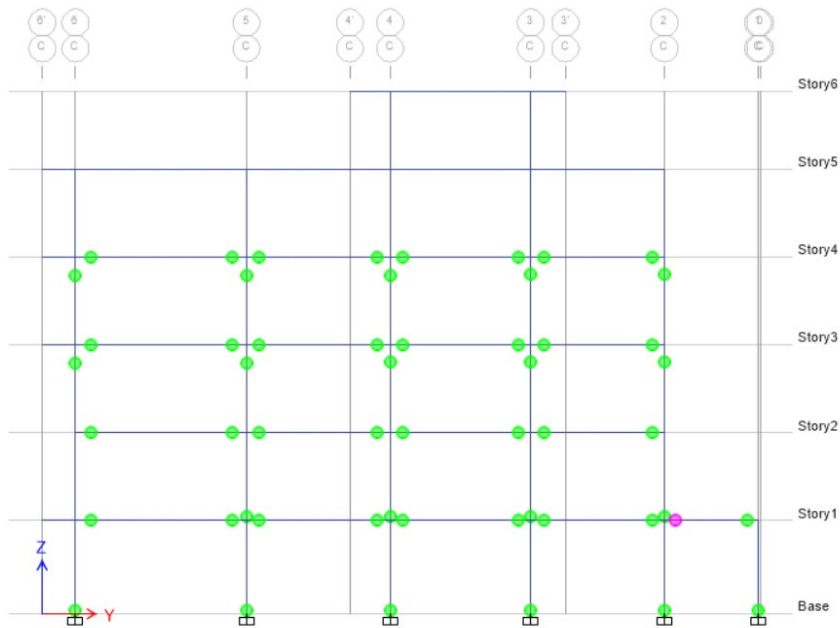


Figura 89 Pushover Y, Paso 15

Fuente: (Bravo, 2025)

Finalmente, en el paso 15, la rótula en la viga alcanza su momento máximo y tiene una caída drástica en la resistencia.

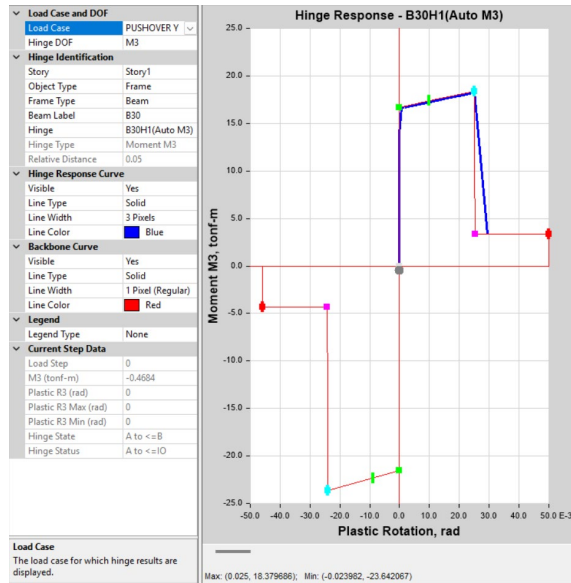


Figura 90 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y

Fuente: (Bravo, 2025)

La viga que falla y sueltan la carga tras exceder su resistencia máxima son las del eje C en el primer piso. Adicionalmente también se ha comprobado que existe un comportamiento deseable de la estructura en sentido Y.

Finalmente, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$, en sentido Y.

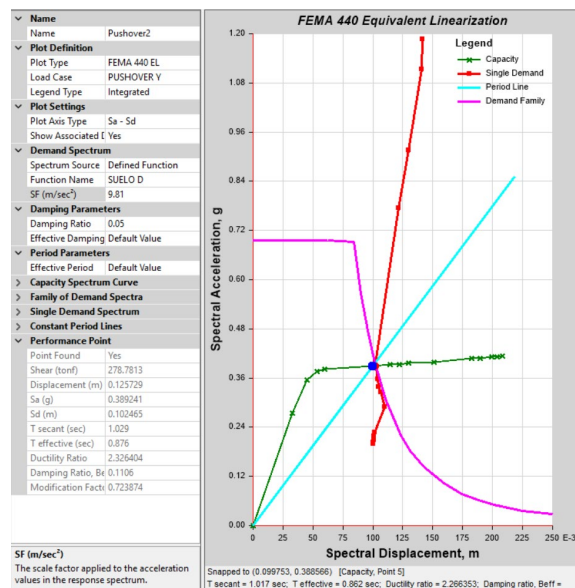


Figura 91 Punto de desempeño para el Pushover Y.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 278.78 ton., un desplazamiento de 0.13 m. y una aceleración S_a de 0.39 g. El punto se encuentra previo al Sexto paso de la curva de desempeño del Pushover.

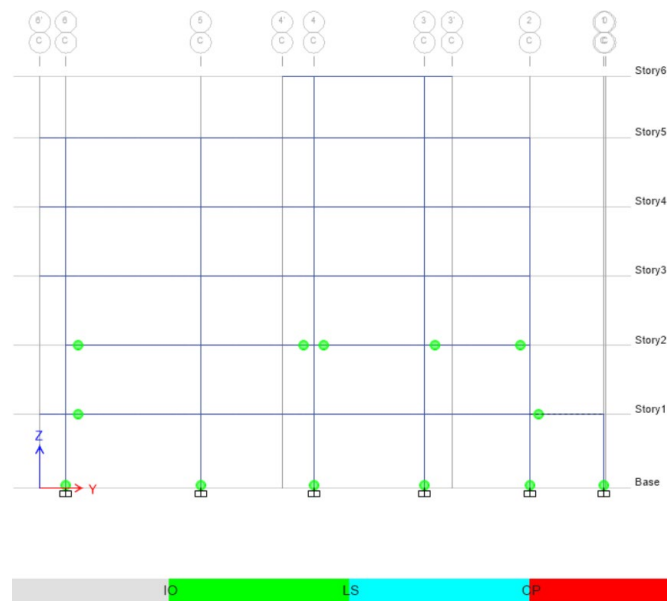


Figura 92 Paso 6, Pushover Y, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado la ocupación inmediata en las bases de las columnas y en las vigas mostradas. De tal manera que, para el sentido Y, es posible garantizar la “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	300.32
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	278.78
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.13
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 11 Resultados Pushover dirección Y

Fuente: (Bravo, 2025)

CAPÍTULO IV

CÁLCULO DE DEFORMACIÓN Y FLUENCIA EN ANÁLISIS NO LINEAL

4.1. Cálculo de Deformación por Fluencia y Encogimiento para 20 años

Para el cálculo de la Deformación por Fluencia y Encogimiento se utiliza la metodología planteada por (EUCOCODE 2), ya que esta normativa presenta una metodología y ecuaciones sencillas para el cálculo.

Creep and Shrinkage

$$t := 7305 \text{ day}$$

Vida del concreto (20 años)

$$f_{ck} := 24 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$A_c := 0.25 \text{ m}^2$$

Sección transversal del elemento (Columna de 50 cm x 50 cm)

$$RH := 80\%$$

Humedad relativa

$$v := 1 \text{ m}$$

Sección transversal expuesta a Medio ambiente (Dos caras de la Columna)

$$t_0 := 28 \text{ day}$$

Edad del concreto cuando empieza la carga

$$t_s := 7 \text{ day}$$

Edad del concreto cuando empieza la retracción por secado

CREEP:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{v} = 500 \text{ mm}$$

Ecuación (B.6)

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{0.001 \text{ m}}}} = 1.252$$

Ecuación (B.3a)

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32 \text{ MPa}$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 2.97$$

Ecuación (B.4)

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{\left(0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}}\right)^{0.2}\right)} = 0.488$$

Ecuación (B.5)

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.816$$

Ecuación (B.2)

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \frac{RH}{0.01}\right)^{18}\right) \cdot \frac{h_0}{0.001 \text{ m}} + 250, 1500\right) = 1359.703$$

Ecuación (B.8a)

$$\beta_c := \left(\frac{\frac{t - t_0}{\text{day}}}{\beta_H + \frac{(t - t_0)}{\text{day}}}\right)^{0.3} = 0.95$$

Ecuación (B.7)

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.725$$

Ecuación (B.1)

SHRINKAGE:

$$h_0 = 0.5 \text{ m}$$

Drying shrinkage

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{1} \right)^3 \right) = 0.756$$

Ecuación (B.12)

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-1 \alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.000289$$

Ecuación (B.11)

$$k_h := \frac{h_0}{\text{m}} \cdot \left(\frac{0.7 - 0.75}{0.5 - 0.3} \right) + 0.825 = 0.7$$

$$\beta_{ds} := \frac{\frac{(t - t_s)}{\text{day}}}{\frac{(t - t_s)}{\text{day}} + 0.04 \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{h_0}{0.001 \text{ m}} \right)^3} \right)} = 0.9423$$

Ecuación (B.10)

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = 0.000191$$

Autogeneous shrinkage:

$$\varepsilon_{cainf} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.000035$$

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

$$\beta_{as} := \left(1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{day}}}} \right) = 1$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cainf} = 0.000035$$

Total shrinkage:

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 0.000226$$

Parámetro	Resultado 20 años
Creep	1.725
Shrinkage	0.000226

Tabla 12 Resultados Creep and Shrinkage, para 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

4.2. Cálculo de Deformación por Fluencia y Encogimiento para 50 años

Se repite el proceso utilizando el (EUCOCODE 2), variando el tiempo de vida del concreto para obtener los valores de deformación por fluencia (Creep) y encogimiento (Shrinkage).

Creep and Shrinkage

$$t := 18263 \text{ day}$$

Vida del concreto (50 años)

$$f_{ck} := 24 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$A_c := 0.25 \text{ m}^2$$

Sección transversal del elemento

$$RH := 80\%$$

Humedad relativa

$$v := 1 \text{ m}$$

Sección transversal expuesta a Medio ambiente

$$t_0 := 28 \text{ day}$$

Edad del concreto cuando empieza la carga

$$t_s := 7 \text{ day}$$

Edad del concreto cuando empieza la retracción por secado

CREEP:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{v} = 500 \text{ mm}$$

Ecuación (B.6)

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{0.001 \text{ m}}}} = 1.252$$

Ecuación (B.3a)

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32 \text{ MPa}$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 2.97$$

Ecuación (B.4)

$$\beta_{t0} := \frac{1}{\left(0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}}\right)^{0.2}\right)} = 0.488$$

Ecuación (B.5)

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.816$$

Ecuación (B.2)

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \frac{RH}{0.01}\right)^{18}\right) \cdot \frac{h_0}{0.001 \text{ m}} + 250, 1500\right) = 1359.703$$

Ecuación (B.8a)

$$\beta_c := \left(\frac{\frac{t - t_0}{\text{day}}}{\beta_H + \frac{(t - t_0)}{\text{day}}}\right)^{0.3} = 0.979$$

Ecuación (B.7)

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.777$$

Ecuación (B.1)

SHRINKAGE:

$$h_0 = 0.5 \text{ m}$$

Drying shrinkage

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{1} \right)^3 \right) = 0.756$$

Ecuación (B.12)

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-1 \cdot \alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.000289$$

Ecuación (B.11)

$$k_h := \frac{h_0}{\text{m}} \cdot \left(\frac{0.7 - 0.75}{0.5 - 0.3} \right) + 0.825 = 0.7$$

$$\beta_{ds} := \frac{\frac{(t - t_s)}{\text{day}}}{\frac{(t - t_s)}{\text{day}} + 0.04 \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{h_0}{0.001 \text{ m}} \right)^3} \right)} = 0.9761$$

Ecuación (B.10)

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = 0.000197$$

Autogeneous shrinkage:

$$\varepsilon_{cainf} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.000035$$

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

$$\beta_{as} := \left(1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{day}}}} \right) = 1$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cainf} = 0.000035$$

Total shrinkage:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.000232$$

Parámetro	Resultado 50 años
Creep	1.777
Shrinkage	0.000232

Tabla 13 Resultados Creep and Shrinkage, para 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

4.3. Cálculo de Deformación por Fluencia y Encogimiento para 100 años

Se repite el proceso, variando el tiempo de vida del concreto para obtener los valores de deformación por fluencia (Creep) y encogimiento (Shrinkage), para 100 años. Para un análisis completo utilizando las ecuaciones propuestas por (EUCOCODE 2)

Creep and Shrinkage

$$t := 36525 \text{ day}$$

Vida del concreto (100 años)

$$f_{ck} := 24 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón

$$A_c := 0.25 \text{ m}^2$$

Sección transversal del elemento

$$RH := 80\%$$

Humedad relativa

$$v := 1 \text{ m}$$

Sección transversal expuesta a Medio ambiente

$$t_0 := 28 \text{ day}$$

Edad del concreto cuando empieza la carga

$$t_s := 7 \text{ day}$$

Edad del concreto cuando empieza la retracción por secado

CREEP:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{v} = 500 \text{ mm}$$

Ecuación (B.6)

$$\varphi_{RH} := 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{0.001 \text{ m}}}} = 1.252$$

Ecuación (B.3a)

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32 \text{ MPa}$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 2.97$$

Ecuación (B.4)

$$\beta_{t0} := \frac{1}{\left(0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}}\right)^{0.2}\right)} = 0.488$$

Ecuación (B.5)

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.816$$

Ecuación (B.2)

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \frac{RH}{0.01}\right)^{18}\right) \cdot \frac{h_0}{0.001 \text{ m}} + 250, 1500\right) = 1359.703$$

Ecuación (B.8a)

$$\beta_c := \left(\frac{\frac{t - t_0}{\text{day}}}{\beta_H + \frac{(t - t_0)}{\text{day}}}\right)^{0.3} = 0.989$$

Ecuación (B.7)

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.796$$

Ecuación (B.1)

SHRINKAGE:

$$h_0 = 0.5 \text{ m}$$

Drying shrinkage

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{1} \right)^3 \right) = 0.756$$

Ecuación (B.12)

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-1 \alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.000289$$

Ecuación (B.11)

$$k_h := \frac{h_0}{m} \cdot \left(\frac{0.7 - 0.75}{0.5 - 0.3} \right) + 0.825 = 0.7$$

$$\beta_{ds} := \frac{\frac{(t - t_s)}{\text{day}}}{\frac{(t - t_s)}{\text{day}} + 0.04 \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{h_0}{0.001 \text{ m}} \right)^3} \right)} = 0.9879$$

Ecuación (B.10)

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = 0.0002$$

Autogeneous shrinkage:

$$\varepsilon_{cainf} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.000035$$

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

$$\beta_{as} := \left(1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{day}}}} \right) = 1$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cainf} = 0.000035$$

Total shrinkage:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.000235$$

Parámetro	Resultado 100 años
Creep	1.796
Shrinkage	0.000235

Tabla 14 Resultados Creep and Shrinkage, para 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

4.4. Resumen de parámetros calculados

Parámetro	Resultado 20 años	Resultado 50 años	Resultado 100 años
Creep	1.725	1.777	1.796
Shrinkage	0.000226	0.000232	0.000235

Tabla 15 Resumen de parámetros de Creep and Shrinkage para 20, 50 y 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Estos parámetros serán utilizados para el cálculo no lineal de la estructura incluyendo los efectos de deformación por fluencia y encogimiento en el capítulo 5, en el cual se detallarán los efectos y resultados.

Además, se aprecia que los valores de deformación por fluencia y encogimiento crecen en los primeros años de forma significativa, mientras que para tiempos muy largos los efectos se vuelven casi lineales.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN CONSIDERANDO DEFORMACIÓN POR FLUENCIA Y ENCOGIMIENTO

5.1. Análisis Pushover sentido X – 20 años

Para considerar la deformación por fluencia y encogimiento se agregan los parámetros calculados en la sección 4.1 al análisis de segundo orden.

The image shows a software dialog box titled "Floor Cracking Analysis Parameters". It is divided into three main sections:

- Floor Cracking Analysis Options:** Three radio buttons are present. "Cracked (Long Term)" is selected.
- Long Term Cracking Options:** Two radio buttons are present. "Creep, Shrinkage and Aging Coefficient Specified Below" is selected. Below this, three input fields are visible: "Creep Coefficient" with the value 1.725, "Shrinkage Strain" with the value 0.000226, and "Aging Coefficient" with the value 0.8.
- Other Cracking Parameters:** A "Convergence Check Type" section has two radio buttons, with "SRSS of Vertical Displacements" selected. Below this are two input fields: "Relative Displacement Convergence Tolerance" with the value 0.005 and "Maximum Iterations" with the value 30.

At the bottom of the dialog, there is a "Note" section with the text: "The cracking analysis is only done on concrete beams and slabs that have been designed and/or their reinforcement has been specified. All other objects are treated as linear." Below the note are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 93 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido X – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Con estos valores y manteniendo la misma configuración del Análisis de Segundo Orden en el Sentido X, se realiza un nuevo Pushover con el objetivo de comprar las similitudes y diferencias.

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 273.15 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

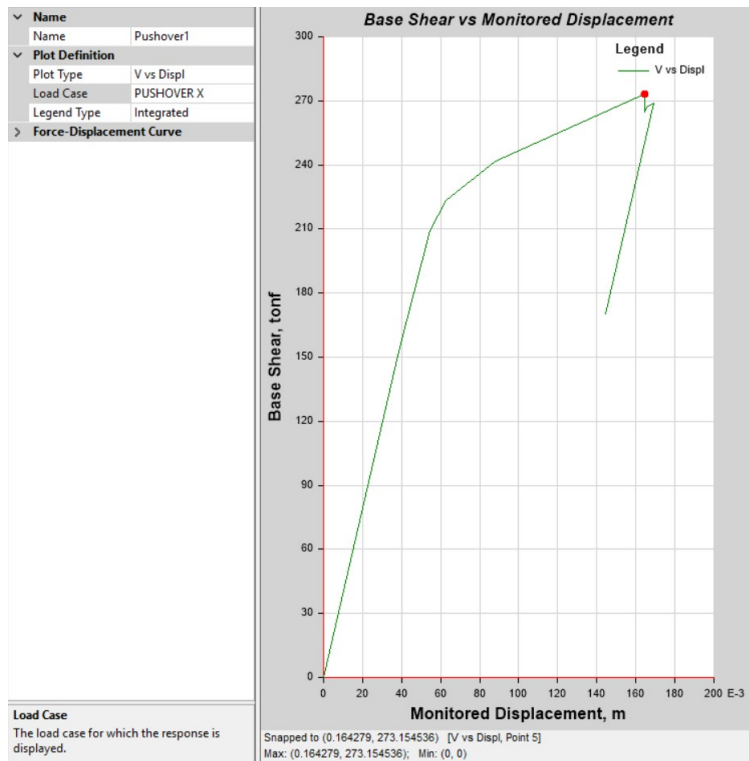


Figura 94 Curva de capacidad Pushover Sentido X – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles y no frágiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje 6.

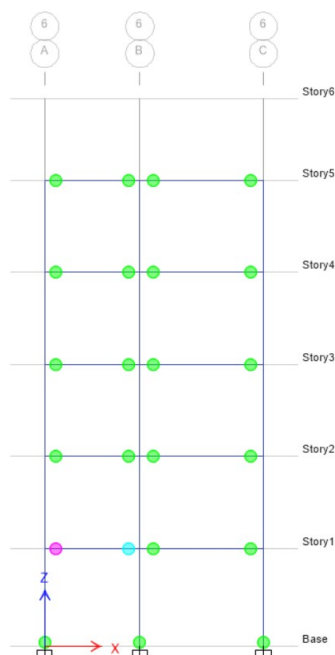


Figura 95 Rótulas plásticas Pushover X – 20 años, Paso final

Fuente: (Bravo, 2025)

Al comparar el estado de las rótulas con el modelo Pushover tradicional, se puede observar que menos rótulas sobrepasaron el punto B, antes de la falla. Esto ocasiona una menor resistencia de la estructura en general.

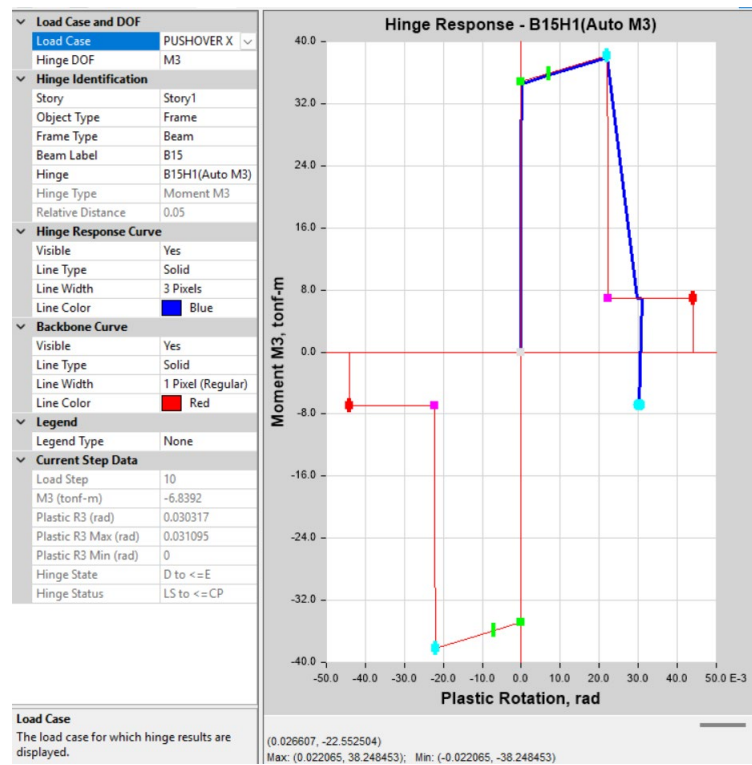


Figura 96 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula mostrada en la figura anterior sobrepasa el punto D, causando que la estructura no pueda recibir más carga. Además, al comprar con el modelo tradicional se aprecia que ha alcanzado un momento mayor.

De igual manera, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con R=1.

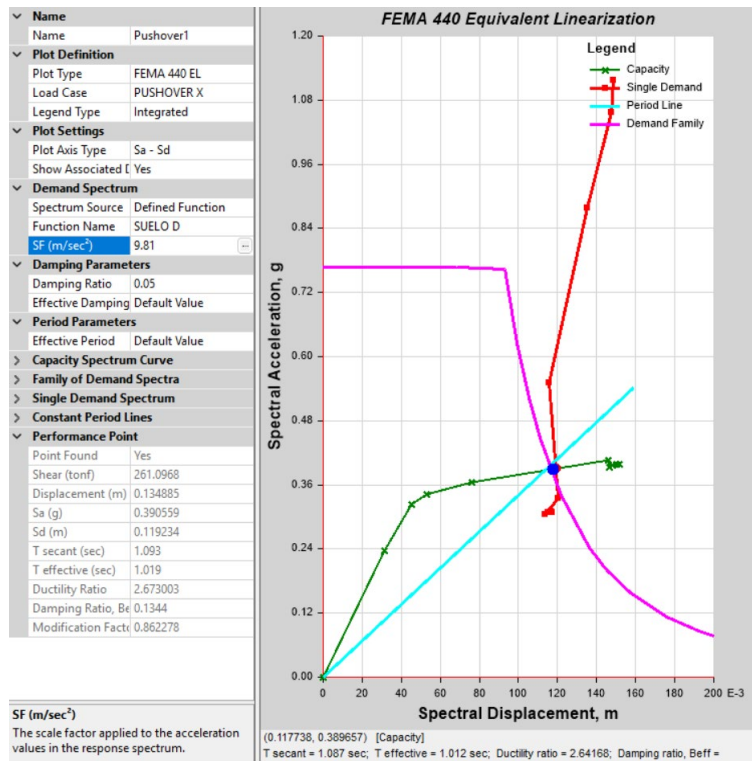


Figura 97 Punto de desempeño para el Pushover X – 20 años.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 261.09 ton., un desplazamiento de 0.134 m. y una aceleración Sa de 0.39 g. El punto se encuentra previo al quinto paso de la curva de desempeño del Pushover.

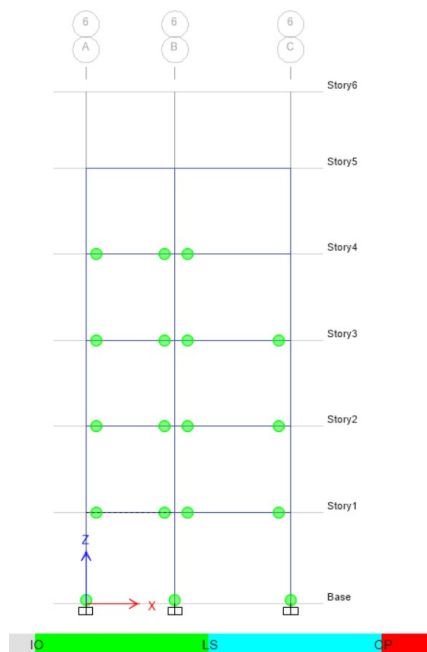


Figura 98 Paso 5, Pushover X 20 años, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado el nivel de ocupación inmediata en varias rótulas. De tal manera que, para el sentido X, es posible garantizar el nivel de “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	273.15
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	261.09
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.134
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 16 Resultados Pushover dirección X – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

5.2. Análisis Pushover sentido X – 50 años

Para considerar la deformación por fluencia y encogimiento se agregan los parámetros calculados en la sección 4.2 al análisis de segundo orden.

The image shows a software dialog box titled "Floor Cracking Analysis Parameters". It is divided into three main sections:

- Floor Cracking Analysis Options:** Three radio buttons are present: "No Cracked Analysis", "Cracked (Short Term)", and "Cracked (Long Term)". The "Cracked (Long Term)" option is selected.
- Long Term Cracking Options:** Two radio buttons are present: "Creep and Shrinkage Parameters from Material Properties" and "Creep, Shrinkage and Aging Coefficient Specified Below". The second option is selected. Below it are three input fields: "Age at Loading, Days" (empty), "Cracked Age for Creep/Shrinkage, Days" (empty), "Creep Coefficient" (1.777), "Shrinkage Strain" (0.000232), and "Aging Coefficient" (0.8).
- Other Cracking Parameters:** Two radio buttons are present: "SRSS of Vertical Displacements" and "Maximum Absolute Vertical Displacement". The first option is selected. Below it are two input fields: "Relative Displacement Convergence Tolerance" (0.005) and "Maximum Iterations" (30).

At the bottom, there is a "Note" section with the text: "The cracking analysis is only done on concrete beams and slabs that have been designed and/or their reinforcement has been specified. All other objects are treated as linear." Below the note are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 99 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido X – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 274.16 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

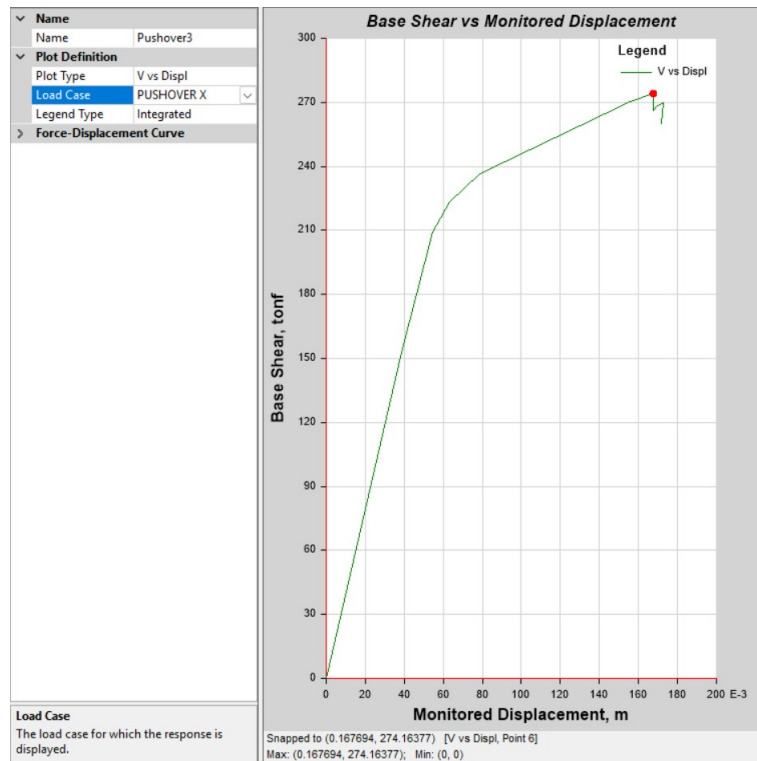


Figura 100 Curva de capacidad Pushover Sentido X – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles y no frágiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje 6, al igual que en el caso anterior.

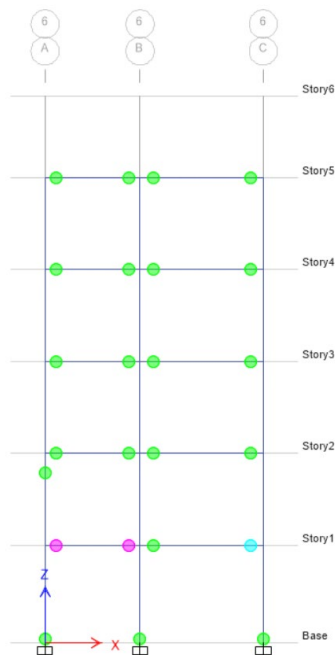


Figura 101 Rótulas plásticas Pushover X – 50 años, Paso final

Fuente: (Bravo, 2025)

Al comparar el estado de las rótulas con el modelo Pushover tradicional, se puede observar que menos rotulas sobrepasaron el punto B, antes de la falla. Esto ocasiona una menor resistencia de la estructura en general.

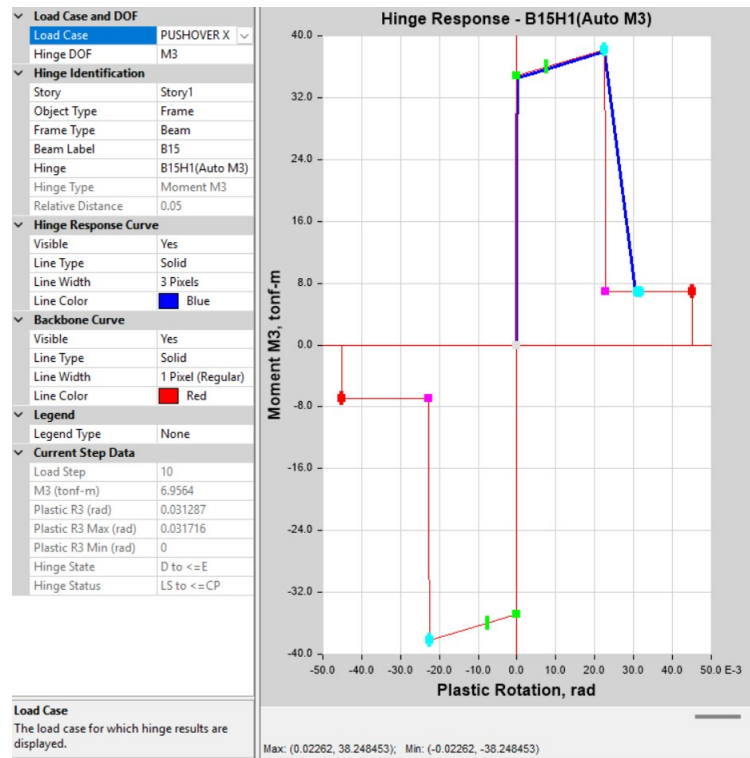


Figura 102 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula mostrada en la figura anterior sobrepasa el punto D, causando que la estructura no pueda recibir más carga. De igual manera, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$.

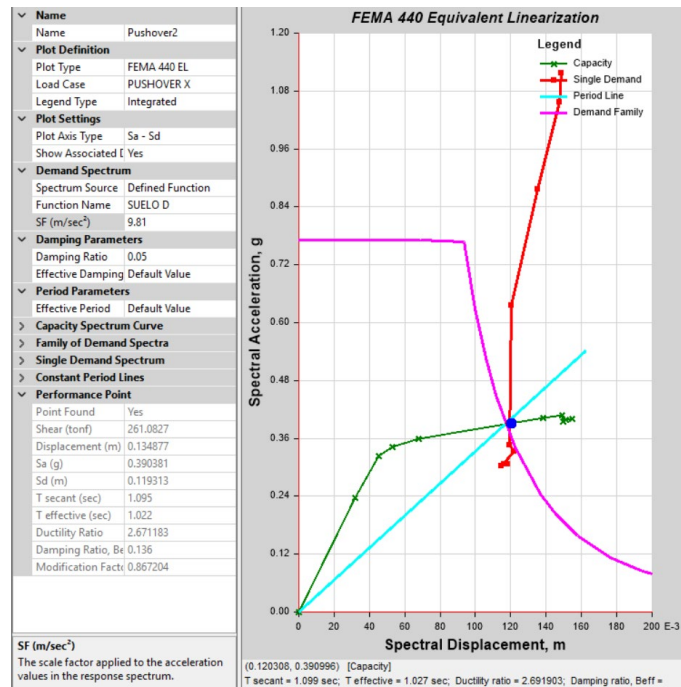


Figura 103 Punto de desempeño para el Pushover X – 50 años.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 261.08 ton., un desplazamiento de 0.134 m. y una aceleración Sa de 0.39 g. El punto se encuentra previo al quinto paso de la curva de desempeño del Pushover.

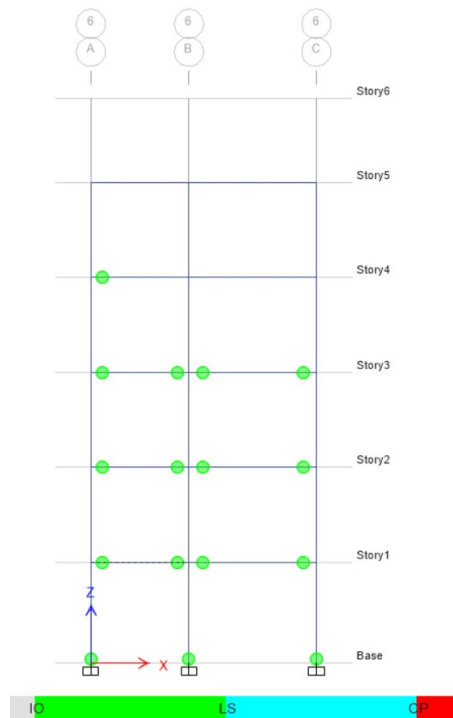


Figura 104 Paso 5, Pushover X 50 años, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado el nivel de ocupación inmediata en varias rótulas. De tal manera que, para el sentido X, es posible garantizar el nivel de “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	274.16
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	261.08
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.134
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 17 Resultados Pushover dirección X – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

5.3. Análisis Pushover sentido X – 100 años

Para considerar la deformación por fluencia y encogimiento se agregan los parámetros calculados en la sección 4.3 al análisis de segundo orden.

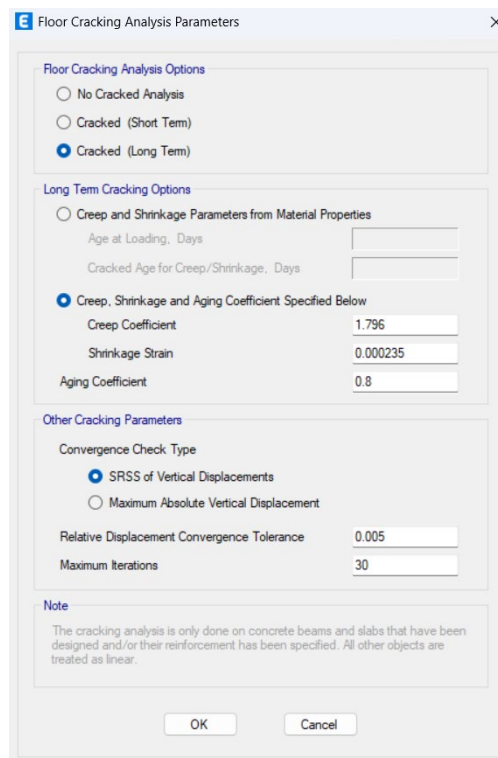


Figura 105 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido X – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 273.18 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

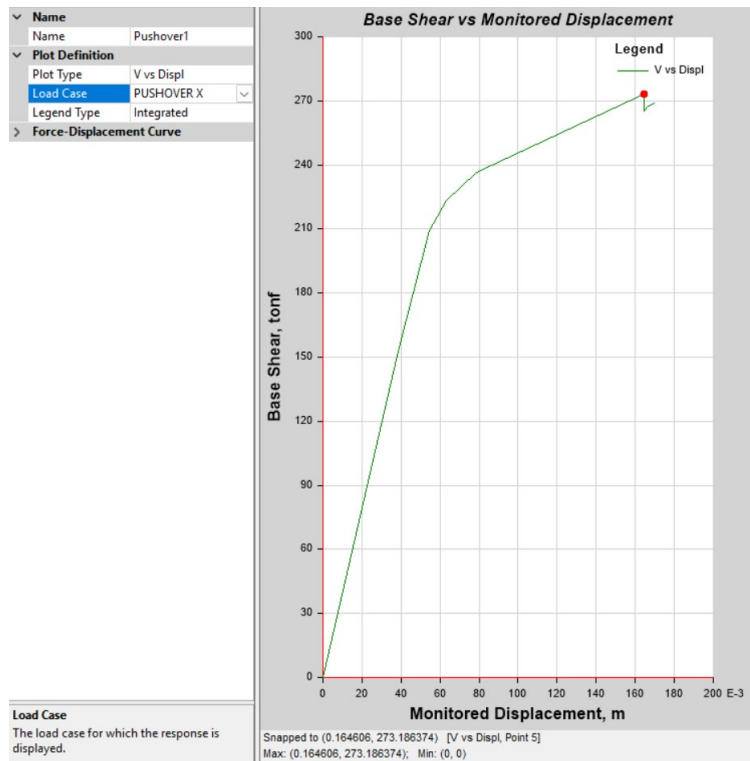


Figura 106 Curva de capacidad Pushover Sentido X – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje 6, al igual que los casos anteriores.

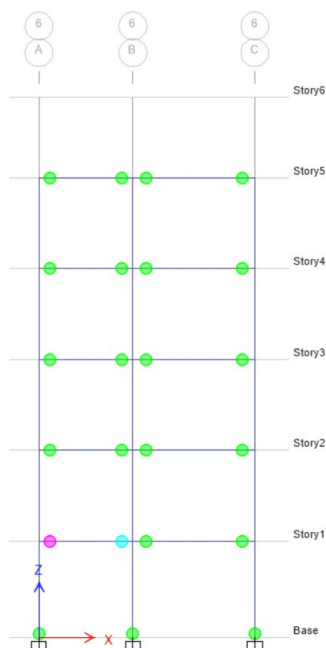


Figura 107 Rótulas plásticas Pushover X – 100 años, Paso final

Fuente: (Bravo, 2025)

Al comparar el estado de las rótulas con el modelo Pushover tradicional, se puede observar que menos rótulas sobrepasaron el punto B, antes de la falla. Esto ocasiona una menor resistencia de la estructura en general.

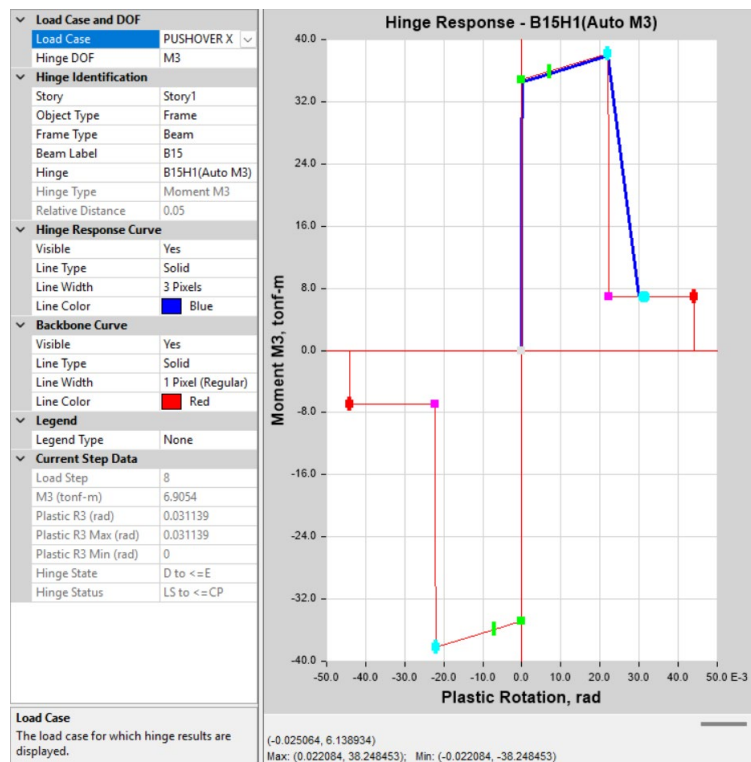


Figura 108 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido X – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula mostrada en la figura anterior sobrepasa el punto D, causando que la estructura no pueda recibir más carga.

De igual manera, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$.

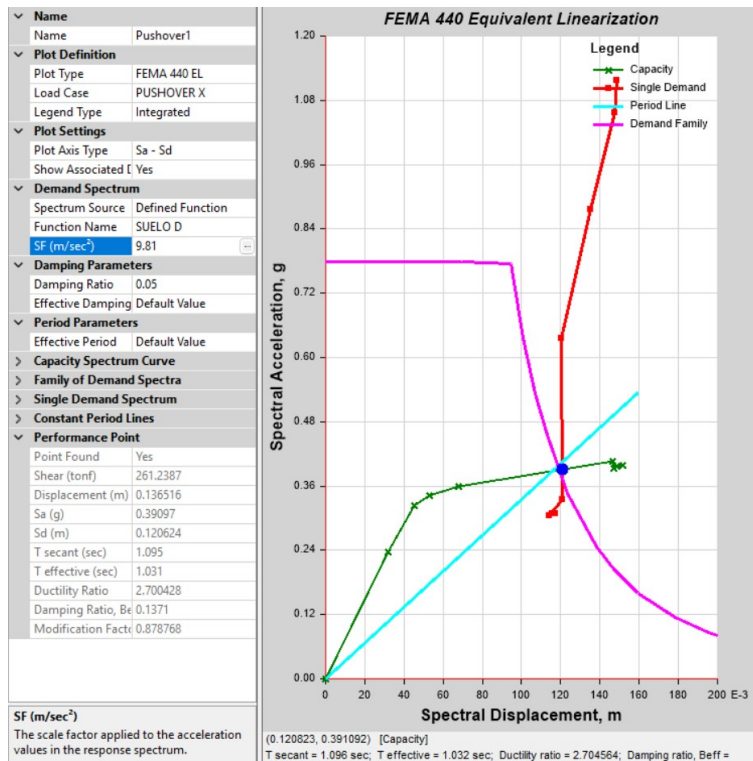


Figura 109 Punto de desempeño para el Pushover X – 100 años.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 261.24 ton., un desplazamiento de 0.12 m. y una aceleración Sa de 0.39 g. El punto se encuentra previo al quinto paso de la curva de desempeño del Pushover.

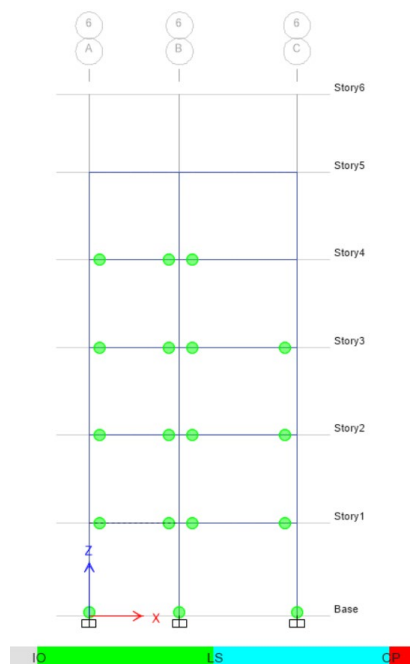


Figura 110 Paso 5, Pushover X 100 años, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado el nivel de ocupación inmediata en varias rótulas. De tal manera que, para el sentido X, es posible garantizar el nivel de “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	273.18
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	261.24
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.12
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 18 Resultados Pushover dirección X – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

5.4. Análisis Pushover sentido Y – 20 años

Para considerar la deformación por fluencia y encogimiento se agregan los parámetros calculados en la sección 4.1 al análisis de segundo orden.

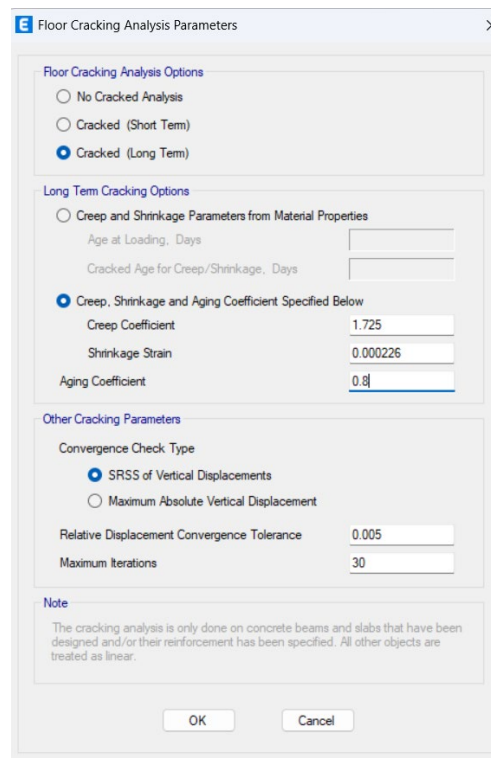


Figura 111 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido Y – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Con estos valores y manteniendo la misma configuración del Análisis de Segundo Orden en el Sentido Y, se realiza un nuevo Pushover de igual manera en la que se realizó en sentido X.

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 299.86 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

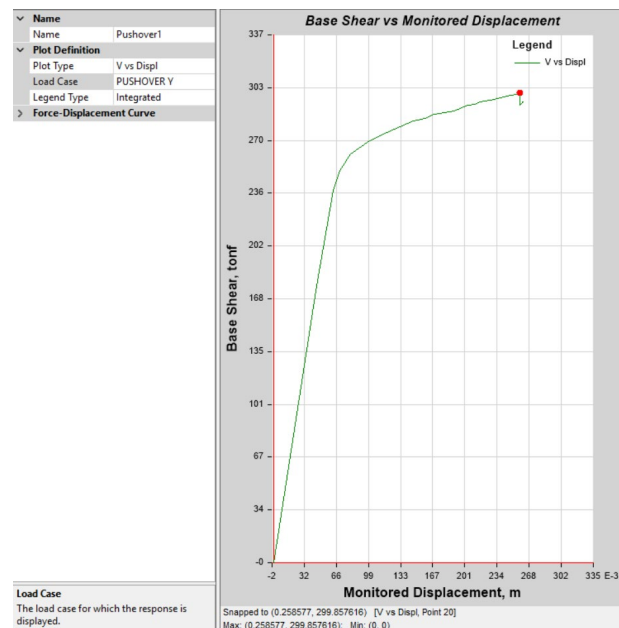


Figura 112 Curva de capacidad Pushover Sentido Y – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles y no frágiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje B.

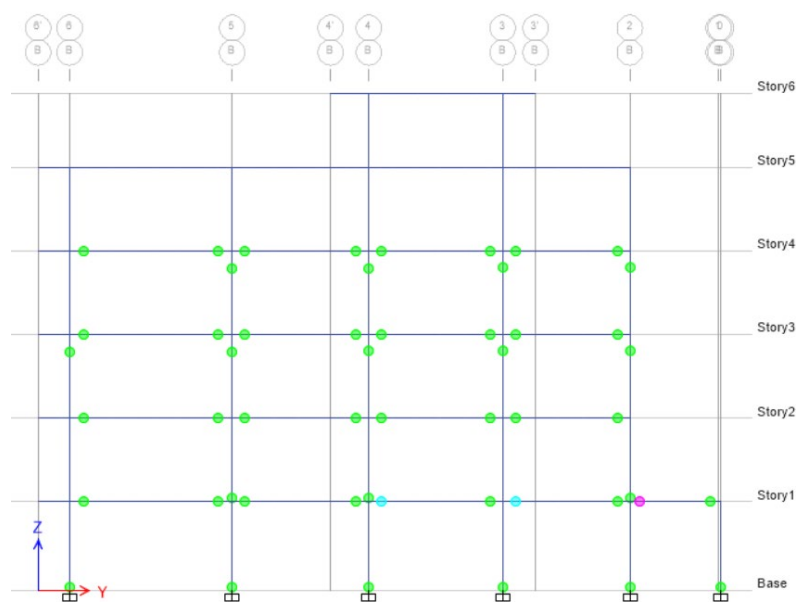


Figura 113 Rótulas plásticas Pushover Y – 20 años, Paso final

Fuente: (Bravo, 2025)

Al comparar los resultados el modelo Pushover tradicional. En primer lugar se aprecia que las rótulas más esforzadas se encuentran en el eje B en lugar del eje C. Y se presentan más rótulas que han sobrepasado el nivel B, ocasionando menor resistencia de la estructura en general.

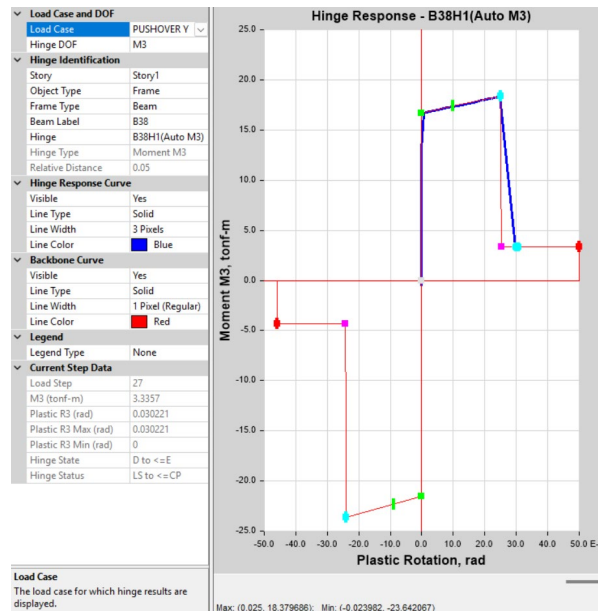


Figura 114 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula mostrada en la figura anterior sobrepasa el punto D, causando que la estructura no pueda recibir más carga.

De igual manera, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$.

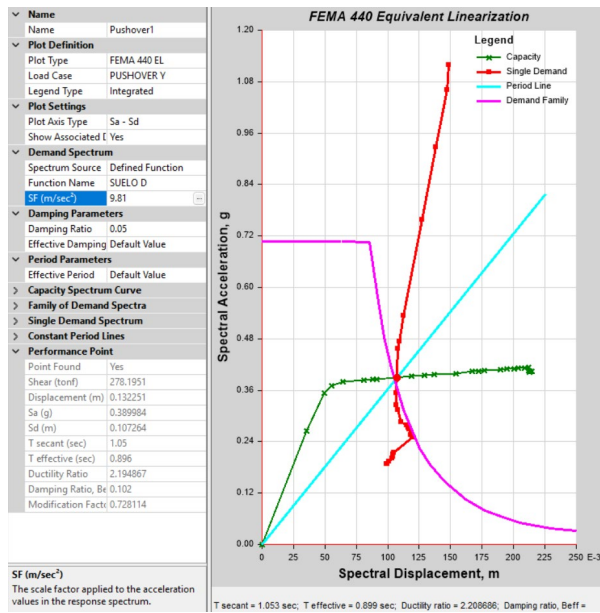


Figura 115 Punto de desempeño para el Pushover Y – 20 años.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 278.19 ton., un desplazamiento de 0.132 m. y una aceleración Sa de 0.39 g. El punto se encuentra previo al quinto paso de la curva de desempeño del Pushover.

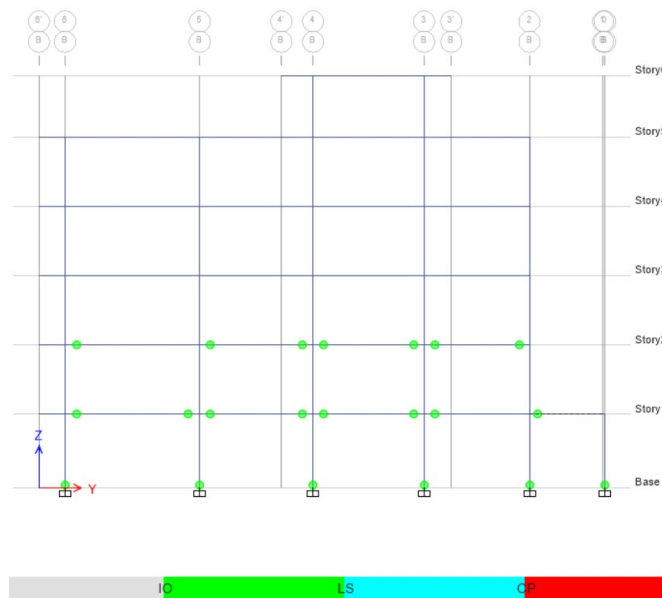


Figura 116 Paso 8, Pushover Y 20 años, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado la ocupación inmediata en varias rótulas. De tal manera que, para el sentido Y en 20 años, es posible garantizar la “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	299.86
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	278.19
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.12
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 19 Resultados Pushover dirección Y – 20 años

Fuente: (Bravo, 2025)

5.5. Análisis Pushover sentido Y – 50 años

Para considerar la deformación por fluencia y encogimiento se agregan los parámetros calculados en la sección 4.2 al análisis de segundo orden.

The image shows a software dialog box titled "Floor Cracking Analysis Parameters". It contains several sections for configuring analysis options:

- Floor Cracking Analysis Options:** Three radio buttons are present: "No Cracked Analysis", "Cracked (Short Term)", and "Cracked (Long Term)". The "Cracked (Long Term)" option is selected.
- Long Term Cracking Options:** Two radio buttons are present: "Creep and Shrinkage Parameters from Material Properties" and "Creep, Shrinkage and Aging Coefficient Specified Below". The second option is selected. Below it are input fields for:
 - Age at Loading, Days
 - Cracked Age for Creep/Shrinkage, Days
 - Creep Coefficient: 1.777
 - Shrinkage Strain: 0.000232
 - Aging Coefficient: 0.8
- Other Cracking Parameters:** Two radio buttons are present: "SRSS of Vertical Displacements" and "Maximum Absolute Vertical Displacement". The first option is selected. Below it are input fields for:
 - Relative Displacement Convergence Tolerance: 0.005
 - Maximum Iterations: 30
- Note:** A text box at the bottom states: "The cracking analysis is only done on concrete beams and slabs that have been designed and/or their reinforcement has been specified. All other objects are treated as linear."

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 117 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido Y – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 299.39 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

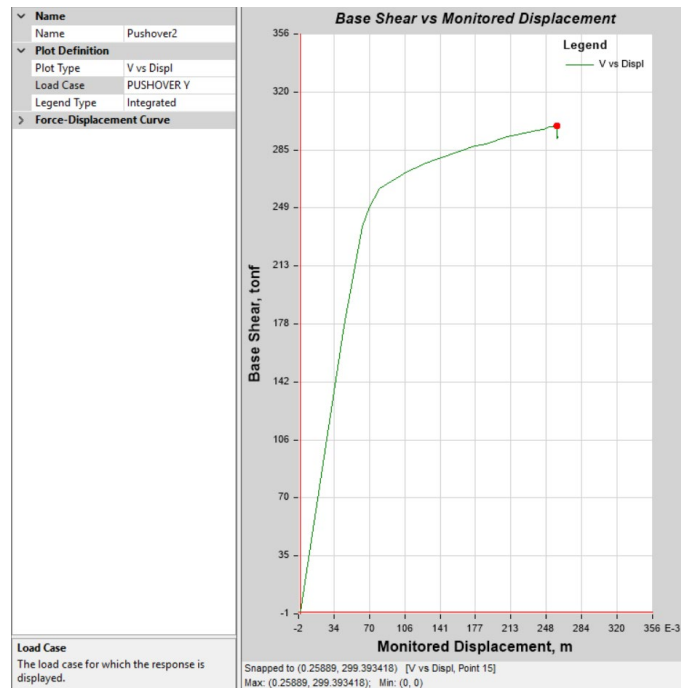


Figura 118 Curva de capacidad Pushover Sentido Y – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles y no frágiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje B, al igual que en el caso anterior.

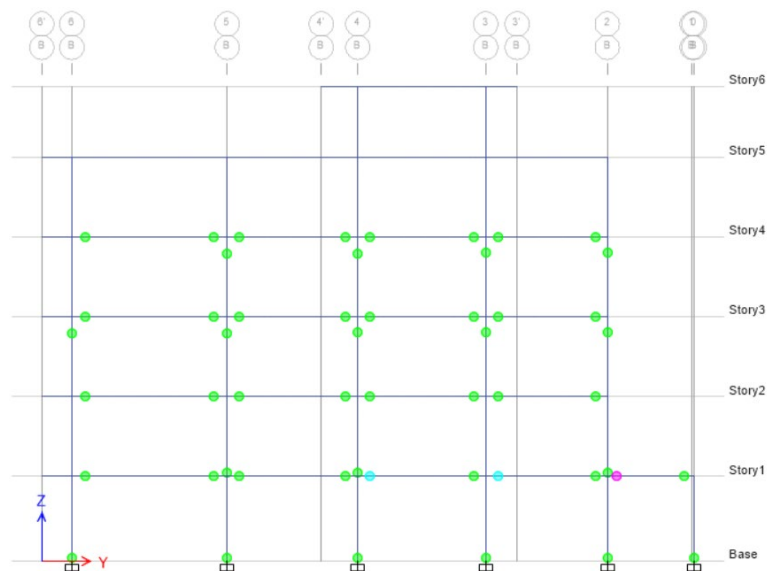


Figura 119 Rótulas plásticas Pushover Y – 50 años, Paso final

Fuente: (Bravo, 2025)

Y al igual que en los casos anteriores, se analiza el desempeño de la rótula más cargada.

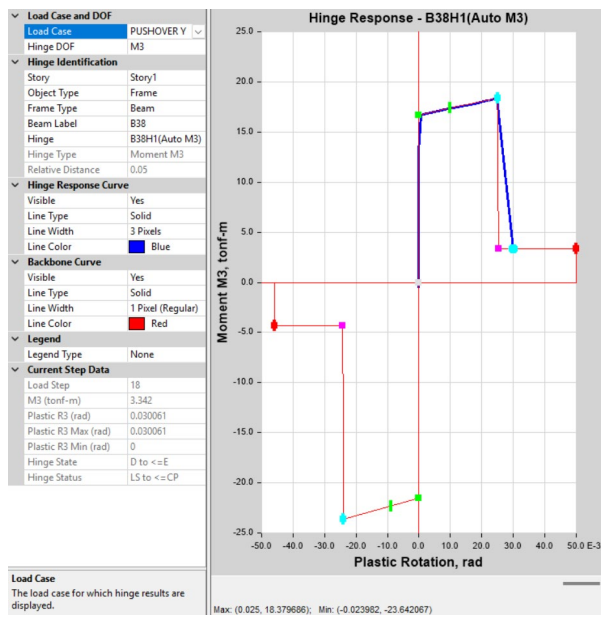


Figura 120 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula mostrada en la figura anterior sobrepasa el punto D. Finalmente, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$.

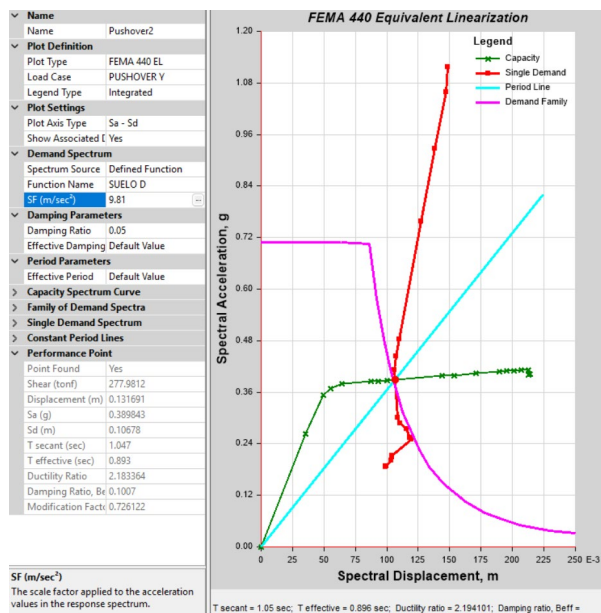


Figura 121 Punto de desempeño para el Pushover Y – 50 años.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 277.98 ton., un desplazamiento de 0.131 m. y una aceleración S_a de 0.39 g. El punto se encuentra previo al octavo paso de la curva de desempeño del Pushover.

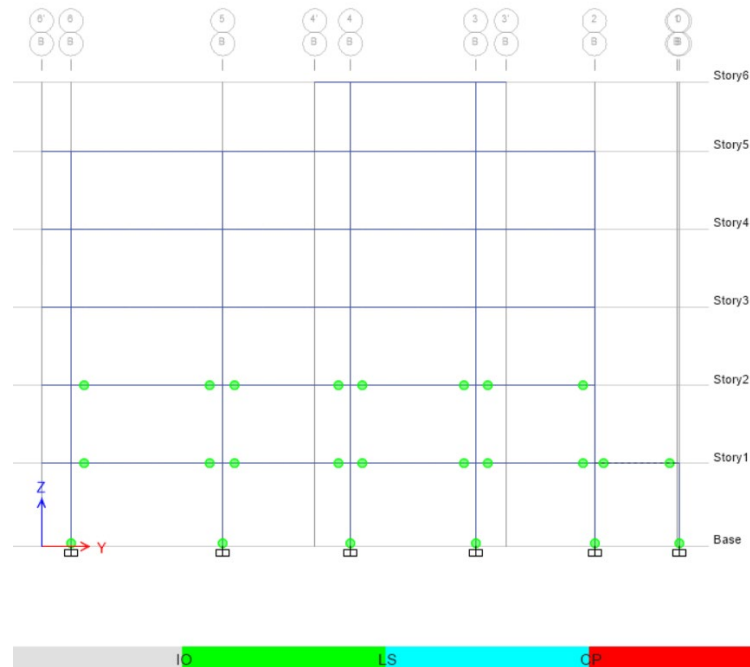


Figura 122 Paso 5, Pushover Y 50 años, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado el nivel de ocupación inmediata en varias rótulas. De tal manera que, para el sentido Y, es posible garantizar el nivel de “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	299.39
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	277.98
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.131
S_a (g) (Punto de desempeño)	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 20 Resultados Pushover dirección Y – 50 años

Fuente: (Bravo, 2025)

5.6. Análisis Pushover sentido Y – 100 años

Para considerar la deformación por fluencia y encogimiento se agregan los parámetros calculados en la sección 4.3 al análisis de segundo orden.

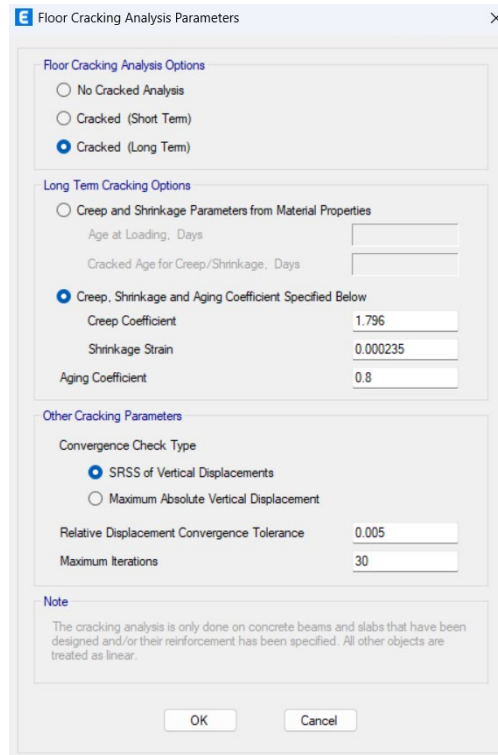


Figura 123 Parámetros de Creep and Shrinkage para análisis no Lineal Sentido Y – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la que se muestra que la estructura resiste una fuerza máxima de 299.66 toneladas antes de caer la curva de resistencia.

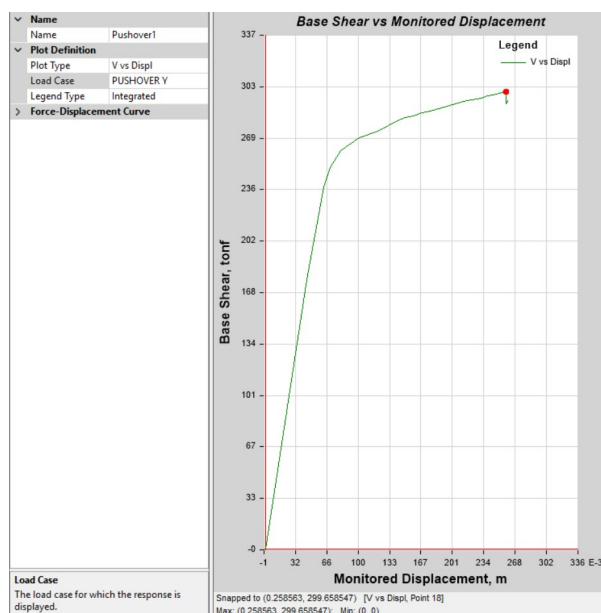


Figura 124 Curva de capacidad Pushover Sentido Y – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Adicionalmente, se comprueba que el comportamiento no lineal y la formación de rótulas plásticas produzcan fallas dúctiles. Para lo cual, se analiza el comportamiento en el pórtico del eje B, al igual que el caso de los 50 años.

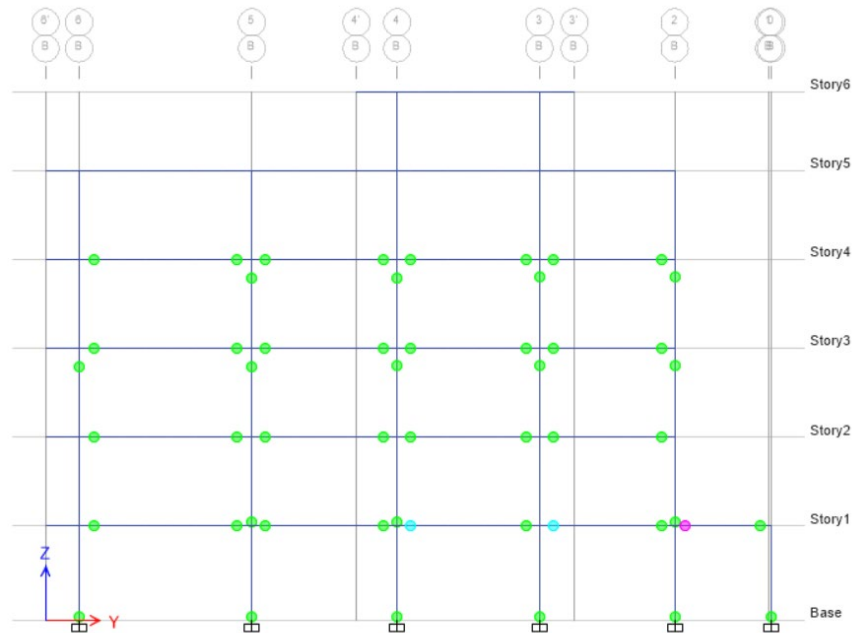


Figura 125 Rótulas plásticas Pushover Y – 100 años, Paso final

Fuente: (Bravo, 2025)

Al comparar el estado de las rótulas con el modelo Pushover tradicional, se puede observar que menos rotulas sobrepasaron el punto B, antes de la falla. Esto ocasiona una menor resistencia de la estructura en general.

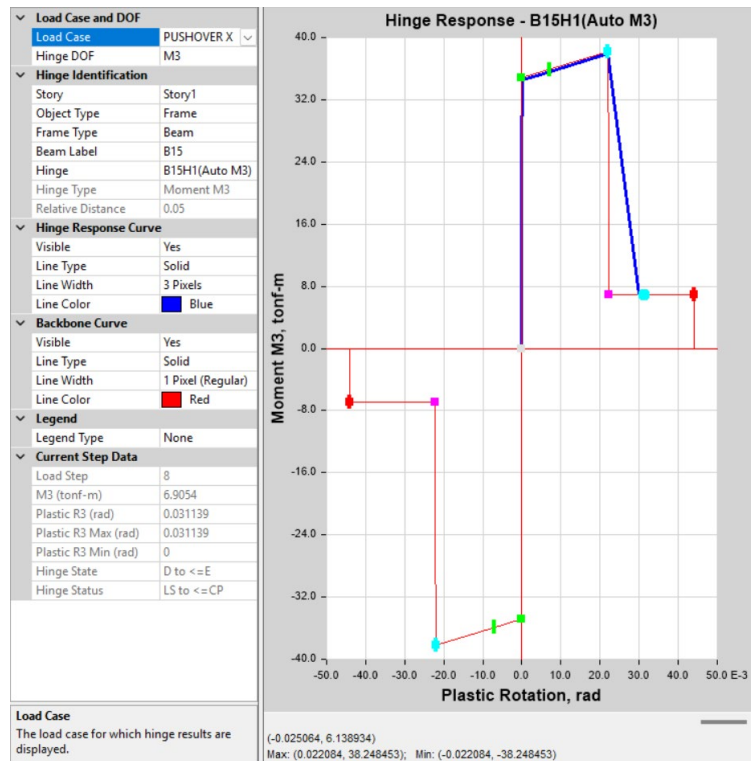


Figura 126 Comportamiento de la Rótula de la viga del primer piso, sentido Y – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

La rótula mostrada en la figura anterior sobrepasa el punto D, causando que la estructura no pueda recibir más carga.

De igual manera, se comprueba el punto de desempeño de la estructura utilizando la metodología de (FEMA 440). Para el sismo de diseño con $R=1$.

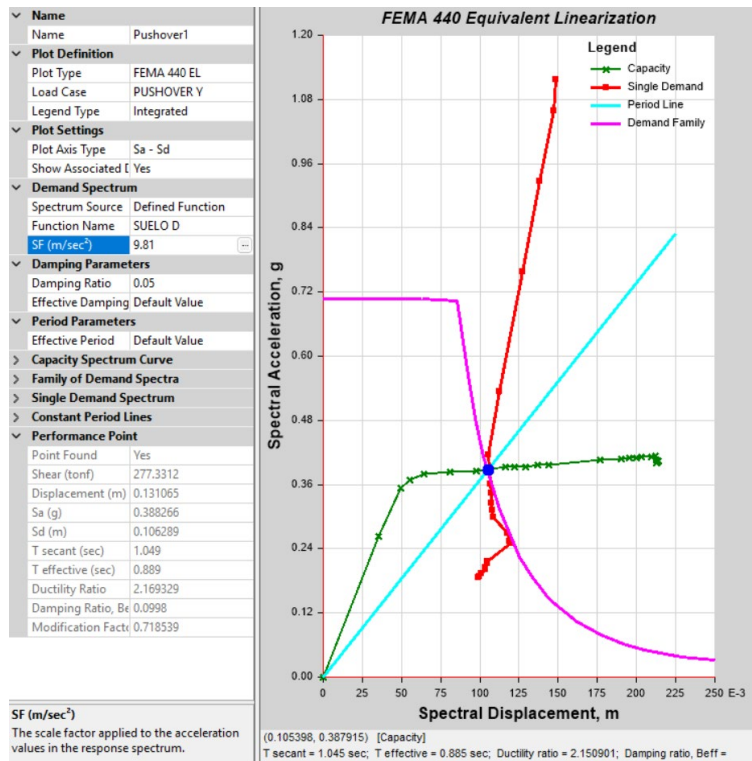


Figura 127 Punto de desempeño para el Pushover Y – 100 años.

Fuente: (Bravo, 2025)

El punto de desempeño alcanza una fuerza cortante de 277.33 ton., un desplazamiento de 0.131 m. y una aceleración Sa de 0.388 g. El punto se encuentra previo al quinto paso de la curva de desempeño del Pushover.

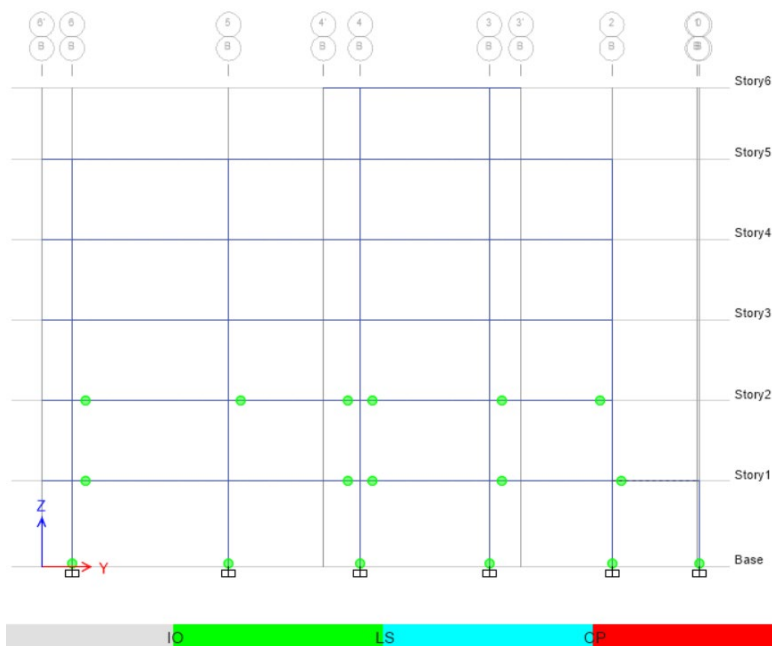


Figura 128 Paso 5, Pushover Y 100 años, con niveles de desempeño

Fuente: (Bravo, 2025)

Se ha sobrepasado la ocupación inmediata en varias rótulas. De tal manera que, para el sentido Y, es posible garantizar la “Seguridad de Vida” o también conocido como “Life Safety”.

Parámetro	Resultado
Fuerza Máxima (ton)	299.66
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	277.33
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.131
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.388
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida

Tabla 21 Resultados Pushover dirección Y – 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

Finalmente, se hace una comparativa de los resultados de los diferentes modelos Pushover en el sentido X y en Y. Para analizar la influencia de la deformación por fluencia y encogimiento en los objetivos de desempeño.

Parámetro	Inicial	20 años	50 años	100 años
Fuerza Máxima (ton)	279.61	273.15	274.16	273.18
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	263.97	261.09	261.08	261.24
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.14	0.134	0.134	0.12
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39	0.39	0.39	0.39
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida	Seguridad de Vida	Seguridad de Vida	Seguridad de Vida

Tabla 22 Resumen de parámetros en Dirección X

Fuente: (Bravo, 2025)

Parámetro	Inicial	20 años	50 años	100 años
Fuerza Máxima (ton)	300.32	299.86	299.39	299.66
Fuerza Cortante (ton) (Punto de desempeño)	278.78	278.19	277.98	277.33
Desplazamiento (m) (Punto de desempeño)	0.13	0.12	0.131	0.131
Sa (g) (Punto de desempeño)	0.39	0.39	0.39	0.388
Nivel de desempeño	Seguridad de Vida	Seguridad de Vida	Seguridad de Vida	Seguridad de Vida

Tabla 23 Resumen de parámetros en Dirección Y

Fuente: (Bravo, 2025)

Para el análisis del nivel de desempeño, los efectos de deformación por fluencia y encogimiento de los elementos no son significativos. La fuerza cortante, para el punto de desempeño disminuye en todos los casos. Sin embargo, esta reducción de capacidad es mínima y no afecta el desempeño de la estructura.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS NO LINEAL – CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS

6.1. Construcción por etapas

Finalmente, se realiza un análisis no lineal para la construcción por etapas considerando los efectos de deformación por fluencia y encogimiento. Para lo cual, se debe mantener las inercias de los elementos completas. Para este análisis se asumió que cada piso tarda 28 días en construirse, que el edificio alcanza el 100% de la carga viva un año después de haberse concluido su construcción. Y posteriormente, se analiza los efectos de la deformación por fluencia y encogimiento para 1, 10, 20, 30, 40, 50 y 100 años.

Para este análisis, es indispensable agregar las propiedades dependientes del tiempo en el hormigón, tal y como se detalla a continuación.

Item	Factor
<input type="checkbox"/> Compressive Strength and Stiffness (Modulus of Elasticity)	
<input checked="" type="checkbox"/> Creep	1
<input checked="" type="checkbox"/> Shrinkage	1

Figura 129. Propiedades del Concreto, dependientes del tiempo.

Fuente: (Bravo, 2025)

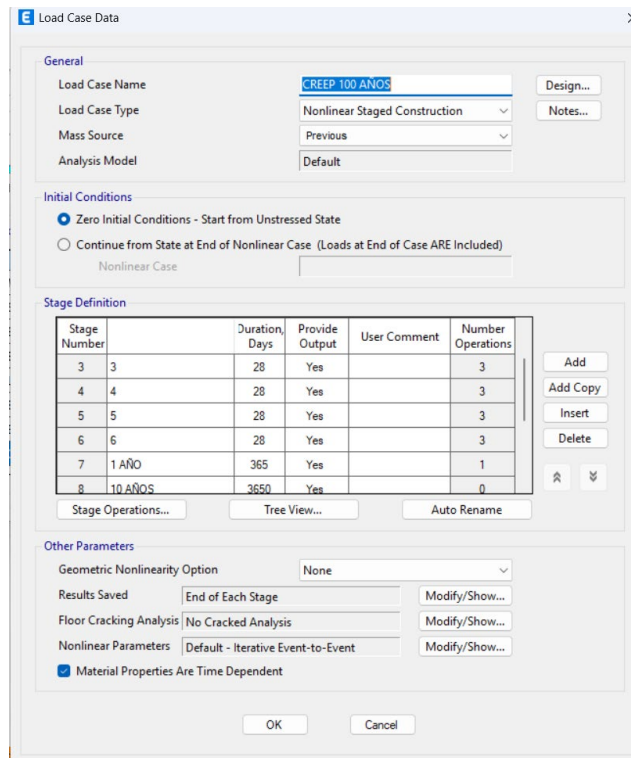


Figura 130 Creación de caso de carga – No lineal para construcción por Etapas

Fuente: (Bravo, 2025)

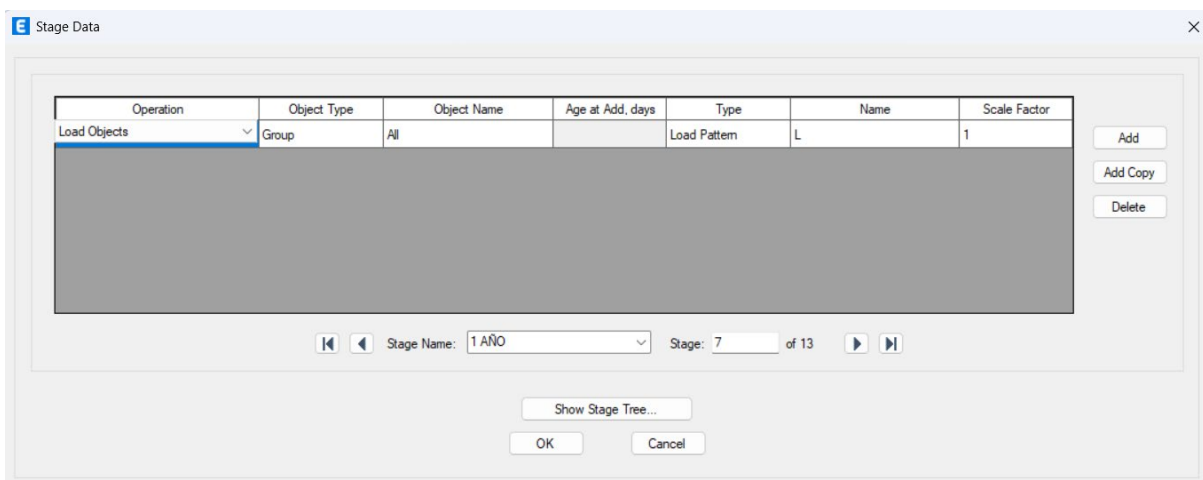


Figura 131 Configuración de carga viva, posterior al año.

Fuente: (Bravo, 2025)

Con estas consideraciones preliminares se inicia el análisis no lineal, la primera etapa es la construcción de la cimentación o la base, por lo que no hay deformaciones. Además, durante la construcción se utiliza el combo U1, correspondiente a 1.4 veces la carga muerta. Puesto que esta combinación es la más crítica durante la fase de construcción.

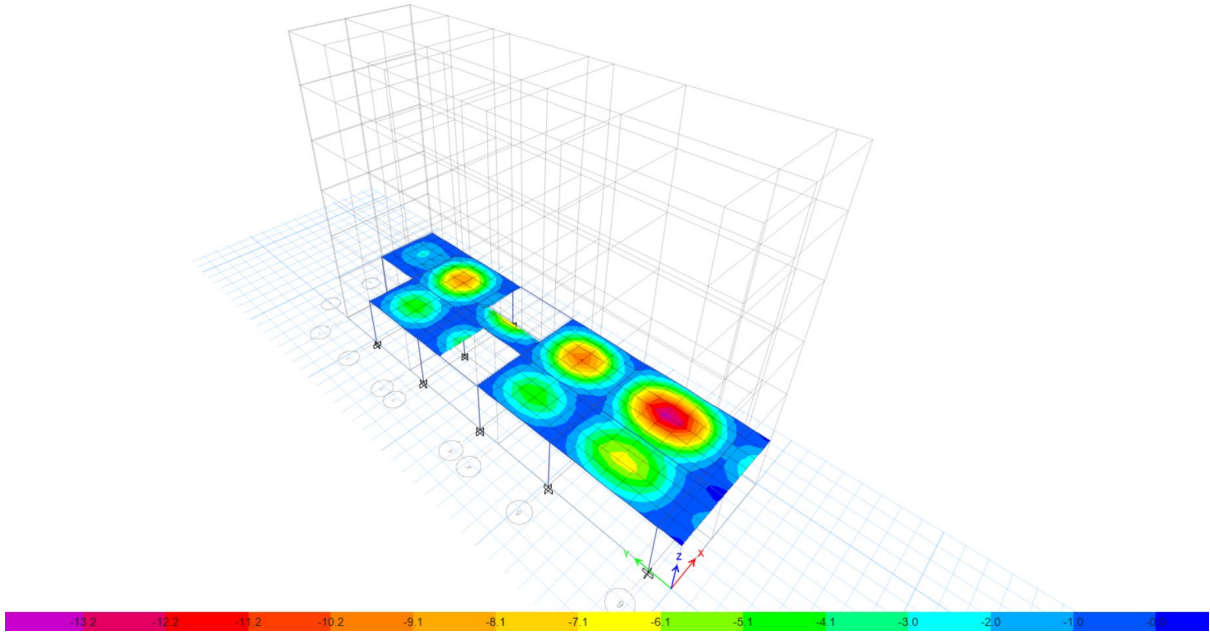


Figura 132 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 1

Fuente: (Bravo, 2025)

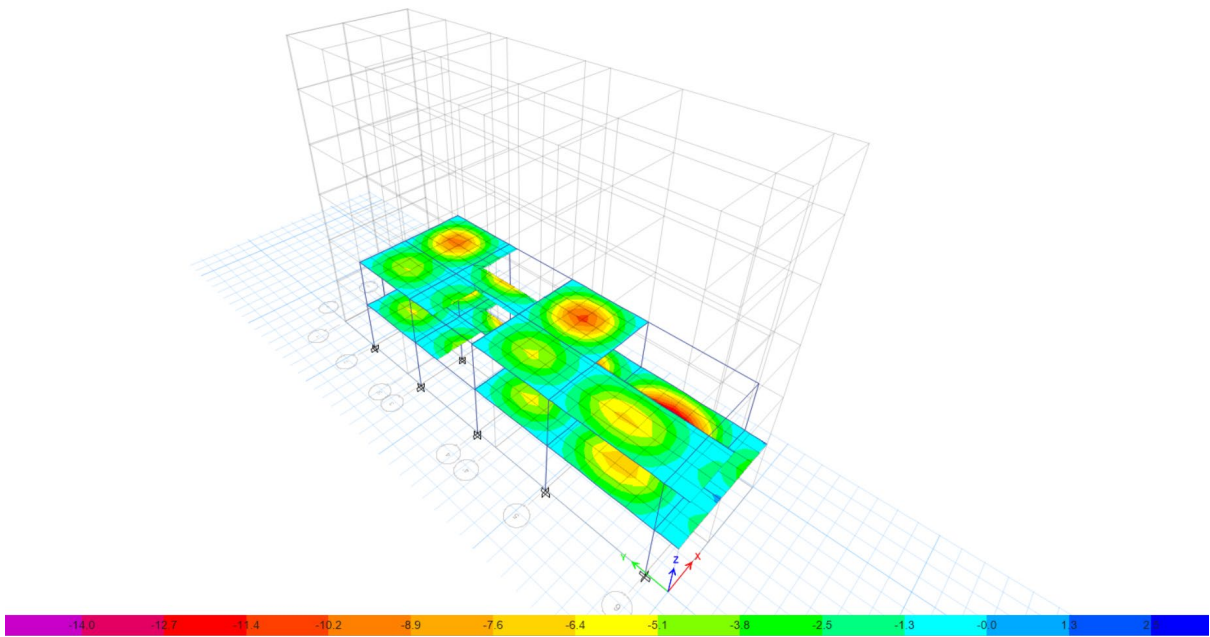


Figura 133 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 2

Fuente: (Bravo, 2025)

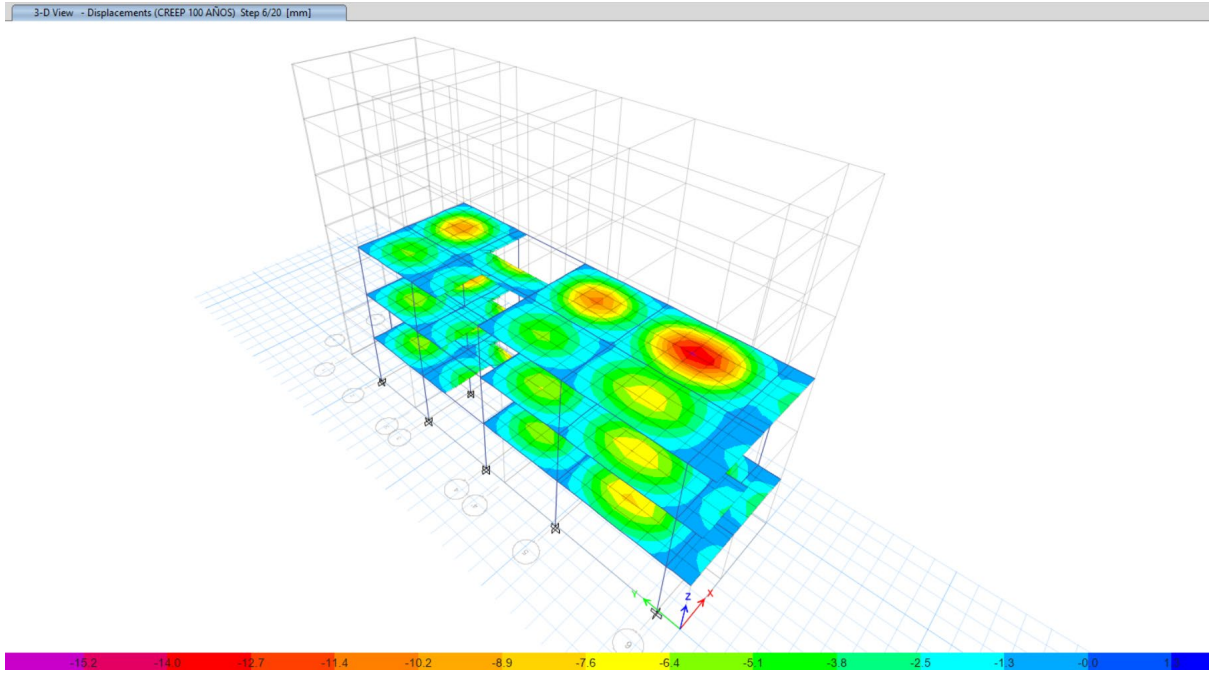


Figura 134 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 3

Fuente: (Bravo, 2025)

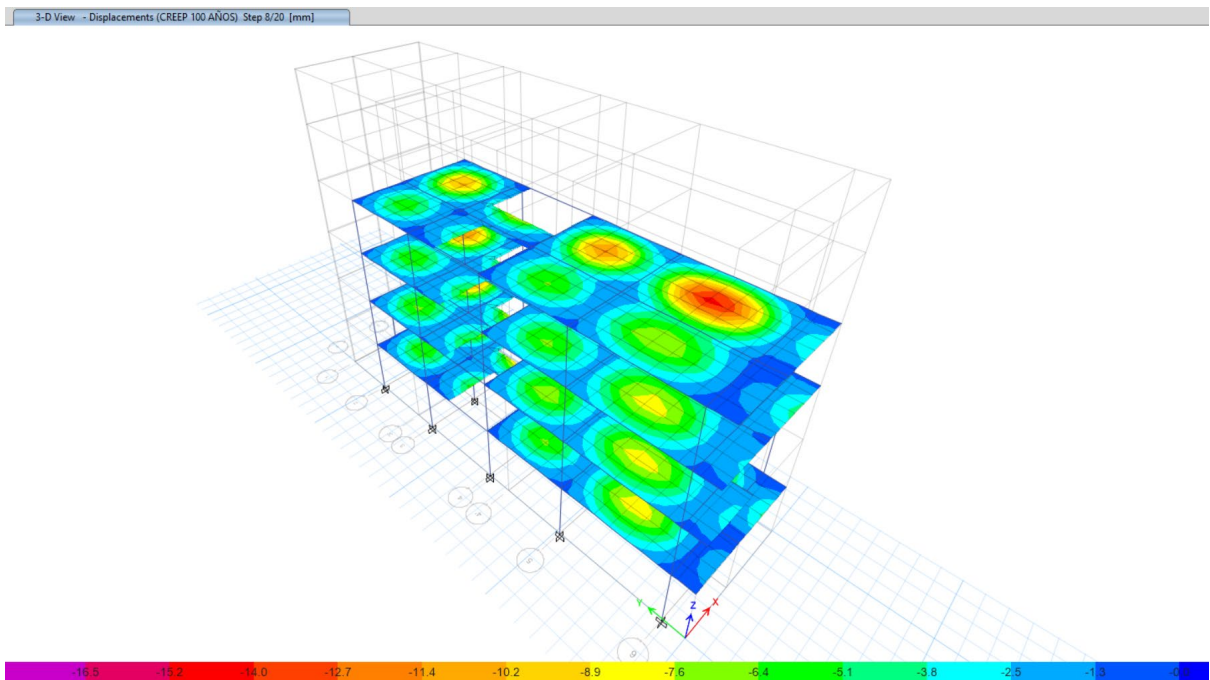


Figura 135 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 4

Fuente: (Bravo, 2025)

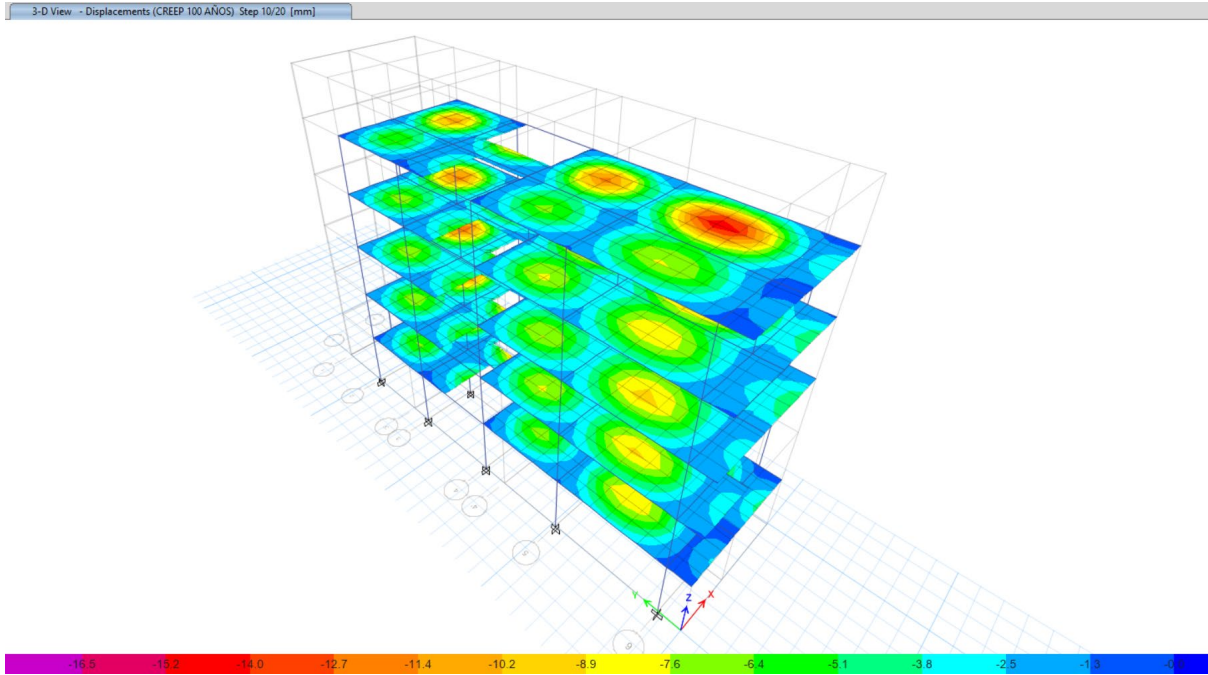


Figura 136 Deformaciones verticales posterior a la construcción del Piso 5

Fuente: (Bravo, 2025)

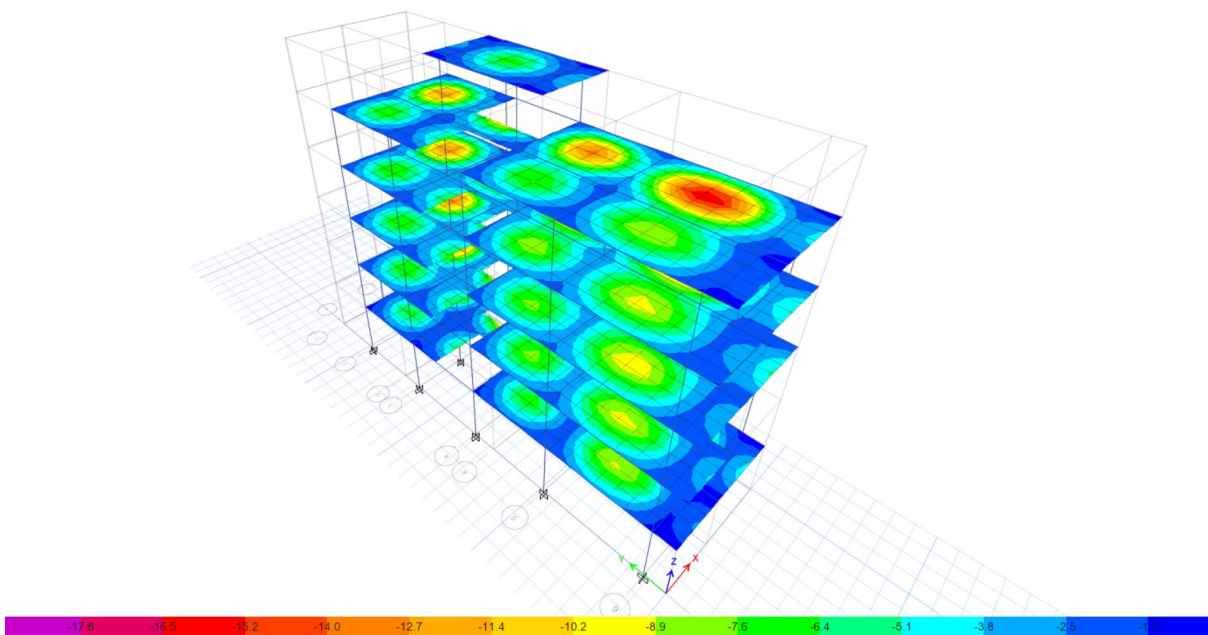


Figura 137 Deformaciones verticales posterior a la construcción de la tapa grada.

Fuente: (Bravo, 2025)

Hasta este punto las deformaciones verticales, corresponden a las instantáneas más los efectos de deformación por fluencia y encogimiento, únicamente debido a las cargas muertas. Para las deformaciones por la carga viva, se las aplico el 100% al año de haber acabado la construcción del edificio.

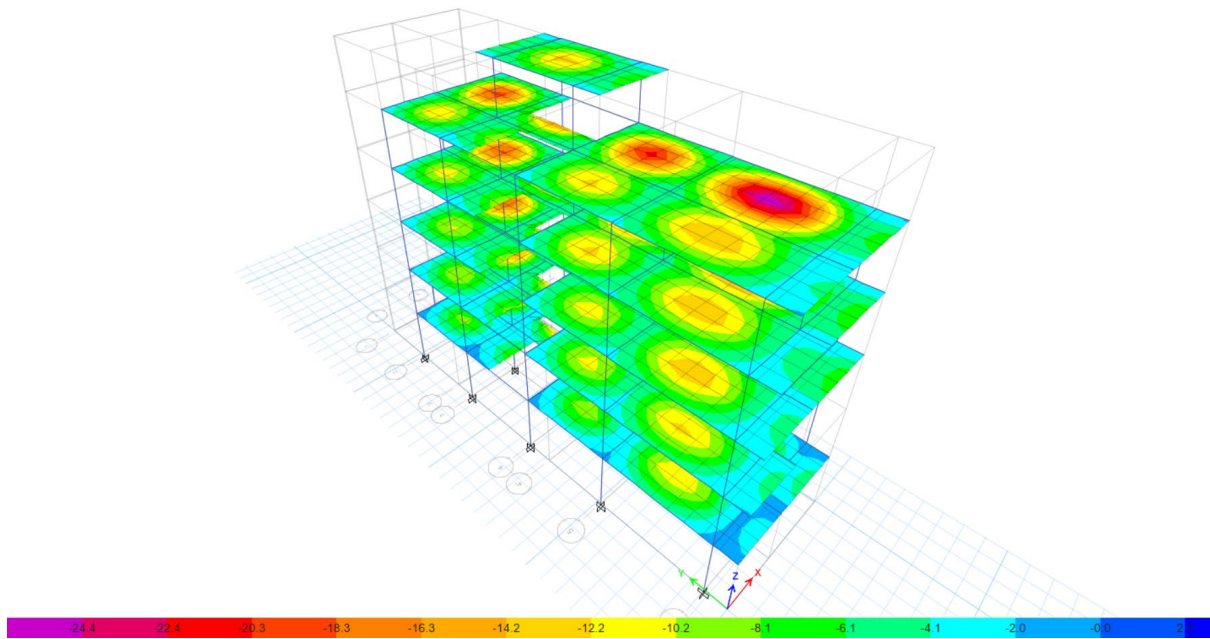


Figura 138 Deformaciones verticales incluyendo carga viva y 1 año de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

En este punto, a pesar de haber pasado un solo año. Se aprecia una gran diferencia en las deformaciones verticales con respecto al punto anterior. Puesto que, las deformaciones dan un salto del rango de 17 mm a 24 mm.

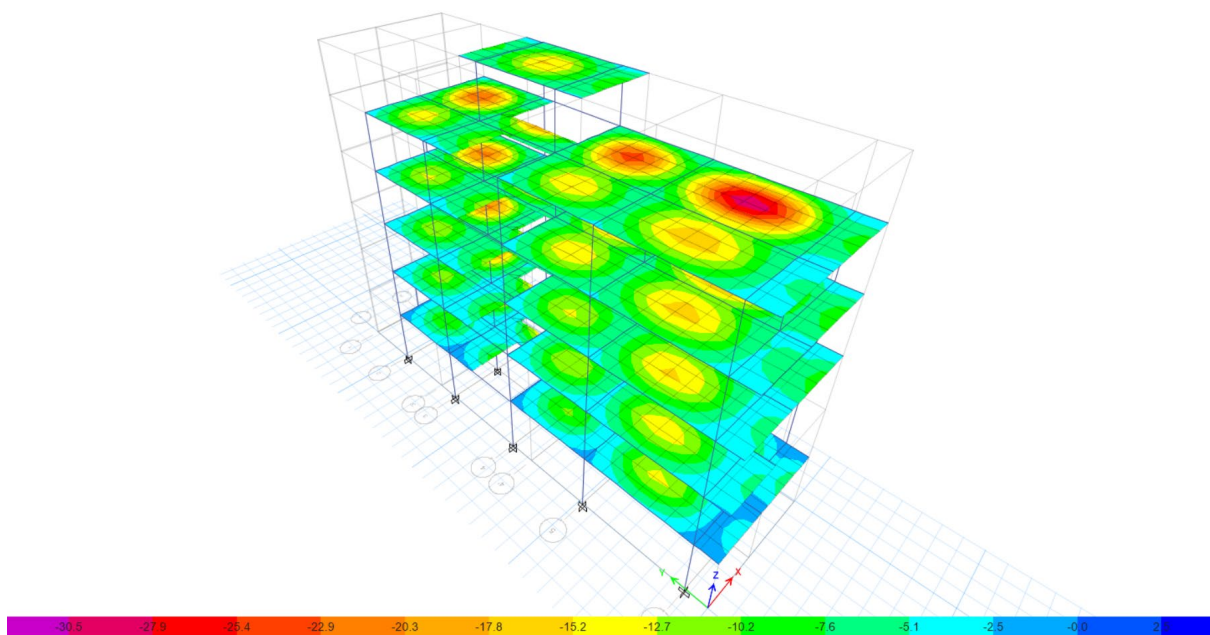


Figura 139 Deformaciones verticales 10 años de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

De igual manera, para los primeros 10 años de vida de la estructura, los desplazamientos verticales aumentan significativamente con respecto al punto de análisis anterior, pasando del rango de 24 mm a 30 mm.

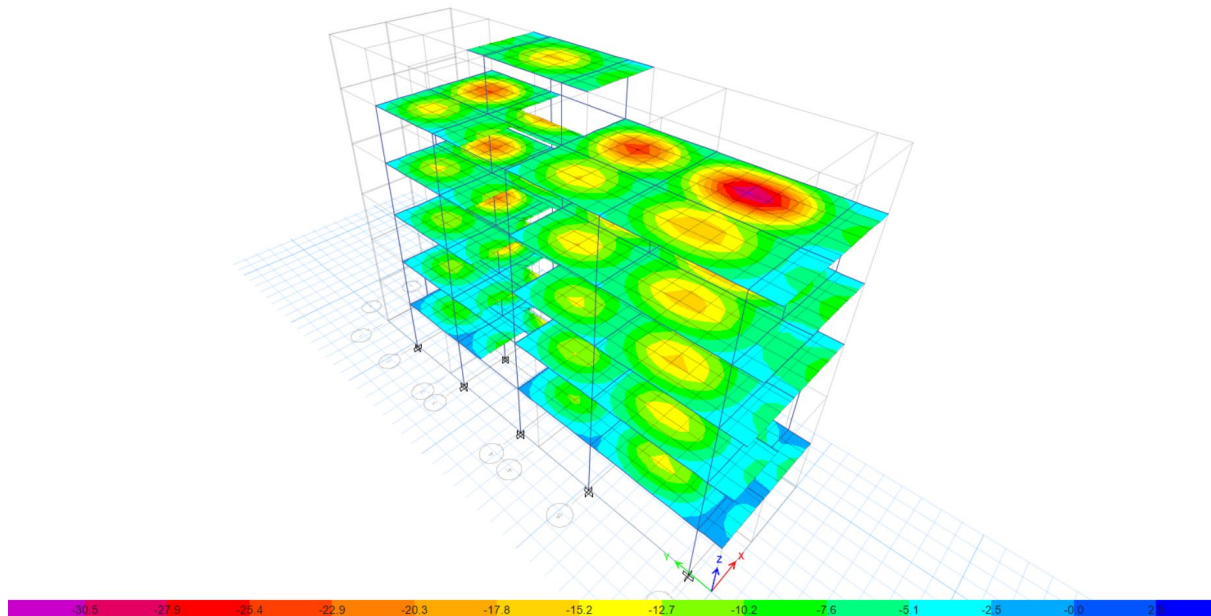


Figura 140 Deformaciones verticales 20 años de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

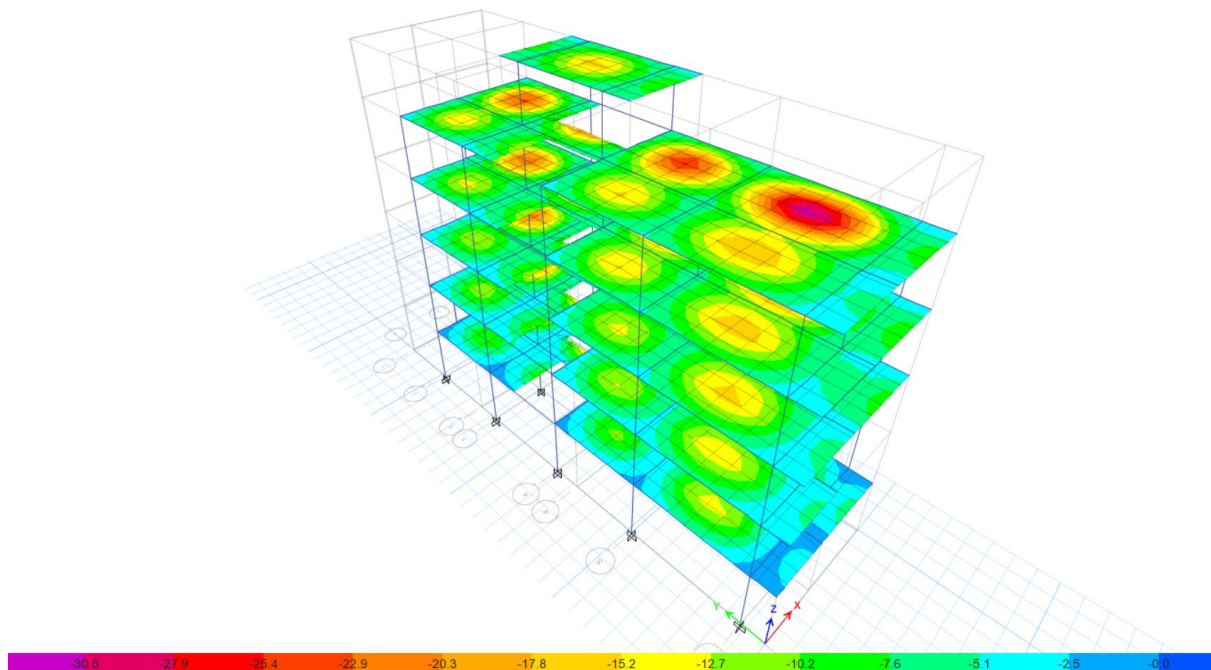


Figura 141 Deformaciones verticales 30 años de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

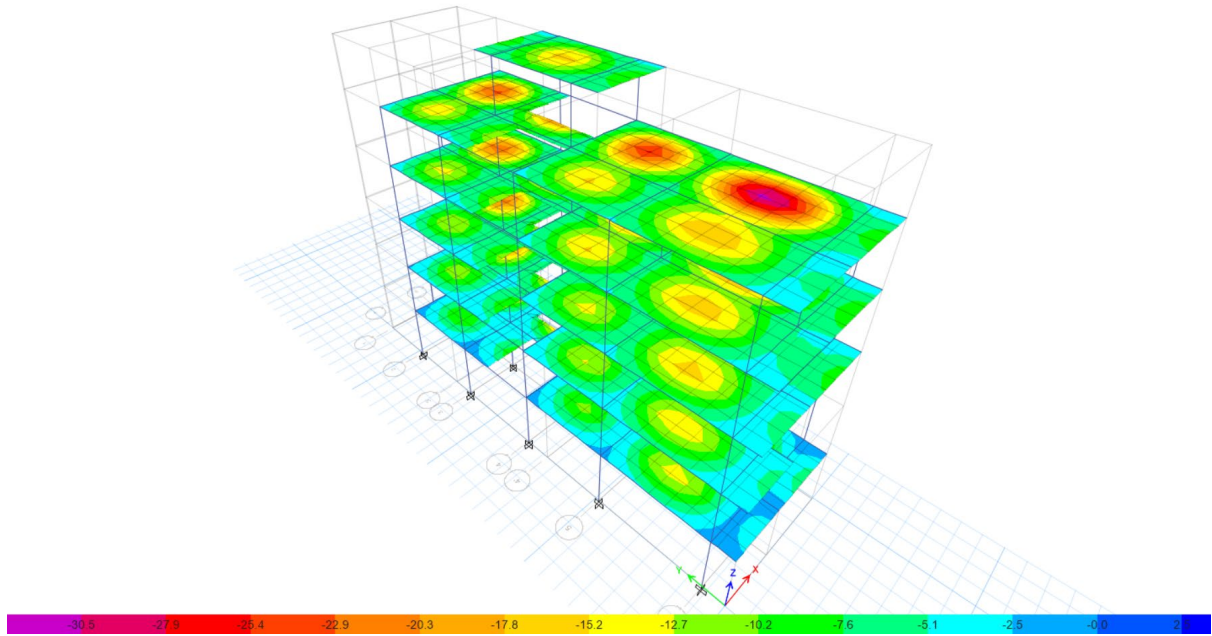


Figura 142 Deformaciones verticales 40 años de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

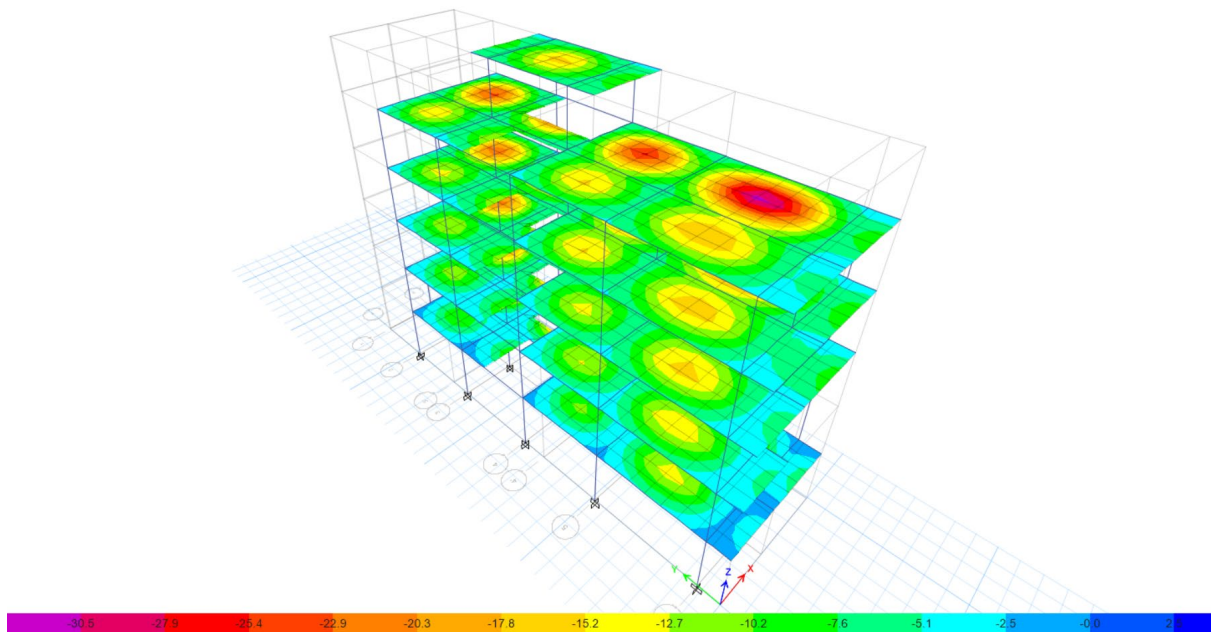


Figura 143 Deformaciones verticales 50 años de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

Posterior a los 20 años de vida de la estructura, se aprecia que se la deformación no aumenta significativamente en los años posteriores. Por lo que se obvia el análisis de 60, 70, 80 y 90 años y se realiza el de los 100 años.

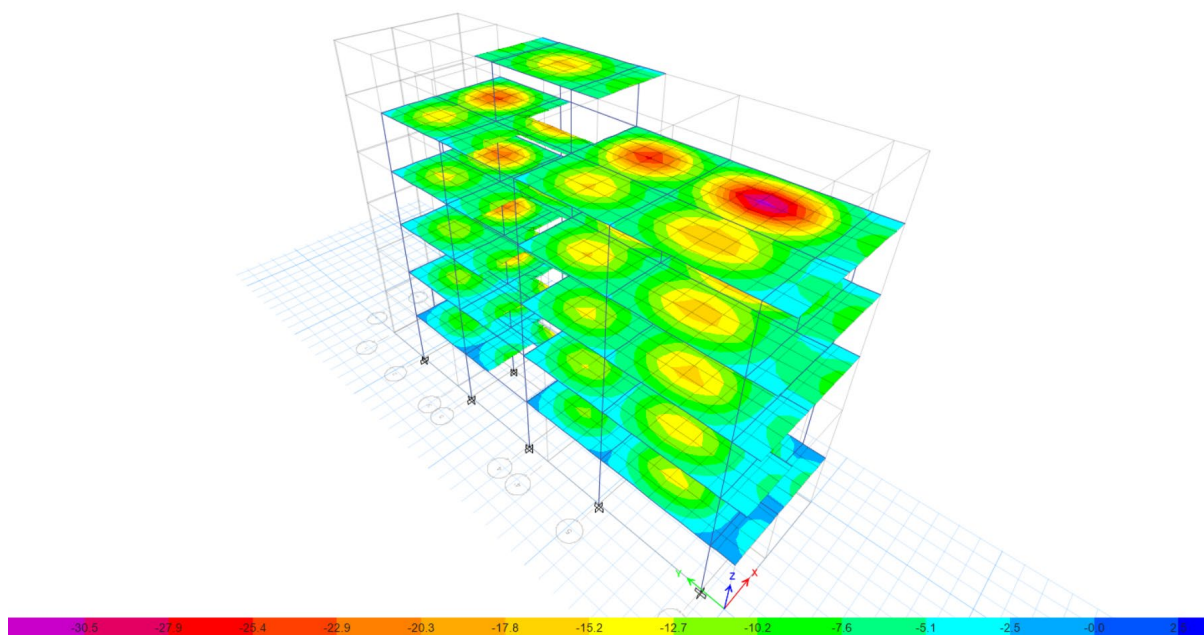


Figura 144 Deformaciones verticales 100 años de vida de la estructura.

Fuente: (Bravo, 2025)

A los 100 años, tampoco existe un incremento significativo de las deformaciones. Y hacer el análisis para un tiempo mayor sería infructuoso por la vida útil de la estructura. Este comportamiento de las deformaciones que tienen incrementos grandes en los primeros años. Es ocasionado por la forma de las curvas de Deformación por fluencia y encogimiento.

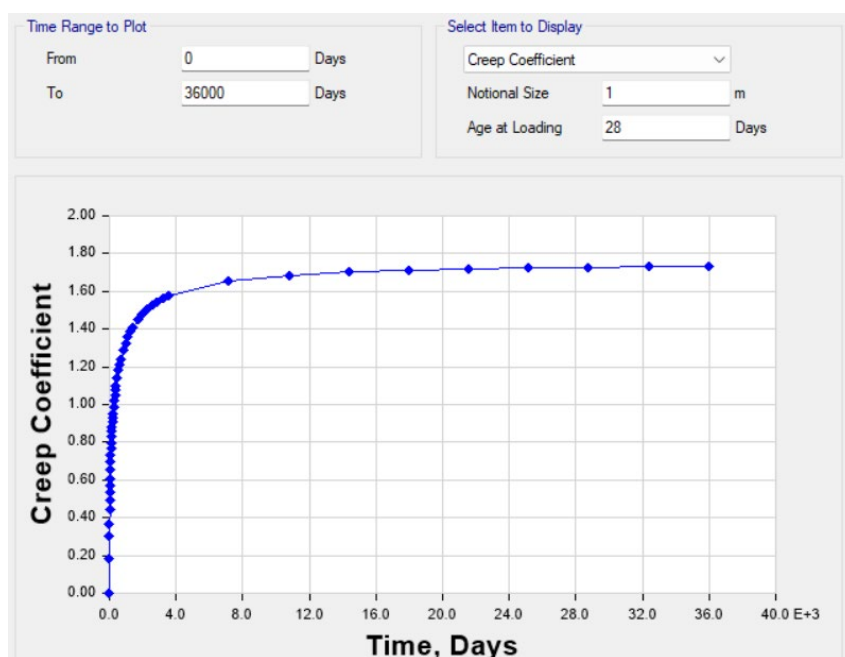


Figura 145 Curva Tiempo – Coeficiente de Deformación por Fluencia

Fuente: (Bravo, 2025)

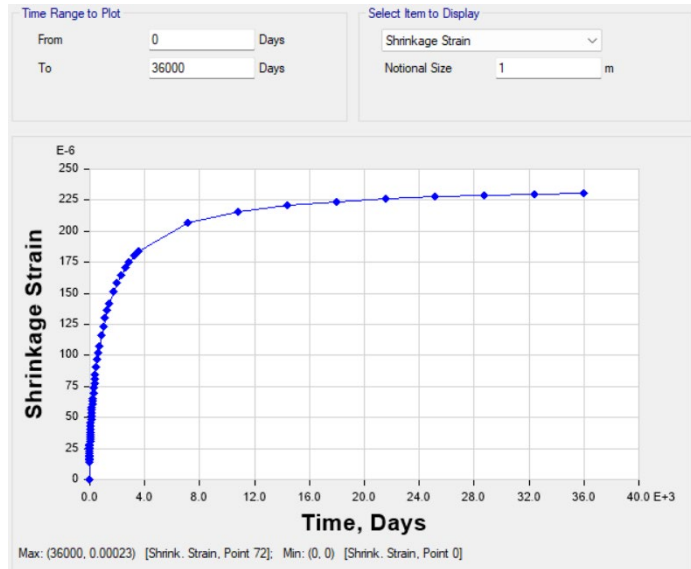


Figura 146 Curva Tiempo – Deformación Unitaria por encogimiento

Fuente: (Bravo, 2025)

Ambas curvas, con el paso de los años se hacen prácticamente lineales, y ese es el motivo por el que, en los primeros años las deformaciones en los elementos crecen de manera mucho más rápida que en los últimos años.

6.2. Análisis de resultados

Para la comparación de resultados, se muestra en ambos casos la combinación de carga de servicio, correspondiente a la Carga Muerta más la Carga Viva.

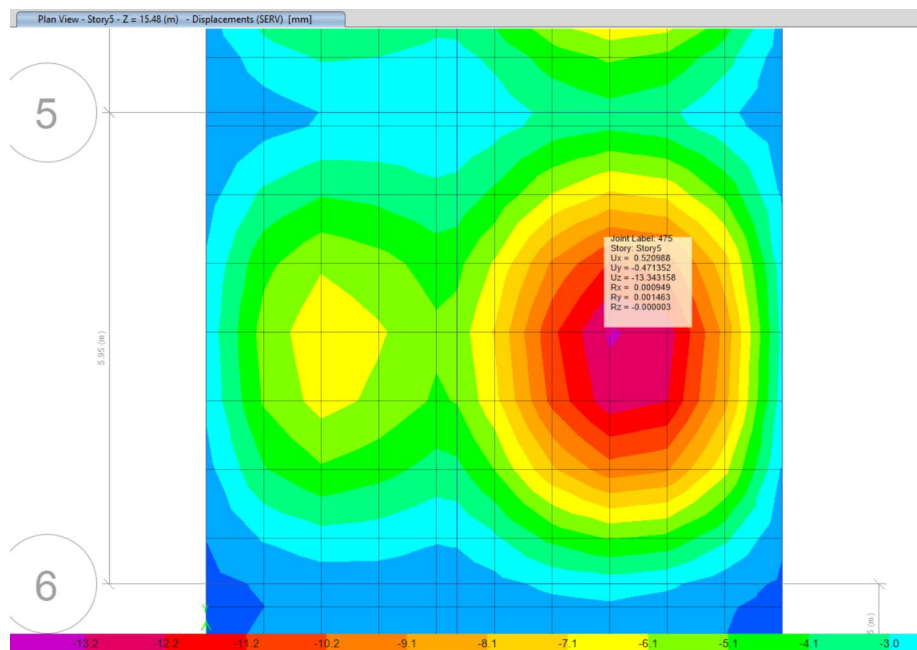


Figura 147 Deflexión máxima en Losa – Modelo Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

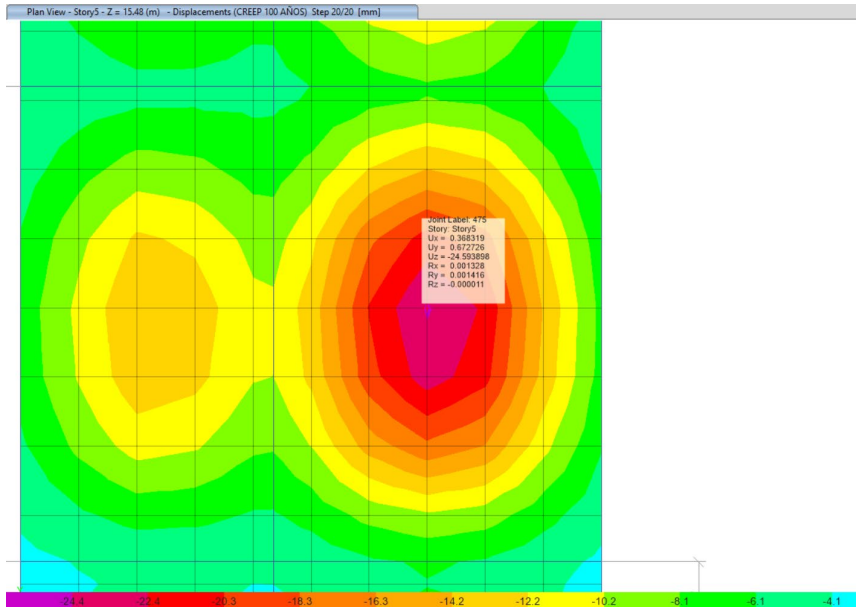


Figura 148 Deflexión máxima en Losa – Modelo No Lineal 100 años

Fuente: (Bravo, 2025)

En el modelo lineal la deflexión máxima es de 13.34 mm mientras que en el modelo no lineal es de 24.59 mm.

La luz de ese vano es de 5.95 m. y la deflexión máxima admisible a largo plazo es $L/240$, recomendado por (ACI 318-25). De tal manera que la deflexión máxima debe ser inferior a 24.79 mm. Lo cual, indica que la losa del quinto piso está muy cerca del límite. Y que la deflexión a largo plazo es muy importante en elementos a flexión.



Figura 149 Deflexión en Viga – Combo Servicio – Modelo Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

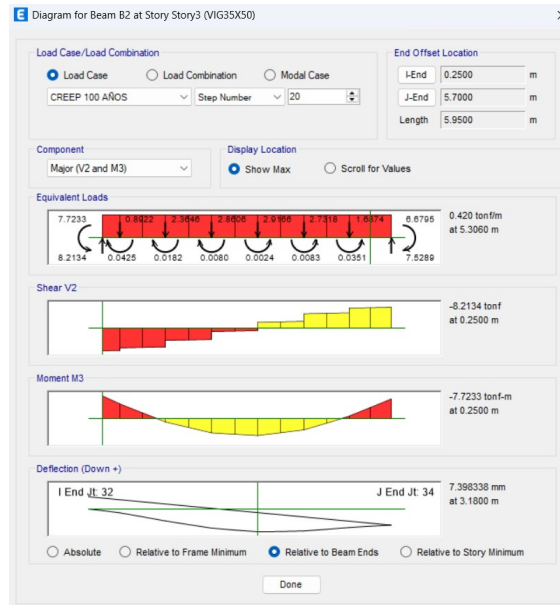


Figura 150 Deflexión en Viga – Largo Plazo – Modelo No Lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

La deflexión por la combinación de “servicio” en el modelo lineal es de 4.31 mm. mientras que en el modelo No Lineal la deflexión en la misma viga es de 7.72 mm. Es decir, la deflexión de los elementos considerando las deformaciones por fluencia y encogimiento tienden a duplicarse en las vigas.

Finalmente, también se analiza la deformación por encogimiento en las columnas. Para lo cual se analiza el punto más alto de la columna en ambos modelos.

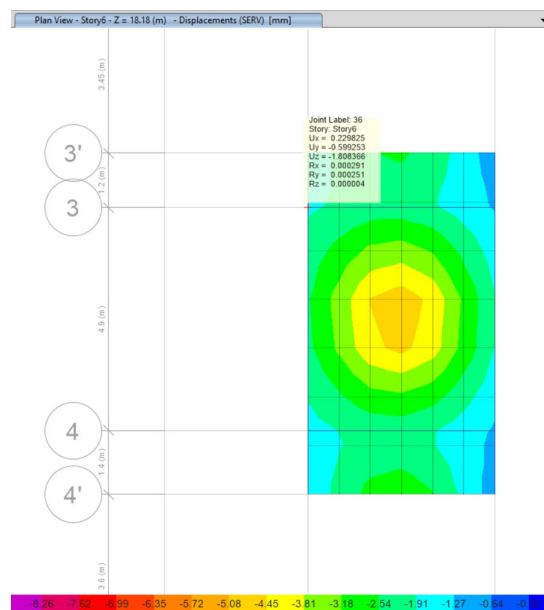


Figura 151 Deformación vertical en modelo lineal

Fuente: (Bravo, 2025)

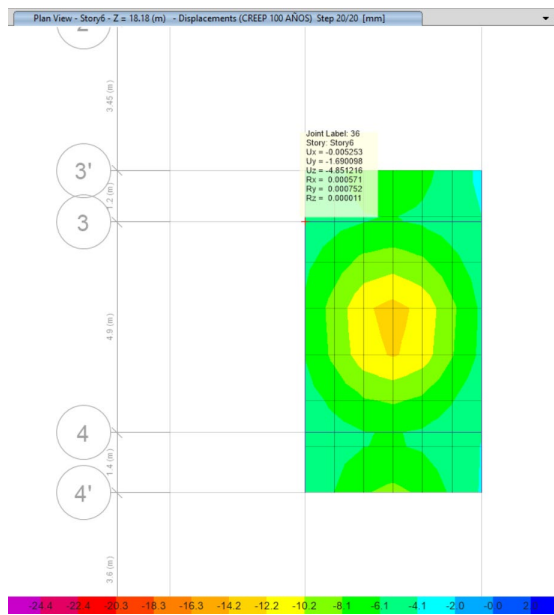


Figura 152 Deformación vertical en modelo No Lineal

La deformación vertical, en el punto más alto de la columna es de 1.80 mm. en el modelo lineal y 4.85 mm. en el modelo no lineal. Aunque también aumenta significativamente la deformación, se aprecia que el efecto en columnas es mucho menor respecto a vigas y losas. Esto debido a que el punto analizado está ubicado en el nivel +18.18 m. y la deformación se va acumulando paulatinamente mientras se aumenta el nivel.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

- La estructura de pórticos de hormigón armado y cinco plantas, objeto del presente estudio, demuestra un desempeño estructural adecuado y satisfactorio al cumplir con todos los parámetros de diseño establecidos por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Los valores de derivas inferiores al 2% garantizan que la estructura posea la rigidez lateral necesaria para controlar los daños y mantener la funcionalidad bajo las acciones sísmicas de diseño.
- Mediante la aplicación del análisis no lineal estático (Pushover), se determinó el nivel de desempeño que alcanza la estructura es de Seguridad de Vida (Life Safety).
- El análisis revela que los efectos dependientes del tiempo, específicamente las deformaciones por fluencia (Creep) y encogimiento (Shrinkage) del hormigón, muestran una evolución no lineal. En las figuras 145 y 146 se observa fácilmente el crecimiento acelerado de estas deformaciones durante los primeros años de vida útil de la estructura, mientras que, para periodos de tiempo muy largos, la tasa de crecimiento de la deformación se estabiliza, tendiendo a una relación casi lineal.
- Para el análisis del nivel de desempeño, los efectos de deformación por fluencia y encogimiento de los elementos no son significativos. A pesar de que, la fuerza cortante para el punto de desempeño disminuye en todos los casos, la reducción de capacidad es mínima y no afecta el desempeño estructural.
- Para el análisis No Lineal en la Construcción por Etapas, las deformaciones a largo plazo en elementos a flexión, específicamente en la losa presentó una diferencia crítica entre los métodos de análisis, puesto que, en el modelo lineal la deflexión máxima es de 13.34 mm mientras que en el modelo no lineal es de 24.59 mm. La luz de ese vano es de 5.95 m. y la deflexión máxima admisible a largo plazo es $L/240$, recomendado por (ACI 318-25). De tal manera que la deflexión máxima debe ser inferior a 24.79 mm, operando muy cerca del límite de servicio. Este resultado demuestra la importancia crítica del cálculo de la deflexión a largo plazo en elementos a flexión.

- Las deformaciones por fluencia y encogimiento en las columnas son sustancialmente menores que las registradas en vigas y losas. Recalcando la importancia del efecto de las deformaciones en elementos que trabajan a flexión.

7.2. Recomendaciones

- A pesar de que, la estructura cumple con todos los parámetros normativos se recomienda aumentar el peralte efectivo de la Losa para el panel crítico, con el objetivo de aumentar la inercia y así reducir las deflexiones a largo plazo.
- Para estructuras de Hormigón Armado, se recomienda incluir en el análisis los efectos por deformación, por fluencia y encogimiento para la verificación de estados límites durante el diseño de la estructura. Además, para estructuras importantes, donde la deflexión está ligada a elementos no estructurales sensibles se recomienda especificar el tiempo al que se debe cargar el hormigón puesto que el tiempo de carga en días influye grandemente en los factores de deformación.
- Para el diseño de estructuras importantes, se recomienda realizar un análisis de rendimientos y planificación de obra para obtener tiempos de construcción de cada piso realistas y mejorar la calidad del análisis de deformación por fluencia y encogimiento.
- La presente investigación ha concluido que los efectos de deformación por fluencia y encogimiento son mucho mayores en elementos de hormigón que trabajan a flexión. Por lo que, para futuras investigaciones se recomienda realizar el análisis de la influencia de deformaciones por fluencia y encogimiento en puentes de hormigón. Puesto que, al ser estructuras con vigas y losas de mayores dimensiones, además de ser más sensibles a las deformaciones verticales se estima que los efectos serán mayores.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-25. (2025). *Código de Construcción para Concreto Estructural: Requisitos del Código y Comentario*. Farmington Hills, Michigan 48331: American Concrete Institute.
- American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17). (2017). *Código Americano para La Evaluación Sísmica y la Intervención de Edificios Existentes*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Bazant, Z. (1975). *Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: A Précis of Recent Developments*. Northwestern University, Evanston, Illinois: Reprinted from Mechanics Today, Vol. 2.
- BuildSoft. (23 de marzo de 2022). *Conceptos básicos de diseño y análisis estructural*. Obtenido de BuildSoft structurally loved by engineers: <https://www.buildsoft.eu/es/conceptos-basicos-de-diseno-y-analisis-estructural/>
- Cándido, J. (22 de noviembre de 2016). *Análisis de segundo orden en el cálculo de estructuras de obra civil*. Obtenido de Eadic: <https://eadic.com/blog/entrada/analisis-de-segundo-orden-en-el-calculo-de-estructuras-de-obra-civil/>
- Carigliano, S. (22 de abril de 2015). *¿Qué es el análisis estructural?* Obtenido de SkyCiv: <https://skyciv.com/es/education/what-is-structural-analysis/>
- Chamaza Carrera, M., & Córdoba Tepud, E. (2022). *ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS REGULARES DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA, PERUANA Y CHILENA*. Obtenido de Universidad Politécnica Salesiana: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/23167/1/UPS%20-%20TTS899.pdf>
- Claros, E. (2018). *Rigidez de las estructuras y resistencia del concreto*. Obtenido de 360 en Concreto: <https://360enconcreto.com/blog/detalle/rigidez-de-las-estructuras-y-resistencia-del-concreto/>
- E-CONSTRUIR. (2024). *Los esfuerzos y reacciones en estructuras*. Obtenido de E-CONSTRUIR: https://e-construir.com/estructuras/esfuerzos.html#google_vignette
- EUCOCODE 2. (1992). *Design of concrete structures*.
- Fan, Wei & Wei, Yang & Yi, Jiyang & Zhao, Kang & Zhu , Binrong & Li, & Guofen. (2025). Analysis and Correction of the Shrinkage Prediction Model for Manufactured Sand Concrete. *Materials*, 18. doi:18.3802.10.3390/ma18163802

- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C.
- Gardner, N., & Lockman, M. (1998). Design Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal Strength Concrete. *ACI Materials Journal*, 159-167.
- Guerrero Cuasapaz, D. (2019). ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZANDO ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS. *Gaceta Técnica. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado*, 20, 41-59.
- Hulatt, L., & Freitas, G. (10 de junio de 2024). *Análisis estático lineal*. Obtenido de StudySmarter: <https://www.studysmarter.es/resumenes/ingenieria/mecanica-de-solidos/analisis-estatico-lineal/>
- MEDIF. (2025). *Análisis No Lineal Pushover con ETABS*. Obtenido de Medif Estructuras: <https://www.medifestructuras.com/blog/posts/importanciapushover/index.html>
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *SciELO*, 23, 15. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>
- Morales, R. F. (2013). Deformaciones de las Estructuras. *Revista de la Universidad de Mendoza*, 14.
- NEC 2015. (2015). *Norma Ecuatoriana de la construcción*.
- Quinto Quinto, W., & Chaverra Moya, E. (2022). *Análisis estático no lineal (pushover) y punto de desempeño sísmico en una edificación de tres pisos existente – revisión bibliográfica y caso ejemplo*. Obtenido de Universidad de Antioquia: <https://hdl.handle.net/10495/33261>
- Revista digital Arqzon. (2024). *Cargas estructurales ¿Qué son? tipos y clasificación*. Obtenido de Arqzon: <https://arqzon.com.mx/2023/02/17/cargas-estructurales-que-son/>
- Salvatierra, O. O. (2019). *ESTIMACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES CON BASE EN PROCEDIMIENTOS PROBABILÍSTICOS*. Lima, Perú: Repositorio Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Seismous. (07 de septiembre de 2020). *¿Cuáles son los niveles de desempeño estructural?* Obtenido de Seismous: <https://seismous.com/cuales-son-los-niveles-de-desempeno-estructural/>

thestructuralworld. (21 de octubre de 2018). *Creep & Shrinkage Explained*. Obtenido de The Structural World: <https://www.thestructuralworld.com/2018/10/21/creep-shrinkage-explained/>

Toapanta Chamba, D., & Vélez Llanos, D. (2024). *DISEÑO ESTRUCTURAL CON ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) EN UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS DE HORMIGÓN ARMADO*. Obtenido de Universidad Politécnica Salesiana : <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/27029/1/UPS-CT011212.pdf>

ANEXOS

Geometría Específica

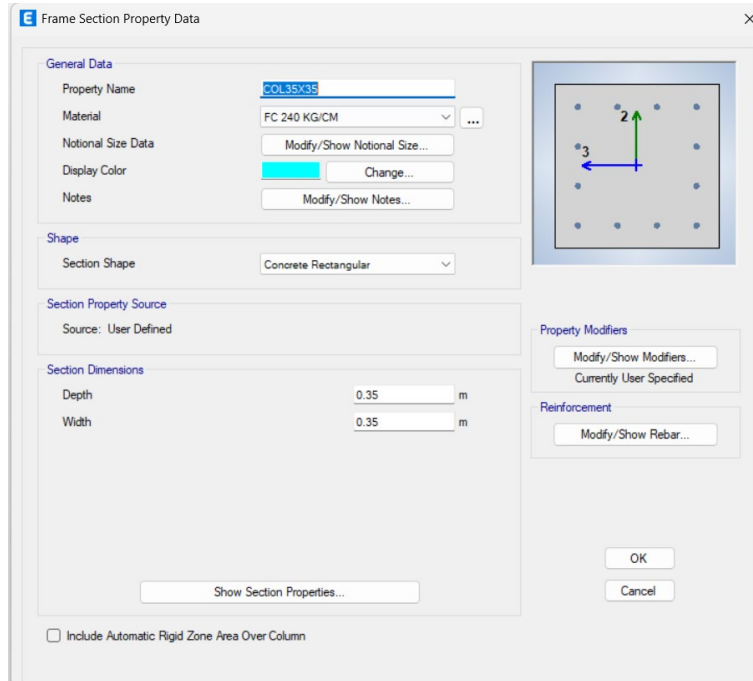


Figura 153 Detalle de Columna de 35x35

Fuente: (Bravo, 2025)

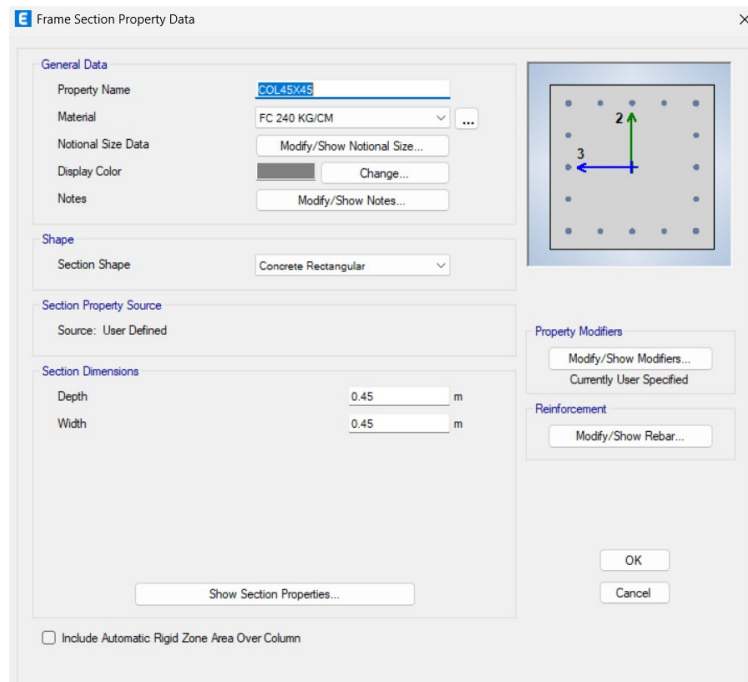


Figura 154 Detalle de Columna de 45x45

Fuente: (Bravo, 2025)

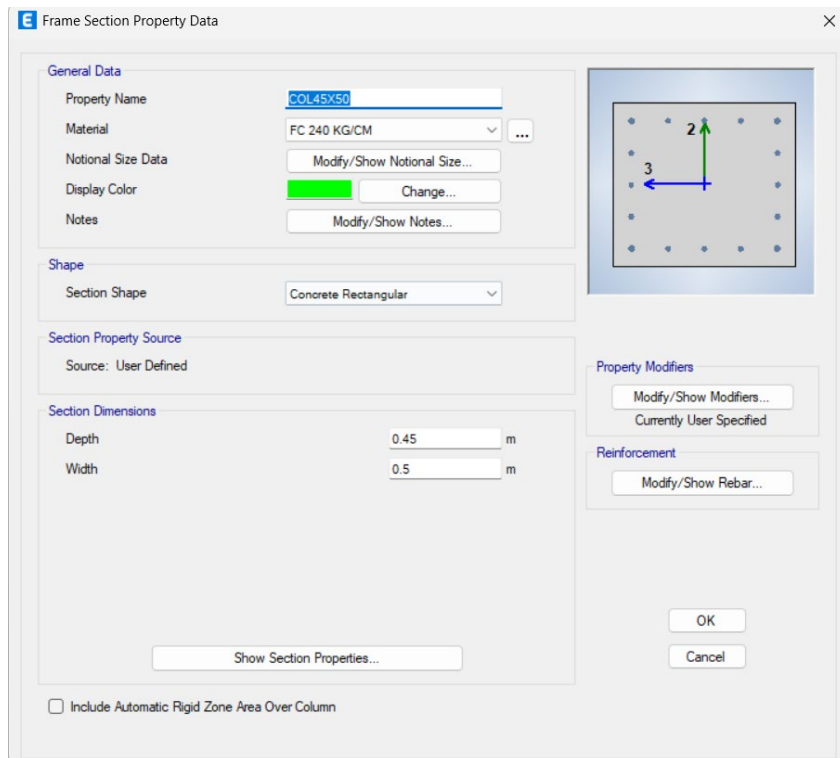


Figura 155 Detalle de Columna de 45x50

Fuente: (Bravo, 2025)

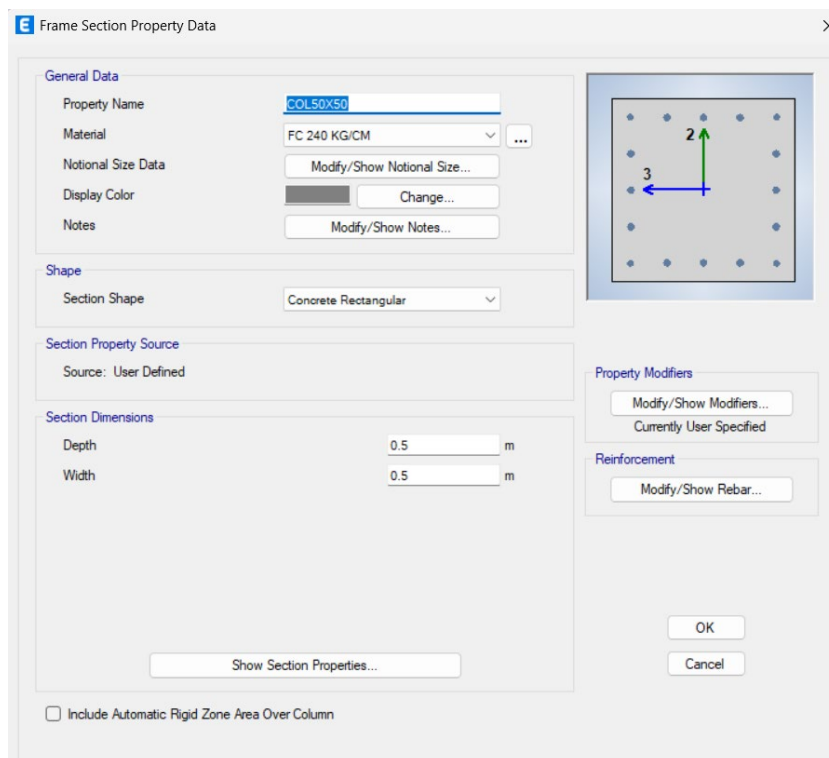


Figura 156 Detalle de Columna de 50x50

Fuente: (Bravo, 2025)

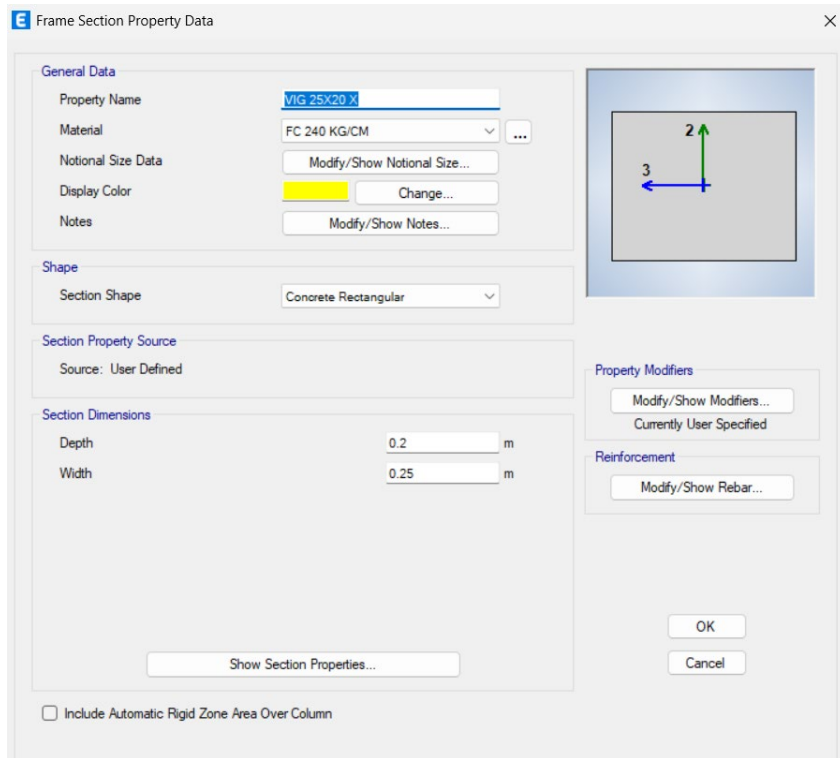


Figura 157 Detalle de Viga de 25x20

Fuente: (Bravo, 2025)

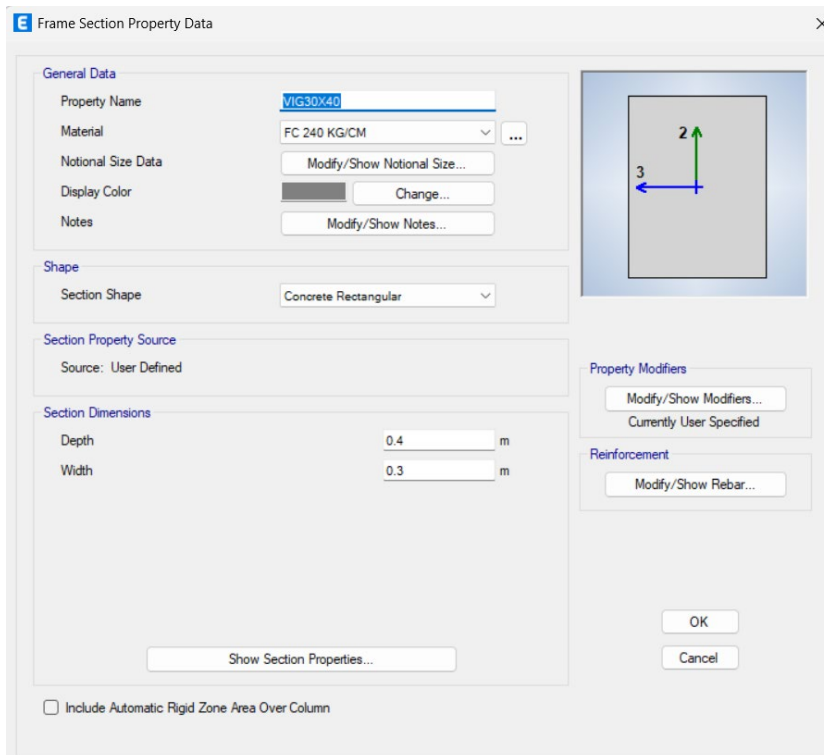


Figura 158 Detalle de Viga de 30x40

Fuente: (Bravo, 2025)

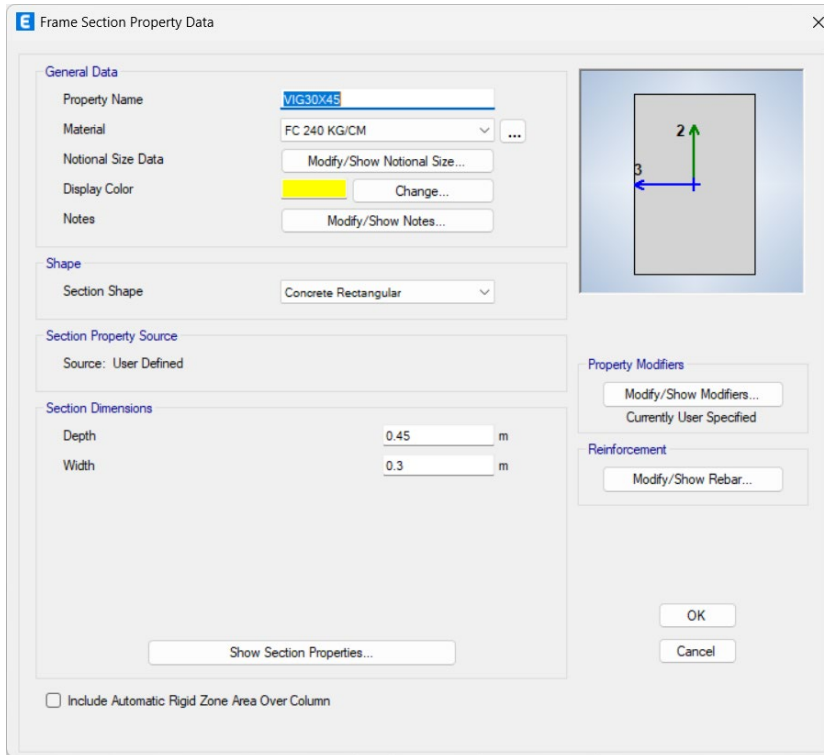


Figura 159 Detalle de Viga de 30x45

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 160 Detalle de Viga de 35x50

Fuente: (Bravo, 2025)

Geometría General

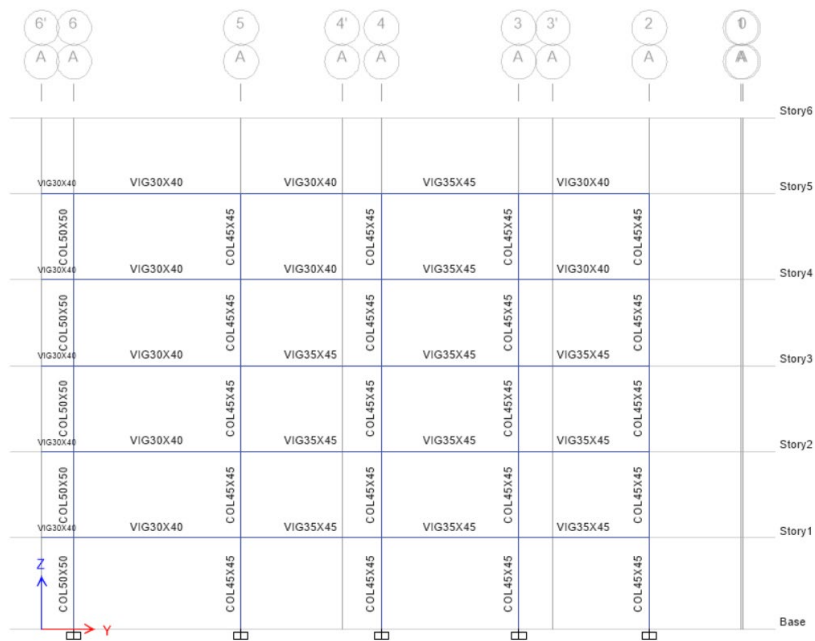


Figura 161 Distribución de elementos en pórtico A

Fuente: (Bravo, 2025)

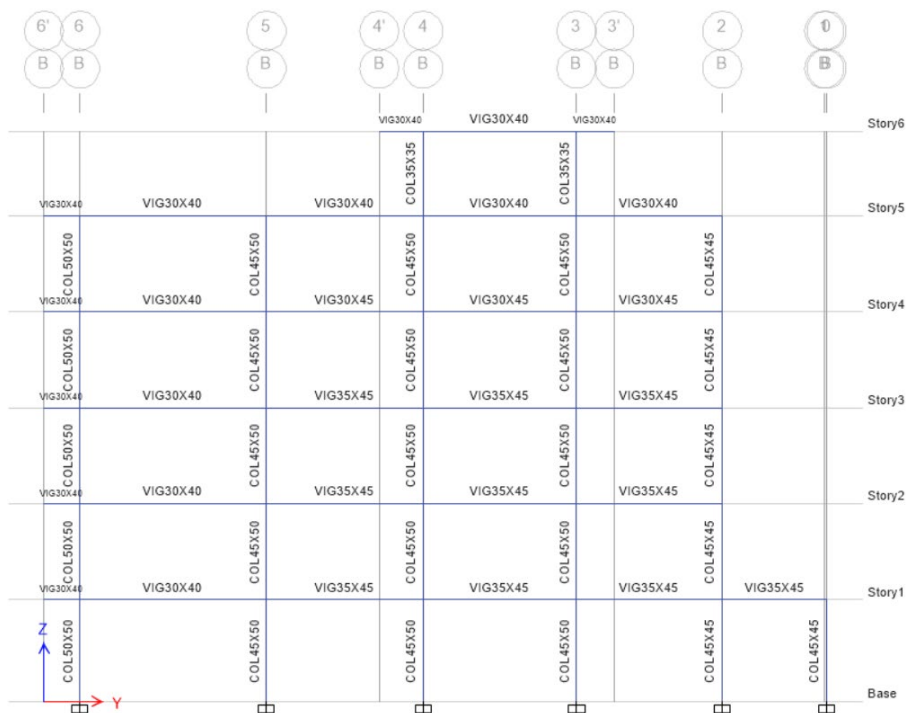


Figura 162 Distribución de elementos en pórtico B

Fuente: (Bravo, 2025)

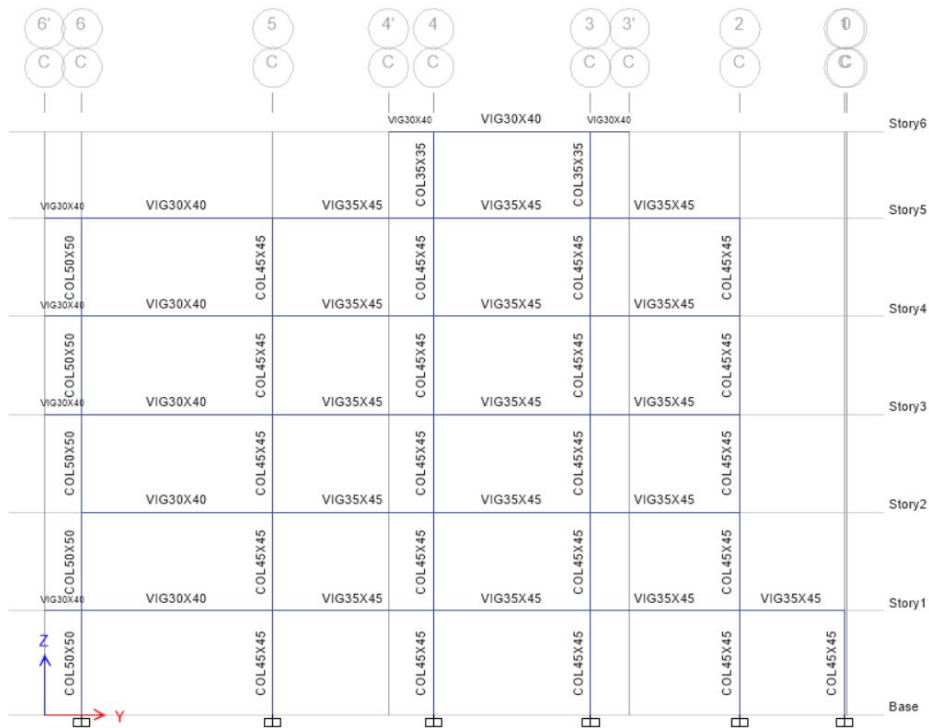


Figura 163 Distribución de elementos en pórtico C

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 164 Distribución de elementos en pórtico 0

Fuente: (Bravo, 2025)



Figura 165 Distribución de elementos en pórtico 1

Fuente: (Bravo, 2025)

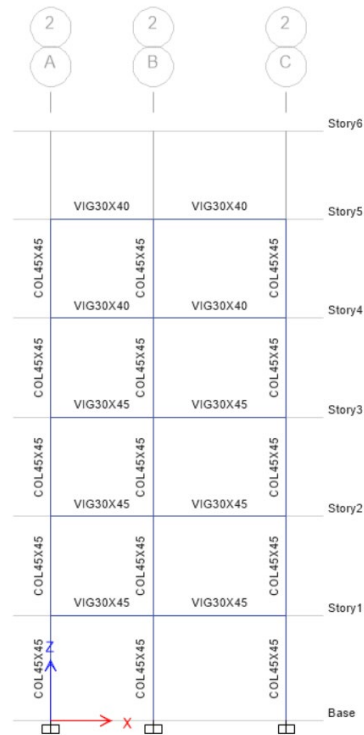


Figura 166 Distribución de elementos en pórtico 2

Fuente: (Bravo, 2025)

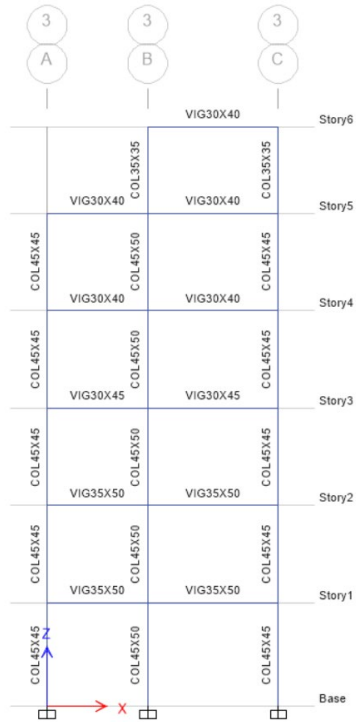


Figura 167 Distribución de elementos en p3rtico 3

Fuente: (Bravo, 2025)

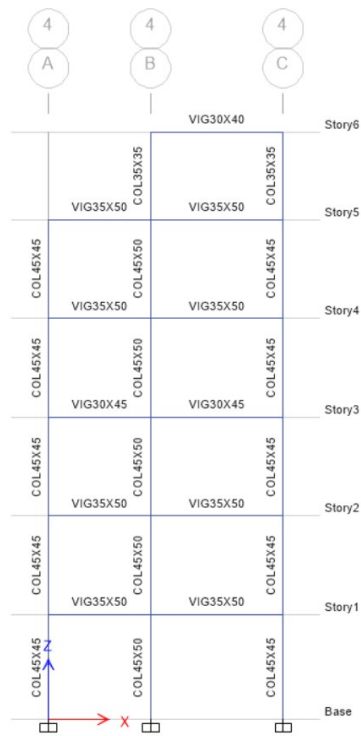


Figura 168 Distribuci3n de elementos en p3rtico 4

Fuente: (Bravo, 2025)

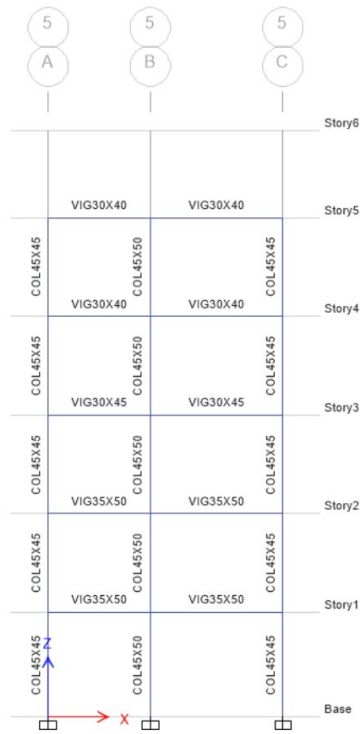


Figura 169 Distribución de elementos en pórtico 5

Fuente: (Bravo, 2025)

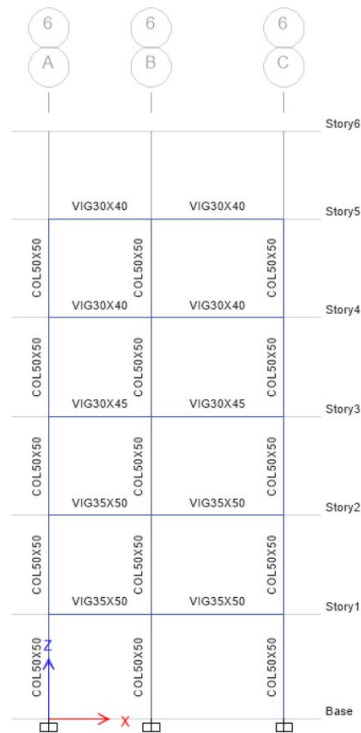


Figura 170 Distribución de elementos en pórtico 6

Fuente: (Bravo, 2025)

Armadura de secciones transversales

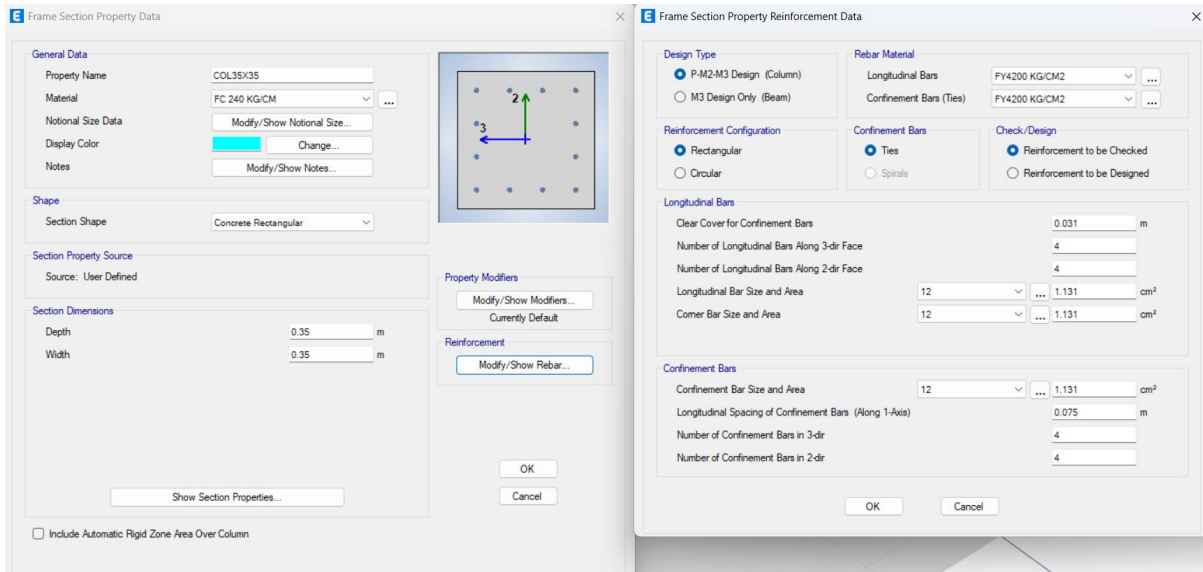


Figura 171 Armadura de Sección Transversal para Columna de 35X35

Fuente: (Bravo, 2025)

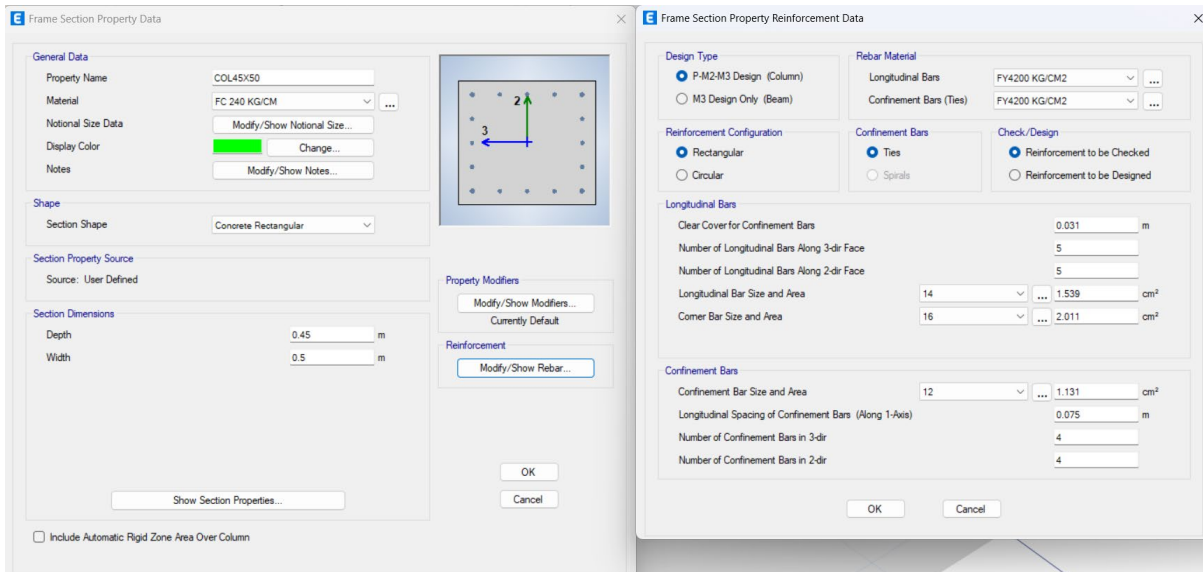


Figura 172 Armadura de Sección Transversal para Columna de 45X50

Fuente: (Bravo, 2025)

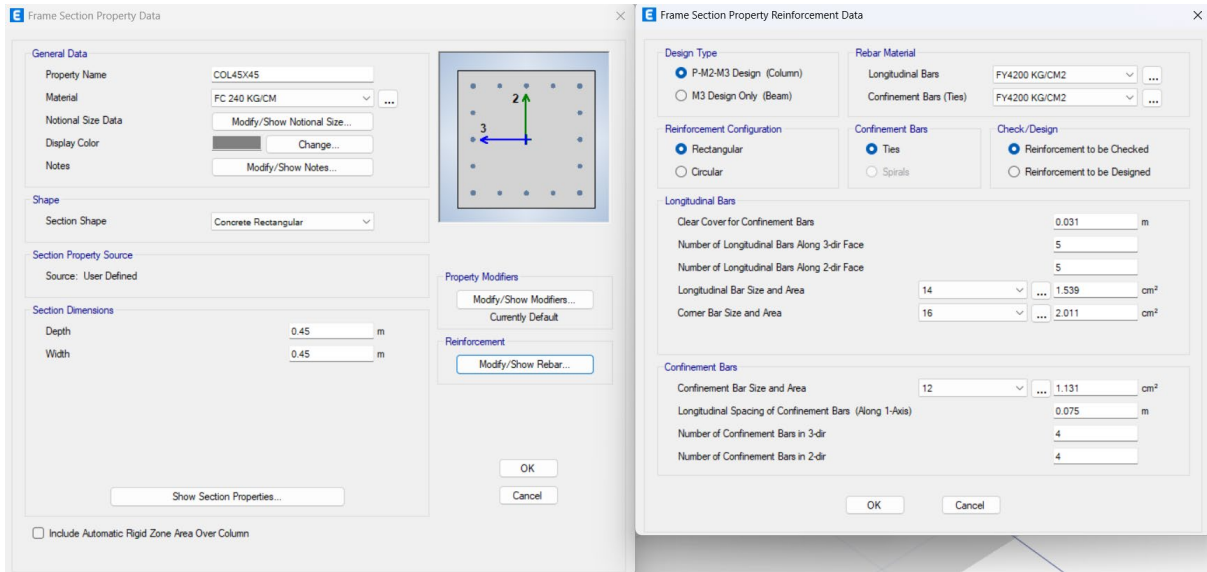


Figura 173 Armadura de Sección Transversal para Columna de 45X45

Fuente: (Bravo, 2025)

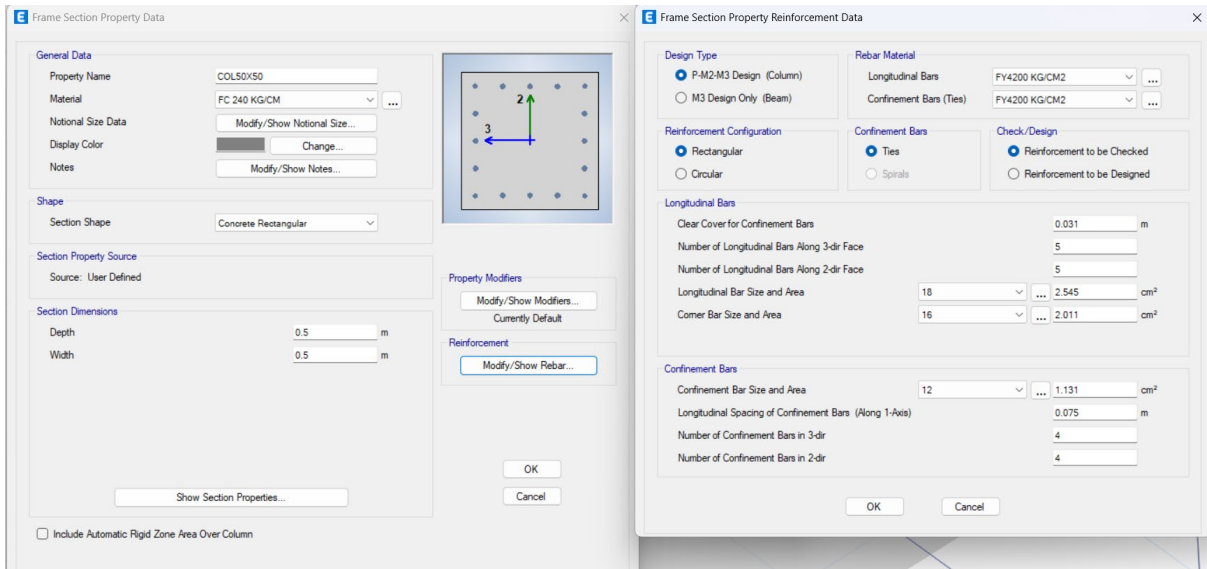


Figura 174 Armadura de Sección Transversal para Columna de 50X50

Fuente: (Bravo, 2025)

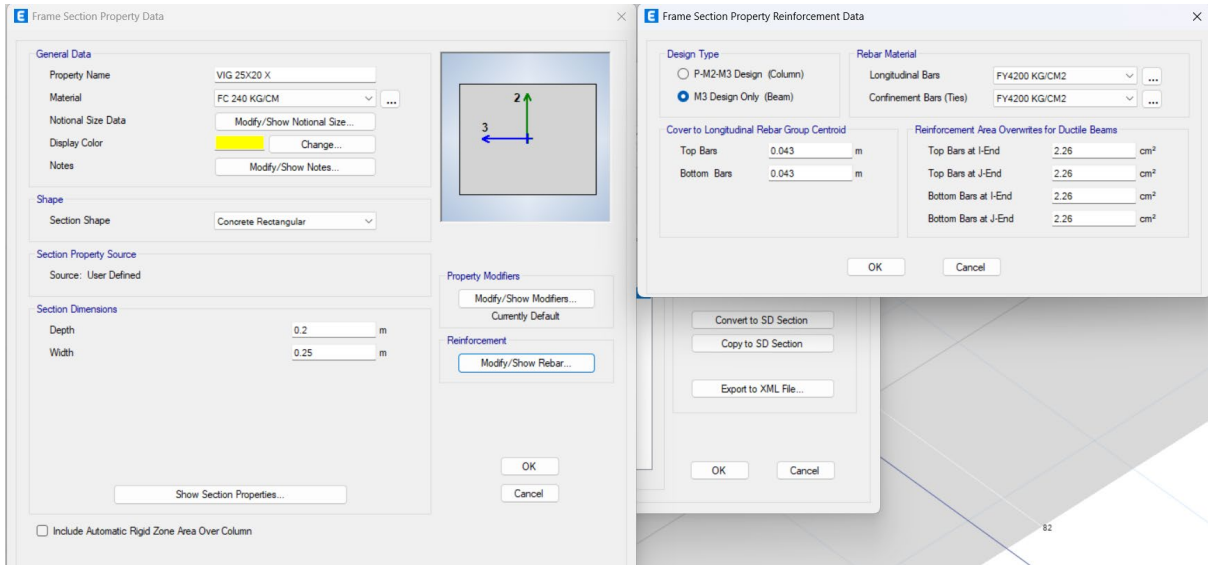


Figura 175 Armadura de Sección Transversal para VIGA 25X20 X

Fuente: (Bravo, 2025)

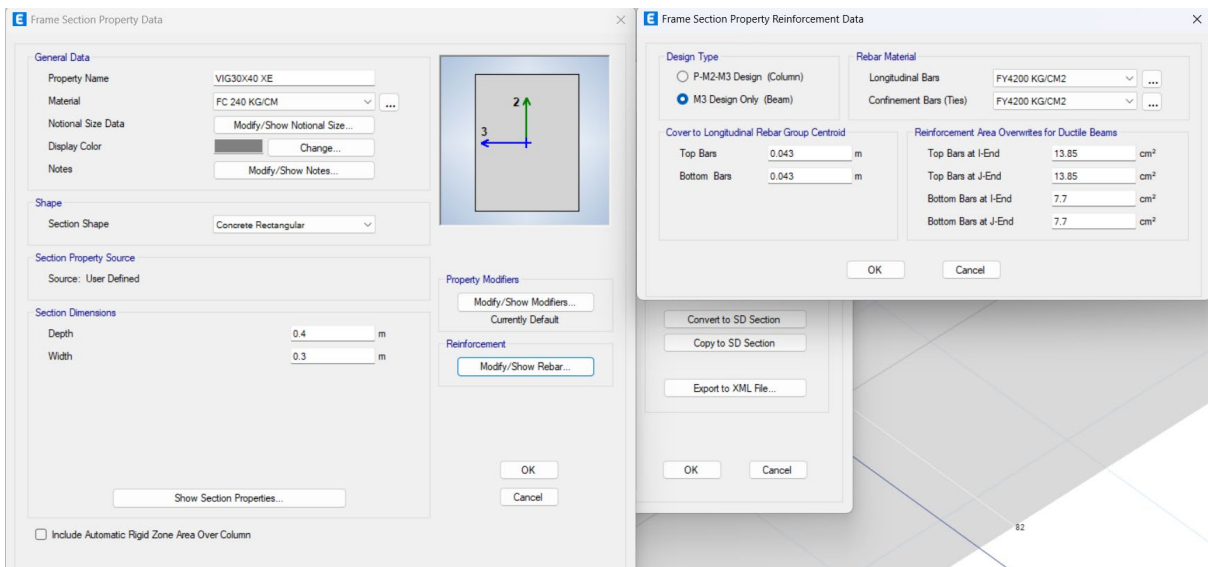


Figura 176 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 XE (SENTIDO X EXTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

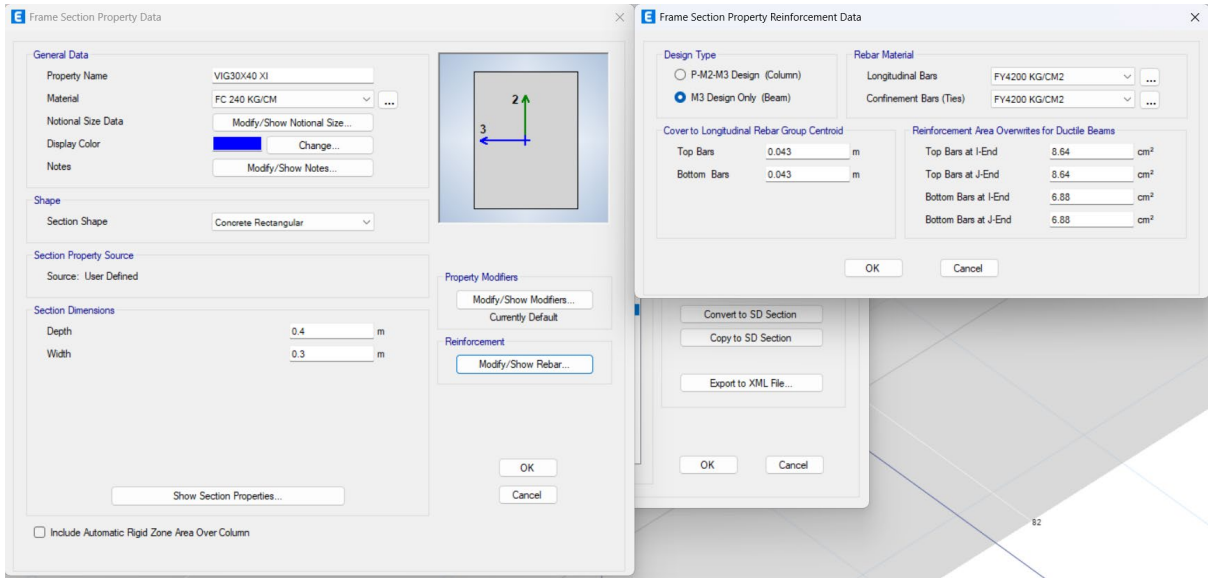


Figura 177 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 XI (SENTIDO X INTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

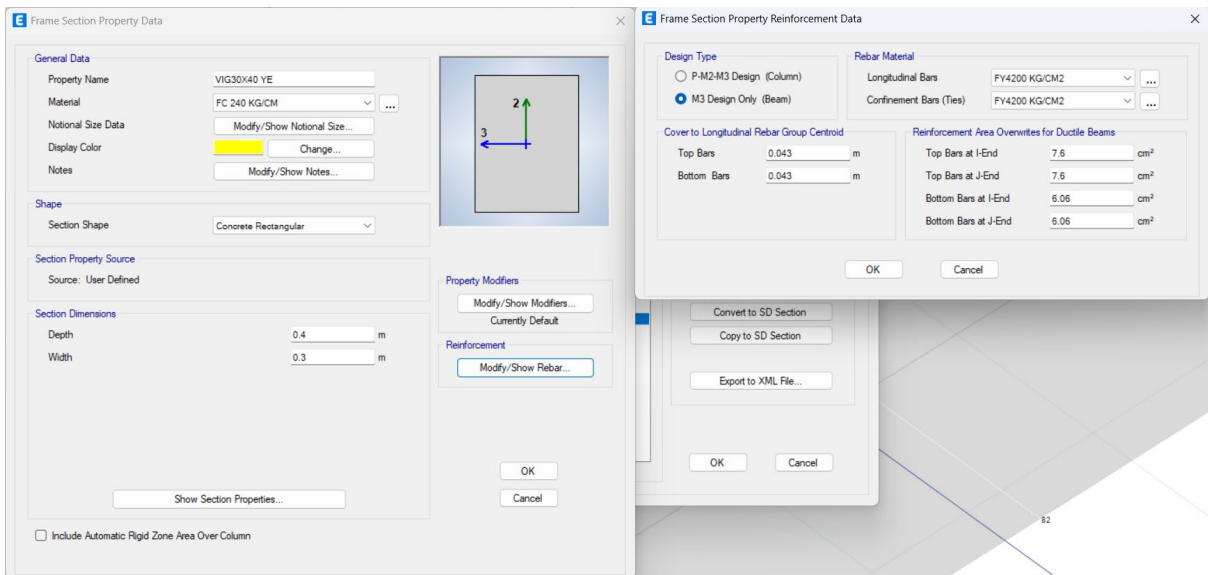


Figura 178 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 YE (SENTIDO Y EXTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

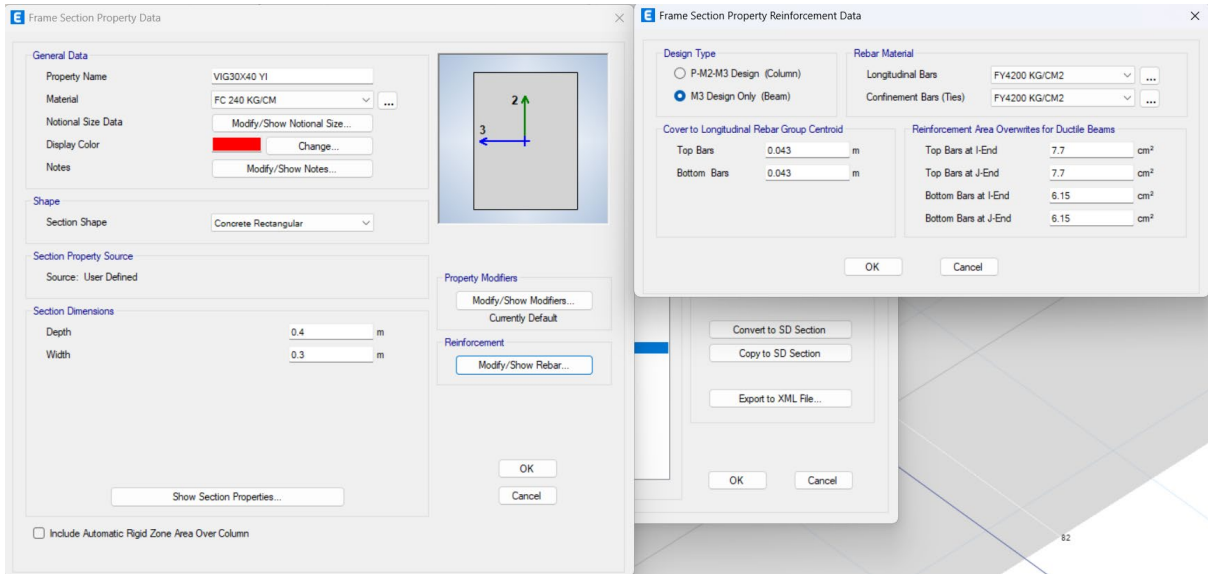


Figura 179 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X40 YI (SENTIDO Y INTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

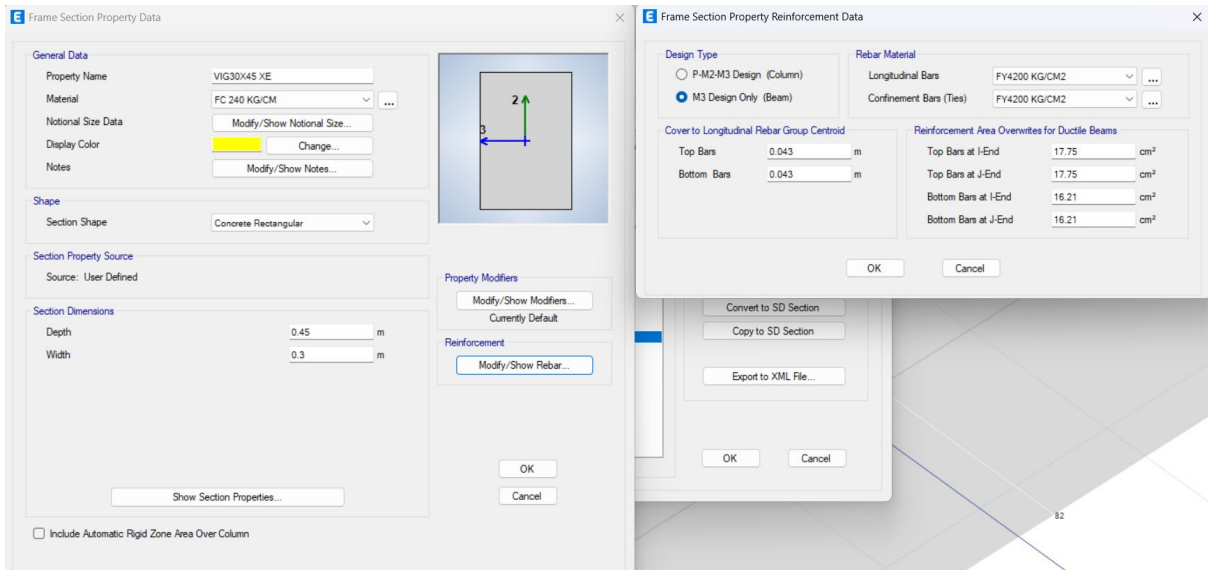


Figura 180 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X45 XE (SENTIDO X EXTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

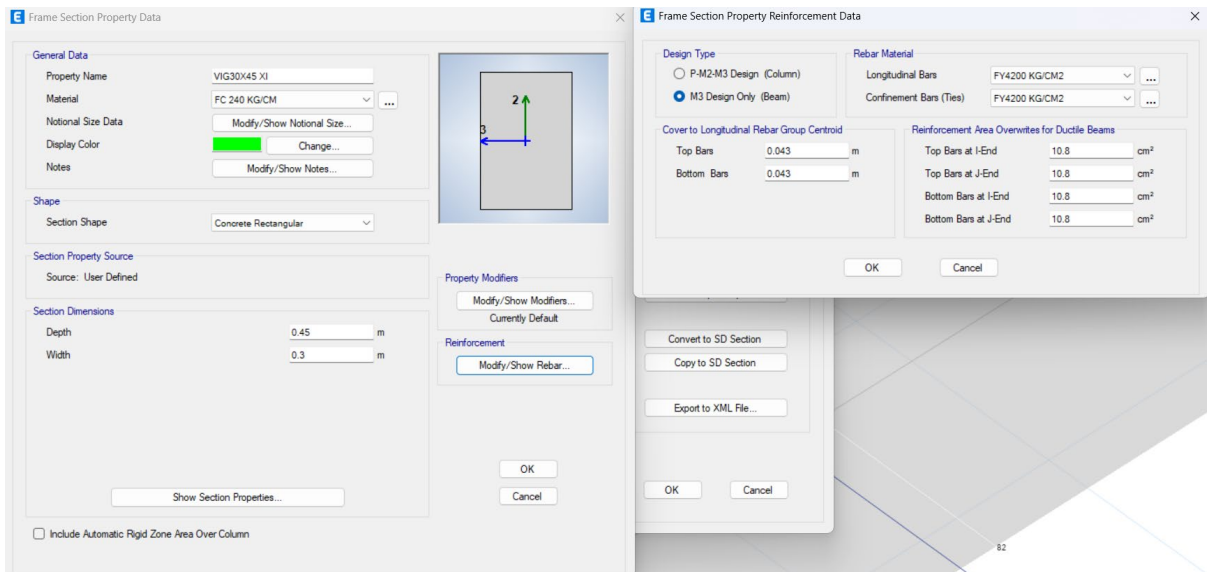


Figura 181 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X45 XI (SENTIDO X INTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

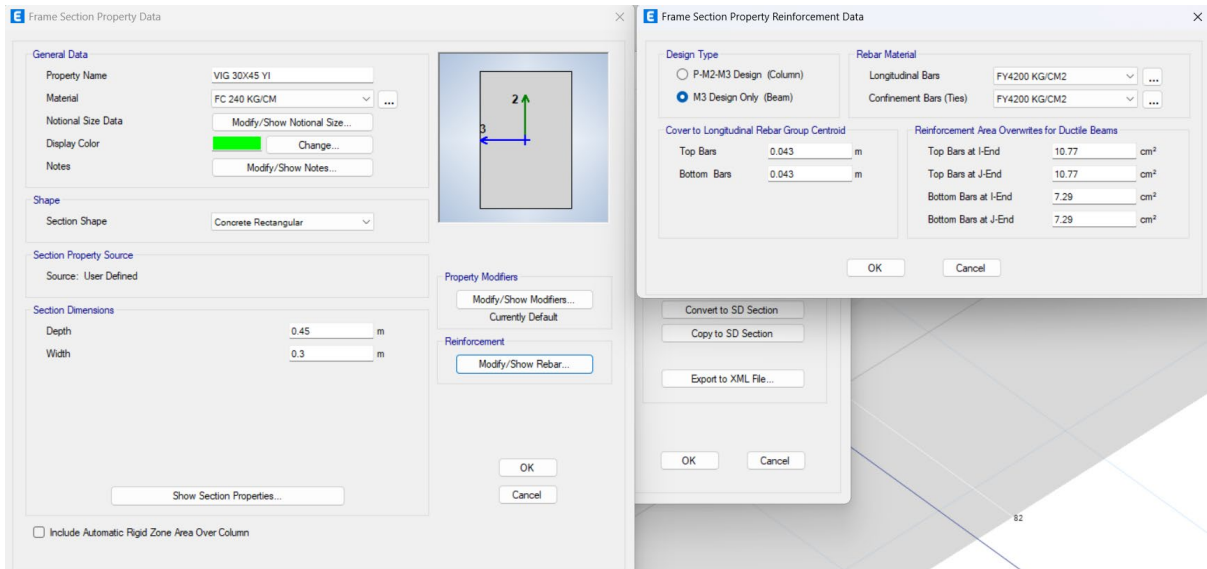


Figura 182 Armadura de Sección Transversal para VIGA 30X45 YI (SENTIDO Y INTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

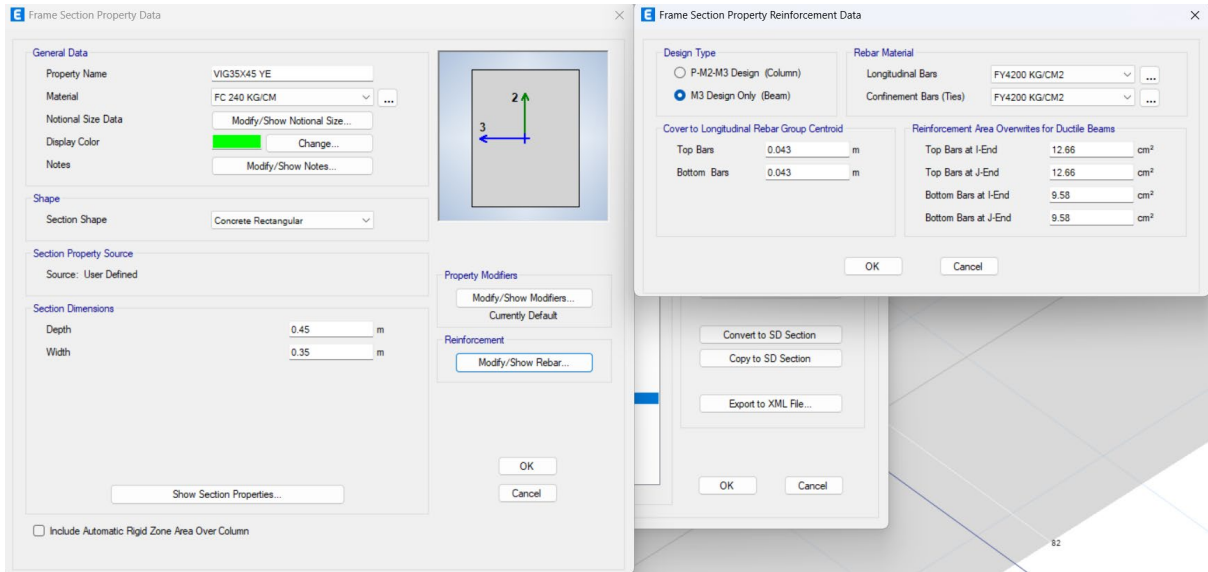


Figura 183 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X45 YE (SENTIDO Y EXTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

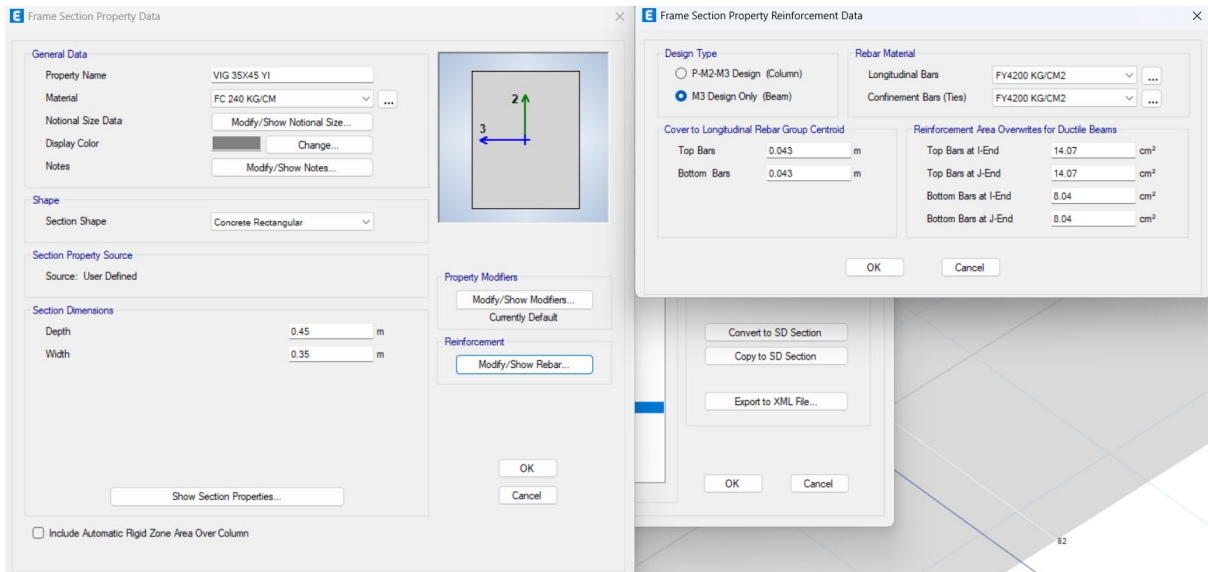


Figura 184 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X45 (SENTIDO YI)

Fuente: (Bravo, 2025)

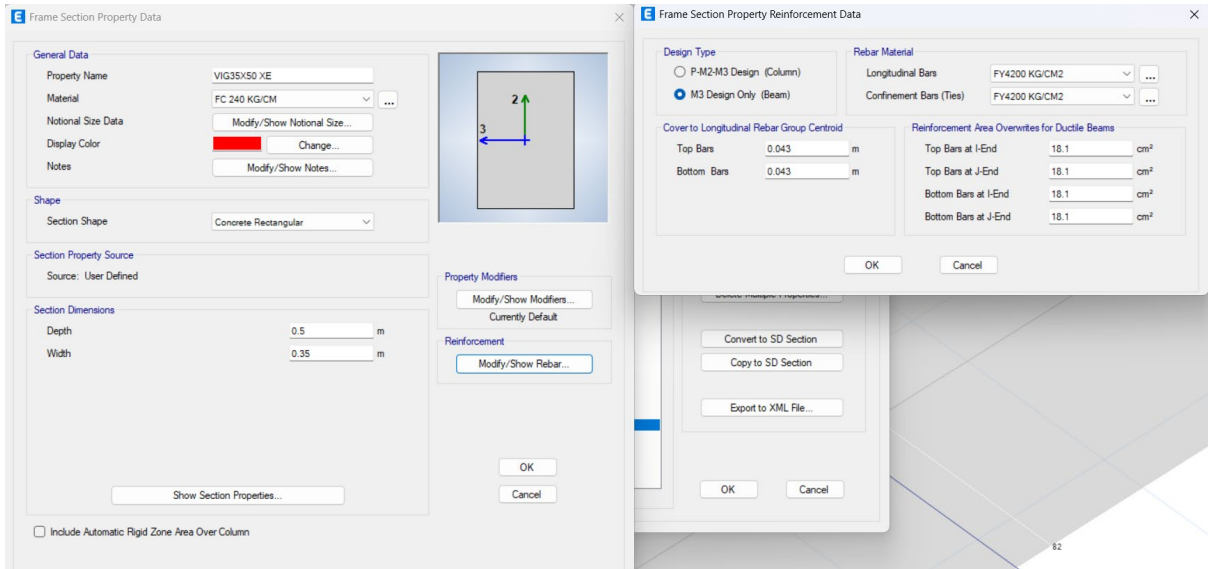


Figura 185 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 XE (SENTIDO X EXTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

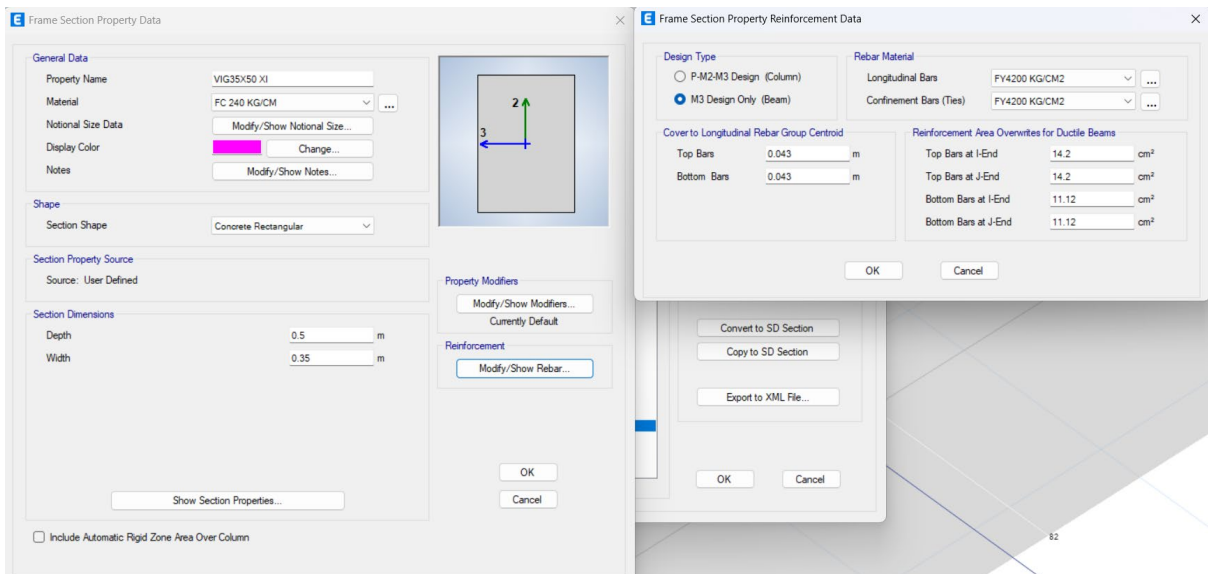


Figura 186 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 XI (SENTIDO X INTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

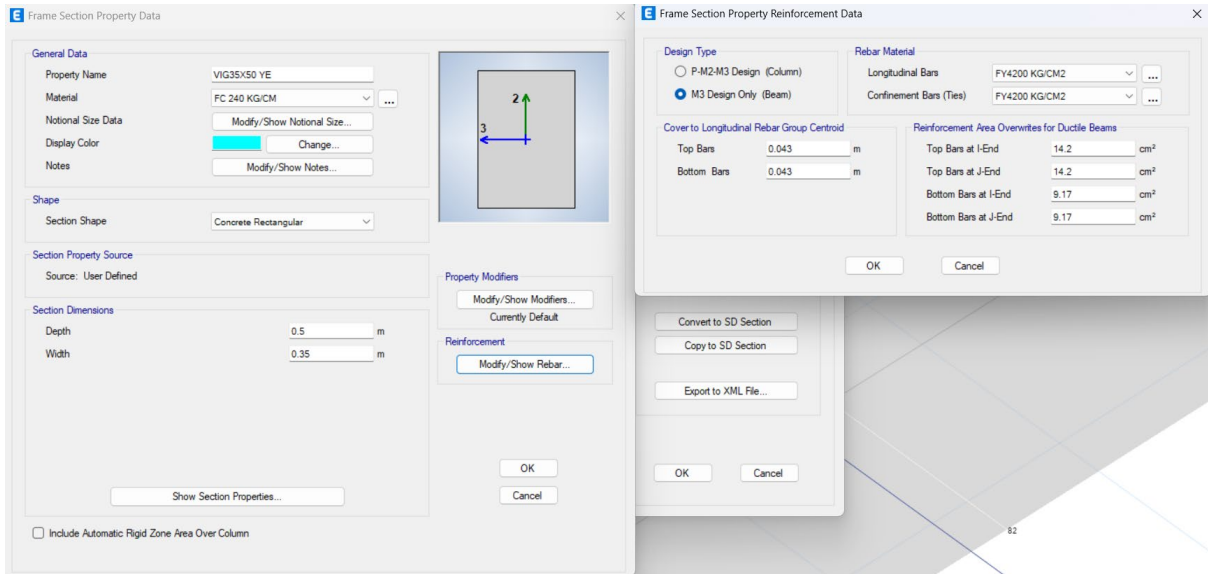


Figura 187 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 YE (SENTIDO Y EXTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)

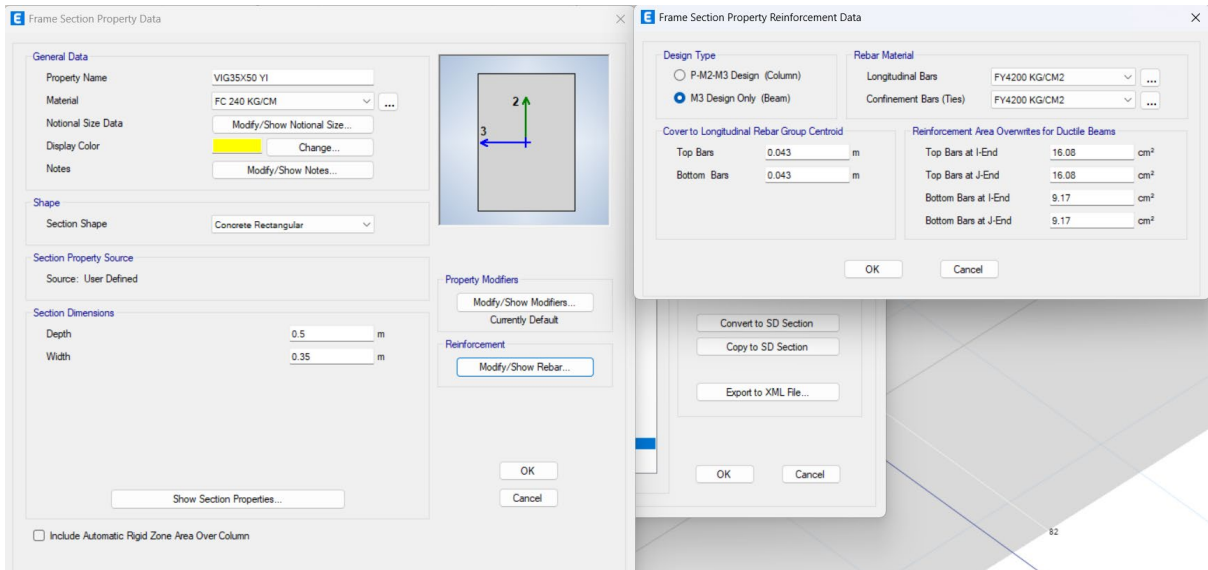


Figura 188 Armadura de Sección Transversal para VIGA 35X50 YI (SENTIDO Y INTERNA)

Fuente: (Bravo, 2025)