



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

**UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación del desempeño sísmico de un edificio conformado
por marcos especiales de concreto reforzado, diseñado según la
NEC, para niveles de amenaza sísmica correspondientes a periodos
de retorno de 72, 475 y 2500 años.**

**Trabajo de grado previo a la obtención de título de:
INGENIERO/A CIVIL**

Autores:

**JUAN GUILLERMO ABRIL MOSCOSO
SHANNON IVONNE VALLE MATAMOROS**

Director:

ESTEBAN MATEO NARVÁEZ VÁSQUEZ

CUENCA, ECUADOR

2026

DEDICATORIA

A mi madre, María Cristina Moscoso Guerrero, por cada sacrificio hecho en silencio y por cada esfuerzo dedicado a que yo pudiera llegar hasta aquí. Este logro es tan tuyo como mío.

A mis hermanos, por su apoyo constante a lo largo de este camino.

Con amor y gratitud, Juan.

Este esfuerzo está dedicado primeramente a Dios, por bendecirme y guiarme en cada paso con su amor infinito, brindándome la sabiduría y la fortaleza necesarias para superar cada obstáculo e impulsarme a alcanzar esta meta.

De igual manera, a toda mi familia y a aquellas personas que han creído en mí a lo largo de mi vida, por brindarme su cariño y apoyo incondicional en cada etapa.

Gracias por ser parte de mi camino.

Con amor, Shannon.

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Mateo Narváez, quien en el momento en que aún no encontraba mi camino dentro de la Ingeniería Civil, supo transmitir su pasión por la Ingeniería Estructural y orientar mi vocación hacia ella.

A la Universidad del Azuay y a la Facultad de Ciencia y Tecnología, por la formación recibida durante estos años, por las experiencias vividas dentro de sus aulas y por las personas que encontré en ese camino.

A mi padre, por el respaldo económico y la confianza depositada en mí a lo largo de toda la carrera.

A Karen, por su compañía y apoyo a lo largo de este proceso, por saber estar en el momento preciso y por tener siempre las palabras justas para impulsarme a seguir adelante.

A Javier, Sebastián, Christian, Oliver y Andrea, cuya amistad ha demostrado no tener fecha de vencimiento. Y a Camila, mi mejor amiga, por compartir esta etapa desde adentro y hacer de estos años algo más que una carrera universitaria.

Con gratitud, Juan

Expreso mi gratitud a Dios por ser mi fuente de fortaleza. A mis padres, Marco y Mariuxi, por inspirarme y apoyarme en cada decisión, brindándome su cariño constante.

A mi hermana, Kelly, por ser una de mis mayores motivaciones y acompañarme con su alegría durante este proceso.

A mis amistades, con quienes he compartido este camino desde sus inicios, haciendo este recorrido más llevadero.

A mi tutor y a los docentes de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, por su orientación, paciencia y valiosos conocimientos impartidos durante el desarrollo de este trabajo, contribuyendo a mi formación académica y profesional.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento.

Shannon.

RESUMEN

Este trabajo evalúa el desempeño sísmico de un edificio residencial de ocho pisos conformado por marcos especiales a momento de concreto reforzado, diseñado según la NEC-15 y el ACI 318-19, para niveles de amenaza sísmica con períodos de retorno de 72, 475 y 2500 años. El diseño convencional basado en fuerzas no evalúa la respuesta ante sismos frecuentes ni ante el sismo máximo considerado. El diseño estructural siguió los requisitos del diseño por capacidad. El modelo no lineal, con rótulas plásticas y efectos P-Delta, fue representado en ETABS. El análisis estático no lineal se ejecutó con un patrón de cargas proporcional al modo fundamental de vibración. Los desplazamientos objetivo se determinaron mediante el método de los coeficientes conforme a ASCE 41-13. Los resultados indicaron Ocupación Inmediata (IO) para 72 años, Seguridad de Vida (LS) para 475 y 2500 años, sin alcanzar Prevención de Colapso (CP).

Palabras clave: marcos especiales a momento, desempeño sísmico, análisis estático no lineal, método de los coeficientes, diseño por capacidad, ASCE 41-13, NEC-15.

ABSTRACT

This study evaluates the seismic performance of an eight-story residential building composed of special moment frames of reinforced concrete, designed according to NEC-15 and ACI 318-19, for seismic hazard levels with return periods of 72, 475, and 2500 years. Conventional force-based design does not evaluate structural response to frequent or maximum considered earthquakes. The structural design followed capacity design principles. The nonlinear model, including plastic hinges and P-Delta effects, was represented in ETABS. The nonlinear static analysis was performed using a lateral load pattern proportional to the fundamental mode of vibration. Target displacements were determined using the coefficient method per ASCE 41-13. Results indicated Immediate Occupancy (IO) for the 72-year earthquake, Life Safety (LS) for 475 and 2500 years, without reaching Collapse Prevention (CP).

Keywords: special moment frames, seismic performance, nonlinear static analysis, coefficient method, capacity design, ASCE 41-13, NEC-15

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN.....	iv
ABSTRACT.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	xv
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xvii
INTRODUCCIÓN	1
PROBLEMÁTICA.....	2
OBJETIVO.....	3
Objetivo General	3
Objetivos Específicos.....	3
ALCANCE.....	3
METODOLOGÍA	4
1. DISEÑO DEL EDIFICIO	5
1.1. Introducción del diseño sismorresistente.....	5
1.2. Contexto técnico del diseño estructural en zonas sísmicas.....	6
1.3. Descripción general del edificio	6
1.4. Criterios generales de diseño	7
1.4.1. Normativa aplicable	7
1.4.2. Sistema estructural adoptado.....	7
1.4.3. Materiales estructurales y propiedades	7
1.5. Modelación estructural.....	8
1.6. Acciones y combinaciones de carga	10
1.6.1. Acciones gravitacionales.....	10

1.6.2.	Acción sísmica	12
1.6.3.	Combinaciones de carga	14
1.7.	Análisis sísmico	15
1.7.1.	Verificación global.....	15
1.7.2.	Análisis Modal	22
1.8.	Diseño estructural de elementos a carga lateral.....	25
1.8.1.	Demandas críticas obtenidas del modelo estructural	25
1.8.2.	Diseño de vigas	26
1.8.3.	Diseño de columnas	33
1.8.4.	Diseño de Nudos	44
2.	ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.....	50
2.1.	Introducción al análisis por desempeño	50
2.2.	Definición de escenarios sísmicos	51
2.3.	Desarrollo de espectros de demanda sísmica.....	52
2.4.	Modelo estructural no lineal	54
2.5.	Definición de Rótulas Plásticas	55
2.5.1.	Rótulas plásticas en vigas.....	56
2.5.2.	Rótulas plásticas en columnas.....	62
2.6.	Análisis estático no lineal tipo pushover	70
2.7.	Curva de capacidad estructural	72
2.8.	Método de los coeficientes (ASCE 41-13)	73
2.8.1.	Fundamento del método.....	73
2.8.2.	Idealización bilineal de la curva de capacidad	73
2.8.3.	Determinación del desplazamiento objetivo	75
2.8.4.	Idealización bilineal de la curva de capacidad evaluada al desplazamiento objetivo.....	78
2.8.5.	Verificación del desplazamiento objetivo mediante ETABS....	81

3.	EVALUACIÓN DE RESULTADOS	84
3.1.	Alcance y metodología de la evaluación	84
3.2.	Definición de los niveles de desempeño estructural	84
3.3.	Secuencia de formación de rótulas plásticas.....	85
3.4.	Evaluación para el período de retorno de 72 años	90
3.4.1.	Análisis global.....	90
3.4.2.	Análisis a nivel de piso	91
3.4.3.	Análisis a nivel local	92
3.4.4.	Nivel de desempeño	92
3.5.	Evaluación para el período de retorno de 475 años	93
3.5.1.	Análisis global.....	93
3.5.2.	Análisis a nivel de piso	94
3.5.3.	Análisis a nivel local	95
3.5.4.	Nivel de desempeño	95
3.6.	Evaluación para el período de retorno de 2500 años	96
3.6.1.	Análisis global.....	96
3.6.2.	Análisis a nivel de piso	97
3.6.3.	Análisis a nivel local	98
3.6.4.	Nivel de desempeño	98
3.7.	Comparación entre escenarios sísmicos.....	99
3.8.	Sobrerresistencia y ductilidad	101
	CONCLUSIONES	103
	RECOMENDACIONES	104
	BIBLIOGRAFÍA.....	105
	ANEXOS.....	107
A.	ELABORACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS	107
A.1.	Modelo lineal – ETABS (Capítulo 1)	107

A.2. Modelo no lineal y rótulas – ETABS (Capítulo 2).....	110
A.3. Análisis estático no lineal y resultados – ETABS (Capítulo 3)	111
B. MEMORIA DE CÁLCULO (MATHCAD)	113

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 - <i>Pesos de los materiales usados</i>	10
Tabla 1-2 - <i>Cálculo de carga muerta permanente</i>	11
Tabla 1-3 - <i>Resumen de cargas muertas adoptadas</i>	11
Tabla 1-4 - <i>Resumen de parámetros del espectro de diseño</i>	13
Tabla 1-5 - <i>Combinaciones de carga usadas en el diseño</i>	14
Tabla 1-6 - <i>Comparación de masa sísmica</i>	16
Tabla 1-7 - <i>Distribución de fuerzas laterales y cortante por piso</i>	19
Tabla 1-8 - <i>Derivas inelásticas del modelo estructural</i>	21
Tabla 1-9 - <i>Modos de vibración, períodos y ratio de participación de masa</i>	24
Tabla 1-10 - <i>Demandas máximas en vigas obtenidas del modelo estructural</i>	26
Tabla 1-11 - <i>Diseño final de vigas (Refuerzo longitudinal negativo)</i>	28
Tabla 1-12 - <i>Diseño final de vigas (Refuerzo longitudinal positivo)</i>	28
Tabla 1-13 - <i>Momentos esperados por sección de viga por capacidad</i>	29
Tabla 1-14 - <i>Cortante de diseño para cada tipo de viga</i>	30
Tabla 1-15 - <i>Diseño final de vigas (Refuerzo transversal)</i>	31
Tabla 1-16 - <i>Diseño final de columnas (Refuerzo longitudinal)</i>	34
Tabla 1-17 - <i>Resistencia mínima a flexión en las columnas</i>	38
Tabla 1-18 - <i>Momentos probables obtenidos por capacidad de columnas</i>	40
Tabla 1-19 - <i>Diseño final de columnas (Refuerzo transversal)</i>	42
Tabla 1-20 - <i>Resumen de diseño de nudos</i>	47
Tabla 2-1 - <i>Niveles de amenaza sísmica considerados</i>	51
Tabla 2-2 - <i>Parámetros por cada demanda sísmica</i>	53
Tabla 2-3 - <i>Parámetros de modelación (Momento esperado negativo) Vigas</i>	59
Tabla 2-4 - <i>Parámetros de modelación (Momento esperado positivo) Vigas</i>	59
Tabla 2-5 - <i>Clasificación de columnas según ASCE 41-13</i>	63
Tabla 2-6 - <i>Momentos esperados adoptados para la definición de rótulas plásticas en columnas</i>	65
Tabla 2-7 - <i>Parámetros de modelación C1</i>	66
Tabla 2-8 - <i>Parámetros de modelación C2</i>	66
Tabla 2-9 - <i>Parámetros de modelación C3</i>	67

Tabla 2-10 - <i>Parámetros de la idealización bilineal</i>	74
Tabla 2-11 - <i>Parámetros para el cálculo del coeficiente C_0</i>	76
Tabla 2-12 - <i>Parámetros del método de los coeficientes</i>	77
Tabla 2-13 - <i>Desplazamientos objetivos</i>	78
Tabla 2-14 - <i>Parámetros de la idealización bilineal asociada al sismo frecuente</i>	79
Tabla 2-15 - <i>Parámetros de la idealización bilineal asociada al sismo de diseño</i>	79
Tabla 2-16 - <i>Parámetros de la idealización bilineal asociada al sismo extremo</i>	80
Tabla 2-17 - <i>Comparación del desplazamiento objetivo</i>	83
Tabla 3-1 - <i>Análisis local de rótulas para el sismo frecuente</i>	92
Tabla 3-2 - <i>Análisis local de rótulas para el sismo de diseño</i>	95
Tabla 3-3 - <i>Análisis local de rótulas para el sismo extremo</i>	98
Tabla 3-4 - <i>Parámetros de sobrerresistencia estructural</i>	101
Tabla 3-5 - <i>Parámetros de ductilidad estructural</i>	101

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1-1</i> - Modelo estructural visto en elevación - ETABS	8
<i>Figura 1-2</i> - Modelo estructural visto en planta - ETABS	9
<i>Figura 1-3</i> - Modelo estructural vista 3D - ETABS	9
<i>Figura 1-4</i> - Espectro de diseño	14
<i>Figura 1-5</i> - Distribución de fuerzas laterales equivalentes.....	19
<i>Figura 1-6</i> - Distribución de cortante.....	20
<i>Figura 1-7</i> - Derivas inelásticas del modelo estructural	21
<i>Figura 1-8</i> - Primer modo de vibración	22
<i>Figura 1-9</i> - Segundo modo de vibración	23
<i>Figura 1-10</i> - Tercer modo de vibración.....	23
<i>Figura 1-11</i> - Envolvente de momentos flectores en vigas obtenida del modelo estructural.....	25
<i>Figura 1-12</i> - Envolvente de cargas axiales en columnas obtenida del modelo estructural.....	25
<i>Figura 1-13</i> - Separaciones de estribos que satisfacen ACI 318-19	30
<i>Figura 1-14</i> - Vista transversal de viga tipo 1	32
<i>Figura 1-15</i> - Vista transversal de viga tipo 2	32
<i>Figura 1-16</i> - Vista transversal de viga tipo 3	33
<i>Figura 1-17</i> - Diagrama de interacción Columna 1	34
<i>Figura 1-18</i> - Diagrama de interacción Columna 2	35
<i>Figura 1-19</i> - Diagrama de interacción Columna 3	35
<i>Figura 1-20</i> - Resistencia mínima a flexión C50X50	36
<i>Figura 1-21</i> - Resistencia mínima a flexión C65X65	37
<i>Figura 1-22</i> - Resistencia mínima a flexión C50X50	37
<i>Figura 1-23</i> - Rango de momentos probables C75X75	39
<i>Figura 1-24</i> - Rango de momentos probables C65X65	39
<i>Figura 1-25</i> - Rango de momentos probables C50X50	40
<i>Figura 1-26</i> - Disposición de estribos de columnas según ACI 318-19	41
<i>Figura 1-27</i> - Vista transversal de columna tipo 1.....	42
<i>Figura 1-28</i> - Vista transversal de columna tipo 2.....	43
<i>Figura 1-29</i> - Vista transversal de columna tipo 3	43
<i>Figura 1-30</i> - Diagramas de cuerpo libre para calcular cortante del nudo	44

<i>Figura 1-31</i> - Elevación del diseño estructural	48
<i>Figura 1-32</i> - Vista transversal del diseño estructural	49
<i>Figura 2-1</i> - Obtención de la aceleración sísmica en roca (Z).....	52
<i>Figura 2-2</i> - Espectros de demanda sísmica para los períodos de retorno de 72, 475 y 2500 años	53
<i>Figura 2-3</i> - Idealización fuerza - deformación de una rótula plástica dúctil	55
<i>Figura 2-4</i> - Rótula plástica V1	61
<i>Figura 2-5</i> - Rótula plástica V2	61
<i>Figura 2-6</i> - Rótula plástica V3	62
<i>Figura 2-7</i> - Rótula plástica C1.....	68
<i>Figura 2-8</i> - Rótula C2.....	69
<i>Figura 2-9</i> - Rótula C3.....	69
<i>Figura 2-10</i> - Formación de mecanismo tipo panel y distribución de rótulas plásticas en estado final del análisis pushover	71
<i>Figura 2-11</i> - Curva de capacidad estructural.....	72
<i>Figura 2-12</i> - Idealización bilineal.....	74
<i>Figura 2-13</i> - Idealización bilineal en función del sismo frecuente.....	78
<i>Figura 2-14</i> - Idealización bilineal en función del sismo de diseño	79
<i>Figura 2-15</i> - Idealización bilineal en función del sismo extremo	80
<i>Figura 2-16</i> - Desplazamiento objetivo $T_r = 72$ años (ETABS).....	81
<i>Figura 2-17</i> - Desplazamiento objetivo $T_r = 475$ años (ETABS).....	82
<i>Figura 2-18</i> - Desplazamiento objetivo $T_r = 2500$ años (ETABS).....	82
<i>Figura 3-1</i> - Curva de capacidad normalizada (Niveles de desempeño)	85
<i>Figura 3-2</i> - Estado elástico de la estructura (sin formación de rótulas plásticas)	86
<i>Figura 3-3</i> - Formación inicial de rótulas plásticas en vigas	86
<i>Figura 3-4</i> - Formación inicial de rótulas plásticas en columnas	87
<i>Figura 3-5</i> - Inicio de degradación de la respuesta estructural	88
<i>Figura 3-6</i> - Desarrollo del mecanismo de respuesta estructural.....	88
<i>Figura 3-7</i> - Estado avanzado del análisis pushover y formación del mecanismo tipo panel.....	89
<i>Figura 3-8</i> - Punto de Desempeño para el sismo frecuente	90
<i>Figura 3-9</i> - Derivas de piso para el sismo frecuente	91
<i>Figura 3-10</i> - Rótulas formadas para el sismo frecuente	92

<i>Figura 3-11</i> - Punto de Desempeño para el sismo de diseño.....	93
<i>Figura 3-12</i> - Derivas de piso para el sismo de diseño.....	94
<i>Figura 3-13</i> - Rótulas formadas para el sismo de diseño.....	95
<i>Figura 3-14</i> - Punto de Desempeño para el sismo extremo.....	96
<i>Figura 3-15</i> - Derivas de piso para el sismo extremo.....	97
<i>Figura 3-16</i> - Rótulas formadas para el sismo extremo.....	98
<i>Figura 3-17</i> - Curva de capacidad con puntos de desempeño para los diferentes escenarios sísmicos.....	99
<i>Figura 3-18</i> - Matriz de desempeño SEAOC (1995).....	100
<i>Figura 3-19</i> - Matriz de desempeño sísmico - Caso analizado.....	100
<i>Figura 3-20</i> - Sobrerresistencia y ductilidad.....	102
<i>Figura A-1</i> - Definición del concreto (ETABS).....	107
<i>Figura A-2</i> - Definición del acero (ETABS).....	107
<i>Figura A-3</i> - Definición de sección de columna (ETABS).....	108
<i>Figura A-4</i> - Definición de sección de viga (ETABS).....	108
<i>Figura A-5</i> - Cargas gravitacionales aplicadas en losas (ETABS).....	109
<i>Figura A-6</i> - Espectro de diseño (ETABS).....	109
<i>Figura A-7</i> - Definición de rótulas en vigas (ETABS).....	110
<i>Figura A-8</i> - Definición de rótulas en columnas (ETABS).....	110
<i>Figura A-9</i> - Modelo con rótulas asignadas (ETABS).....	111
<i>Figura A-10</i> - Configuración del caso estático no lineal (ETABS).....	111
<i>Figura A-11</i> - Curva de capacidad (ETABS).....	112

ÍNDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación 1-1</i> - Masa sísmica reactiva.....	15
<i>Ecuación 1-2</i> - Período fundamental aproximado.....	16
<i>Ecuación 1-3</i> - Fórmula del cortante basal de diseño	17
<i>Ecuación 1-4</i> - Fórmula de fuerza lateral aplicada en el piso x	18
<i>Ecuación 1-5</i> - Fórmula de cortante aplicado en el piso x	18
<i>Ecuación 1-6</i> - Factor Cd	20
<i>Ecuación 1-7</i> - Equilibrio interno de elementos sometidos a flexión	26
<i>Ecuación 1-8</i> - Verificación resistencia nominal	27
<i>Ecuación 1-9</i> - Ecuación de momento nominal para elementos sometidos a flexión	27
<i>Ecuación 1-10</i> - Ecuación de altura de bloque de compresión de Whitney... 27	27
<i>Ecuación 1-11</i> - Factor de resistencia a flexión	27
<i>Ecuación 1-12</i> - Momento esperado de la sección.....	29
<i>Ecuación 1-13</i> - Cortante por capacidad de las vigas	29
<i>Ecuación 1-14</i> - Resistencia a cortante de diseño	29
<i>Ecuación 1-15</i> - Resistencia del concreto	30
<i>Ecuación 1-16</i> - Resistencia del acero	30
<i>Ecuación 1-17</i> - Resistencia nominal a cortante de las vigas.....	31
<i>Ecuación 1-18</i> - Verificación de capacidad nominal a cortante.....	31
<i>Ecuación 1-19</i> - Verificación de elementos a flexo-compresión	36
<i>Ecuación 1-20</i> - Criterio de columna fuerte - viga débil.....	36
<i>Ecuación 1-21</i> - Cortante por capacidad de las columnas	38
<i>Ecuación 1-22</i> - Cortante sobre la columna	44
<i>Ecuación 1-23</i> - Cortante del nudo	44
<i>Ecuación 1-24</i> - Fuerza a tracción en i viga.....	45
<i>Ecuación 1-25</i> - Fuerza a tracción en j viga.....	45
<i>Ecuación 1-26</i> - Condición de confinamiento.....	45
<i>Ecuación 1-27</i> - Cortante nominal del nudo	46
<i>Ecuación 1-28</i> - Área efectiva del nudo.....	46
<i>Ecuación 1-29</i> - Condición a.....	46
<i>Ecuación 1-30</i> - Condición b	46
<i>Ecuación 1-31</i> - Condición de diseño del nudo	47

<i>Ecuación 2-1</i> - Relación de cuantías longitudinales	57
<i>Ecuación 2-2</i> - Cuantía longitudinal	57
<i>Ecuación 2-3</i> - Cuantía balanceada.....	57
<i>Ecuación 2-4</i> - Índice de demanda de cortante	58
<i>Ecuación 2-5</i> - Condición de confinamiento 1 (Vigas)	58
<i>Ecuación 2-6</i> - Condición de confinamiento 2 (Vigas).....	58
<i>Ecuación 2-7</i> - Rotación de fluencia	59
<i>Ecuación 2-8</i> - Ratio de capacidad a cortante	63
<i>Ecuación 2-9</i> - Nivel de carga axial considerado.....	64
<i>Ecuación 2-10</i> - Cuantía de refuerzo transversal	66
<i>Ecuación 2-11</i> - Ecuación del desplazamiento objetivo	75
<i>Ecuación 2-12</i> - Ecuación factor C0	76

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 - Elaboración del modelo estructural en ETABS	107
Anexo 2 - Memoria de cálculo (MATHCAD).....	113

Juan Guillermo Abril Moscoso
Shannon Ivonne Valle Matamoros
Trabajo de Titulación
Ing. Esteban Mateo Narváez Vásquez
Mayo, 2026.

Evaluación del desempeño sísmico de un edificio conformado por marcos especiales de concreto reforzado, diseñado según la NEC, para niveles de amenaza sísmica correspondientes a periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años.

INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de edificaciones ubicadas en zonas sísmicas constituye uno de los principales desafíos de la ingeniería civil, debido a la necesidad de garantizar la seguridad de los ocupantes y un comportamiento estructural adecuado frente a sismos. En el caso ecuatoriano, este proceso se desarrolla conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), complementada por los criterios del ACI 318 para estructuras de concreto reforzado.

Aunque el diseño sismorresistente se basa tradicionalmente en métodos de diseño por fuerzas, la respuesta real de una estructura ante sismos intensos es de naturaleza no lineal. Por ello, el análisis estático no lineal tipo pushover permite evaluar de mejor manera la capacidad sísmica y el desempeño global de las edificaciones (Paulay y Priestley, 1992).

Bajo este enfoque, el presente trabajo estudia un edificio de ocho pisos conformado por marcos especiales a momento de concreto reforzado, diseñado según la normativa vigente y evaluado posteriormente mediante criterios de desempeño estructural.

PROBLEMÁTICA

Ecuador está ubicado en una zona de alta actividad sísmica debido a que forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico. La subducción, dada entre la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, provoca una liberación constante de energía, dando como producto sismos de distintas magnitudes.

En el país, el diseño sísmico de edificaciones se desarrolla principalmente conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual adopta un enfoque de diseño basado en fuerzas. Bajo este procedimiento, las acciones sísmicas se representan mediante fuerzas equivalentes reducidas mediante el factor de comportamiento sísmico (R), el cual considera la capacidad de disipación de energía, la sobrerresistencia, la redundancia estructural y el nivel de ductilidad del sistema resistente (Miranda y Bertero, 1994). Este enfoque permite dimensionar la estructura para el sismo de diseño, asociado en la NEC a un período de retorno de 475 años y al nivel de seguridad de vida.

Sin embargo, este procedimiento no permite evaluar de forma explícita el desempeño estructural frente a otros niveles de amenaza sísmica. En particular, los sismos frecuentes, asociados a períodos de retorno menores, pueden producir daño moderado, incursiones inelásticas y afectaciones en la operatividad de la edificación, aun cuando no comprometan su estabilidad global (Bertero, 2002). Si bien la NEC contempla la evaluación del desempeño para edificaciones con importancia mayor ($I > 1$), donde se exige la verificación frente a sismos de diseño (475 años) y extremos (2500 años), no se realiza dicha verificación para los sismos frecuentes (72 años).

En este contexto, surge la necesidad de complementar el diseño estructural convencional con herramientas que permitan evaluar el comportamiento de la edificación frente a distintos escenarios de amenaza sísmica. Por ello, se evaluará el comportamiento de un edificio conformado por marcos especiales a momento de concreto armado, diseñado según la NEC-15, mediante un análisis por desempeño basado en desplazamientos (DBD). De esta manera, se comparará su respuesta ante sismos con periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años, con el fin de determinar su posición dentro del espacio de desempeño y complementar el alcance del criterio normativo tradicional.

OBJETIVO

Objetivo General

Evaluar el desempeño estructural de un edificio conformado por marcos especiales a momento de concreto reforzado, diseñado según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), bajo niveles de amenaza sísmica correspondientes a periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años.

Objetivos Específicos

- Diseñar un edificio de ocho pisos con pórticos especiales de concreto reforzado según la NEC-15 y el ACI 318.
- Realizar el análisis no lineal del edificio para periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años.
- Evaluar el desempeño estructural y comparar los resultados obtenidos.

ALCANCE

El presente estudio tiene como enfoque la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de concreto reforzado, el cual estará conformado por un sistema de marcos especiales a momento. Este trabajo incluye la realización del diseño estructural de la edificación conforme a los criterios establecidos en la ACI 318-19 y en la NEC-15. De igual manera, se presenta el modelo estructural desarrollado mediante el uso del software ETABS y la posterior evaluación del comportamiento no lineal de la estructura a través del análisis estático no lineal tipo pushover.

La investigación se limitó al análisis del sistema estructural principal del edificio, por lo que no se consideraron aspectos relacionados con el diseño arquitectónico ni el diseño de cimentaciones, considerando únicamente una base empotrada para el diseño estructural. Los resultados obtenidos dentro del proceso permitieron analizar el comportamiento global de la estructura frente a distintos niveles de amenaza sísmica.

METODOLOGÍA

La investigación se desarrolló en tres etapas. Primero, se realizó la revisión de la normativa y bibliografía técnica aplicable al diseño sismorresistente y a la evaluación por desempeño de estructuras de concreto reforzado. Con base en ello, se definió la configuración del edificio, las cargas de diseño, los materiales y los criterios de modelación. A partir de estos, se elaboró el modelo estructural en ETABS y se efectuó el diseño estructural conforme a la NEC-15 y al ACI 318-19 para marcos especiales a momento de concreto reforzado.

En una segunda etapa, el modelo estructural se desarrolló para el análisis no lineal mediante la asignación de rótulas plásticas y la incorporación de efectos P-Delta. Sobre este modelo se ejecutó el análisis estático no lineal tipo pushover, con el objetivo de obtener la curva de capacidad. Esta respuesta se procesó mediante el método de los coeficientes, con el propósito de determinar los desplazamientos objetivo y establecer la respuesta del edificio frente a los tres escenarios sísmicos considerados.

Finalmente, como tercera etapa, se comparó el comportamiento estructural del edificio para períodos de retorno de 72, 475 y 2500 años. Con base en los desplazamientos objetivo obtenidos, se identificó el nivel de desempeño alcanzado en cada caso y se desarrolló la interpretación final de los resultados mediante tablas y gráficos comparativos.

CAPÍTULO I

1. DISEÑO DEL EDIFICIO

1.1. Introducción del diseño sismorresistente

El diseño estructural es la base que permite garantizar niveles adecuados de seguridad durante la vida útil de la estructura (Paulay & Priestley, 1992). Este proceso comprende no solo el dimensionamiento de los elementos estructurales, sino también la definición de criterios, supuestos y metodologías de análisis que aseguren un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones a las que la edificación estará sometida.

En el contexto ecuatoriano, el diseño estructural de edificaciones se rige por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual establece los parámetros mínimos para el análisis y diseño frente a acciones gravitacionales y sísmicas, considerando la peligrosidad sísmica del país (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). De manera complementaria, se emplean los lineamientos del American Concrete Institute, específicamente el ACI 318-19, que proporciona criterios para el diseño por capacidad, el control de los estados límite y el adecuado detallado del refuerzo en elementos de concreto reforzado (ACI, 2019). La aplicación conjunta de estas normativas permite desarrollar estructuras con niveles apropiados de resistencia y ductilidad, características esenciales en sistemas estructurales sismorresistentes (Chopra, 2014).

El presente capítulo desarrolla el proceso de diseño estructural del edificio objeto de estudio, correspondiente a una edificación de ocho niveles conformada por marcos especiales a momento de concreto reforzado; sistema caracterizado por su capacidad para desarrollar un comportamiento dúctil que permite a la estructura disipar energía bajo acciones sísmicas severas, cumpliendo requisitos específicos de dimensionamiento y detallado (Paulay y Priestley, 1992). Se adoptó este sistema debido a su uso típico en la construcción ecuatoriana, lo que permite obtener resultados representativos de la realidad nacional en la evaluación del comportamiento sísmico mediante análisis no lineal. En esta línea, se presentan los criterios adoptados para la definición del sistema estructural, las consideraciones normativas empleadas y los parámetros utilizados para el dimensionamiento de los elementos estructurales.

1.2. Contexto técnico del diseño estructural en zonas sísmicas

La definición del sistema resistente y del modelo analítico es determinante dentro del proceso de diseño estructural, ya que el comportamiento global de la edificación frente a acciones gravitacionales y sísmicas depende directamente de la correcta idealización estructural y de los supuestos adoptados durante el diseño (Bozzo & Barbat, 2000). En edificaciones ubicadas en zonas de elevada amenaza sísmica, esto exige establecer criterios normativos, hipótesis de diseño y procedimientos de análisis que garanticen consistencia entre el comportamiento estructural esperado y su representación analítica en el modelo empleado (MacGregor y Wight, 2012). Así, el diseño no debe orientarse únicamente a resistir fuerzas, sino también a permitir un comportamiento controlado que evite fallas frágiles y reduzca la probabilidad de colapso global (Park y Paulay, 1983).

Bajo este enfoque, los sistemas estructurales deben ser capaces de disipar energía mediante deformaciones inelásticas controladas. Los marcos especiales a momento presentan una alta capacidad de disipación de energía gracias a su comportamiento dúctil, lo que permite concentrar el daño en zonas previamente previstas y evitar mecanismos de falla no deseados, condición especialmente adecuada para edificaciones ubicadas en regiones con amenaza sísmica significativa (Moehle y Hooper, 2016). Estos principios son incorporados en la normativa nacional vigente, a través del diseño por capacidad y el control de los estados límite. En el caso de estructuras de concreto reforzado, tales criterios se establecen principalmente en el ACI 318-19, el cual define las disposiciones para el dimensionamiento y verificación de los elementos estructurales sometidos a acciones gravitacionales y sísmicas (MacGregor & Wight, 2012).

1.3. Descripción general del edificio

El edificio objeto de estudio corresponde a una edificación de uso residencial de ocho niveles, la cual se asume ubicada en la ciudad de Cuenca, Ecuador. Este tipo de edificación resulta representativa de las construcciones de altura media que se desarrollan comúnmente en ciudades intermedias del país. La estructura presenta una altura total aproximada de 28.8 m, distribuida uniformemente en sus ocho plantas con una altura típica de entresuelo de 3.6 m.

La configuración del edificio presenta una geometría simétrica y regular, tanto en planta como en elevación. Esta condición resulta favorable para el comportamiento sísmico global de la estructura, proporcionando una distribución adecuada de su masa y rigidez. De esta manera se reducen la probabilidad de presentar efectos torsionales.

Desde el punto de vista estructural, el edificio se encuentra conformado por un sistema de marcos especiales de concreto reforzado, los cuales presentan luces estructurales de 6 m en la dirección “X” y 6 m en la dirección “Y”. Además, de acuerdo con la clasificación establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se asume un suelo de cimentación Tipo C, condición que influye directamente en la demanda sísmica de la estructura analizada.

1.4. Criterios generales de diseño

1.4.1. Normativa aplicable

El diseño estructural del edificio se realizó de la conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015). De manera complementaria, se emplearon los criterios establecidos por el código ACI 318-19 para el diseño por capacidad y el control de los estados límite en elementos de concreto reforzado.

1.4.2. Sistema estructural adoptado

Se adoptó un sistema de marcos especiales a momento de concreto reforzado debido a que el edificio requiere un sistema con alta capacidad de disipación de energía y control de derivas sin recurrir a muros estructurales. Adicionalmente, este sistema es el de mayor uso en edificaciones de altura media en Ecuador, lo que hace que los resultados obtenidos sean representativos del parque edificado nacional.

1.4.3. Materiales estructurales y propiedades

Dentro del diseño se consideró el uso de concreto con una resistencia de 280 kgf/cm², y un módulo de elasticidad estimado mediante la expresión $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$, en función de la resistencia a compresión, conforme a lo establecido por el ACI 318

(American Concrete Institute, 2019). Y un acero de refuerzo típico con $f_y = 4200$ kgf/cm² y módulo de elasticidad de 2100000 kgf/cm².

1.5. Modelación estructural

La estructura fue representada mediante un modelo tridimensional idealizado desarrollado en el software de análisis estructural ETABS, como se ve en la Figura 1-1, Figura 1-2 y Figura 1-3, mostrando el modelo en elevación, planta y vista 3D respectivamente. En este, vigas y columnas se modelaron como elementos con comportamiento elástico lineal, conectados mediante nudos rígidos. Los entrepisos se consideraron como diafragmas rígidos en su plano, hipótesis adecuada para edificaciones de concreto reforzado con elevada rigidez en losas, permitiendo una distribución coherente de las acciones laterales entre los elementos verticales del sistema estructural (Chopra, 2014).

Las propiedades mecánicas de los materiales fueron incorporadas al modelo estructural mediante la asignación de módulos de elasticidad y pesos propios definidos conforme a valores normativos, los cuales representan de manera adecuada la rigidez global de la estructura en el análisis elástico lineal.

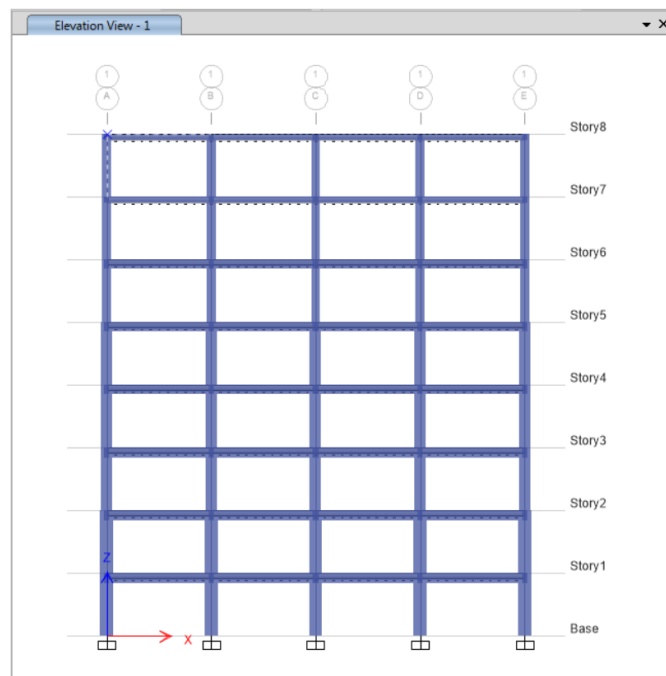


Figura 1-1 - Modelo estructural visto en elevación - ETABS

Elaboración: Propia.

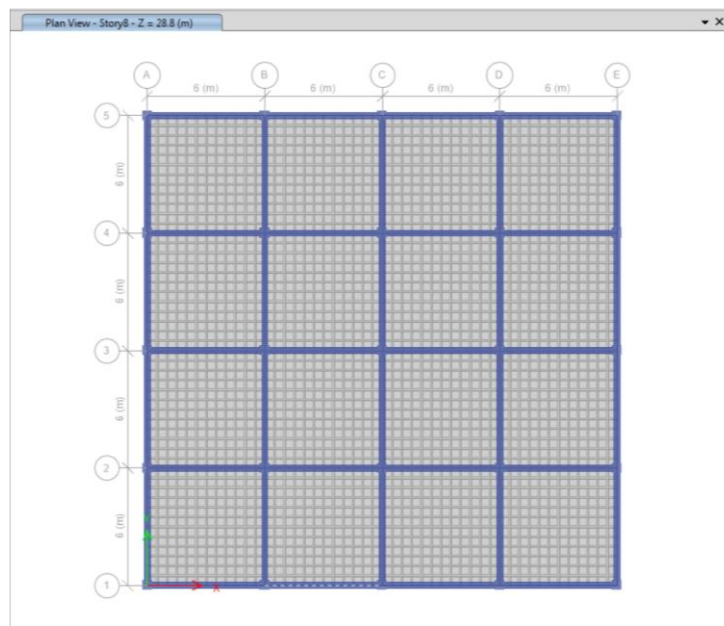


Figura 1-2 - Modelo estructural visto en planta - ETABS

Elaboración: Propia.

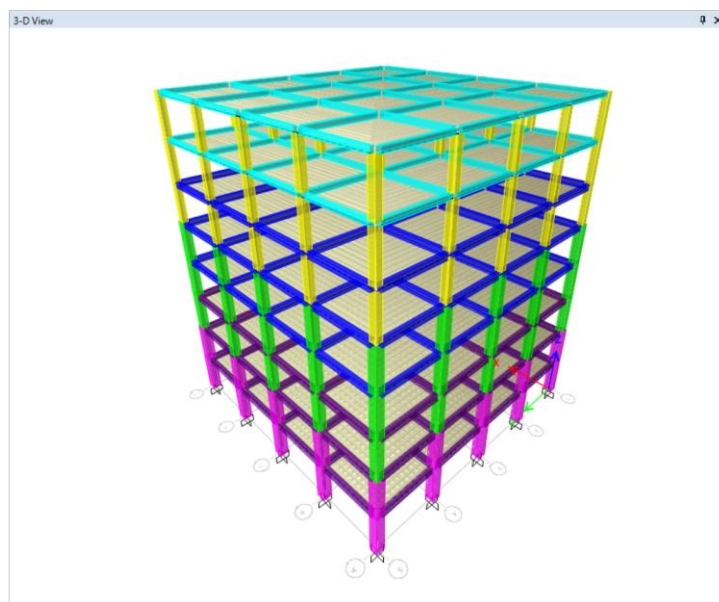


Figura 1-3 - Modelo estructural vista 3D - ETABS

Elaboración: Propia.

1.6. Acciones y combinaciones de carga

Para el análisis estructural del edificio se consideraron las acciones gravitacionales y sísmicas establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.6.1. Acciones gravitacionales

Las acciones gravitacionales consideradas en el análisis incluyen las cargas muertas y las cargas vivas asociadas al uso de la edificación.

- Cargas muertas

Las cargas muertas comprenden el peso propio de los elementos estructurales, determinado automáticamente por el software de análisis estructural a partir de las propiedades de los materiales asignados, así como las cargas permanentes adicionales asociadas a acabados y elementos no estructurales.

Para la determinación de las cargas permanentes, se emplearon valores de peso específico obtenidos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en función de los materiales considerados en la edificación destinada a uso residencial. En la Tabla 1-2 se presentan los valores adoptados para cada material.

Tabla 1-1 - Pesos de los materiales usados

Material	Peso unitario kgf/m³
Vidrio	2651.26
Aluminio	2753.23
Ladrillo cerámico prensado	1937.46
Baldosa de cerámica	20.39
Contrapiso de hormigón simple	22.43
Cielorraso de yeso	20.39
Instalaciones	30.59

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Propia

Con base en estos valores, se realizó el metraje de cargas para cada elemento no estructural, cuyos resultados se resumen en la Tabla 1-3.

Tabla 1-2 - *Cálculo de carga muerta permanente*

Material	Carga muerta kgf/m²
Ventanas	8.37
Recuadro de aluminio de ventanas	23.77
Mampostería de ladrillo	151.53
Baldosa de cerámica	40.79
Rasante	22.43
Cielorraso	20.39
Instalaciones	30.59
CM TOTAL	297.88

Elaboración: Propia

A partir de los valores obtenidos, se determinó la carga muerta total por unidad de área para la planta tipo. Con fines de modelación estructural y considerando la variabilidad inherente en la estimación de cargas no estructurales, se adoptó un valor uniforme de 300 kgf/m².

Tabla 1-3 - *Resumen de cargas muertas adoptadas*

Descripción	Valor
Peso propio	Calculado automáticamente
Cargas permanentes adicionales	300 kgf/m ²

Elaboración: Propia.

- Carga viva

Las cargas vivas se definieron en función del uso residencial de la edificación, adoptándose un valor de 2.0 kN/m² para este tipo de ocupación (que transformado a las unidades de diseño es 203.94 kgf/m²), conforme a lo establecido por la NEC-SE-CG en su sección 4.2.1.

1.6.2. Acción sísmica

La acción sísmica fue definida conforme a los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, considerando los parámetros sísmicos correspondientes al sitio de emplazamiento del edificio y al sistema estructural adoptado. Para el análisis se desarrolló el espectro de aceleraciones el cual tomó en cuenta: la zona sísmica, la clasificación del perfil del suelo, la importancia de uso de la edificación y el factor de reducción de respuesta asociado al sistema estructural.

- Factor de zona Z

Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, cada una con un factor de zona Z según la NEC, el cual representa la aceleración máxima en roca para el sismo de diseño. Para este estudio, se adoptó la zona II para un diseño en la ciudad de Cuenca, obteniendo un el valor Z de 0.25, caracterizándose como una zona de alto peligro sísmico según la Tabla 1 de la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS.

- Clasificación del perfil del suelo

Se determinó el tipo de suelo C seleccionado para el caso de estudio, con la descripción de las características dadas para cada tipo de perfil de suelo dado por la Tabla 2 de la sección 3.2.1 de la NEC-SE-DS.

- Coefficientes de perfil de suelo: F_a , F_d y F_s

Según las condiciones de emplazamiento, tipo de perfil de suelo, y zona sísmica se determinó:

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

F_a : 1.3

- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_d : 1.28

- Coeficiente de Comportamiento no lineal de los suelos.

F_s : 0.94

De acuerdo con las tablas 3, 4 y 5 respectivamente de la sección 3.2.2 de la NEC-SE-DS.

- Factores de ecuaciones para elaborar el espectro sísmico elástico de aceleraciones

Se utilizó un η (razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado) de 2.48, en base a la región de estudio. Y un r (Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto) con valor 1, según el perfil de suelo. Ambos parámetros fueron determinados siguiendo lo dictado en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS.

La Tabla 1-4 resume todos los parámetros utilizados para elaborar el espectro de diseño.

Tabla 1-4 - Resumen de parámetros del espectro de diseño

Factor	Valor
Z	0.25
Fa	1.3
Fd	1.28
Fs	0.94
η	2.48
r	1

Elaboración: Propia.

El espectro es presentado en la Figura 1-4.

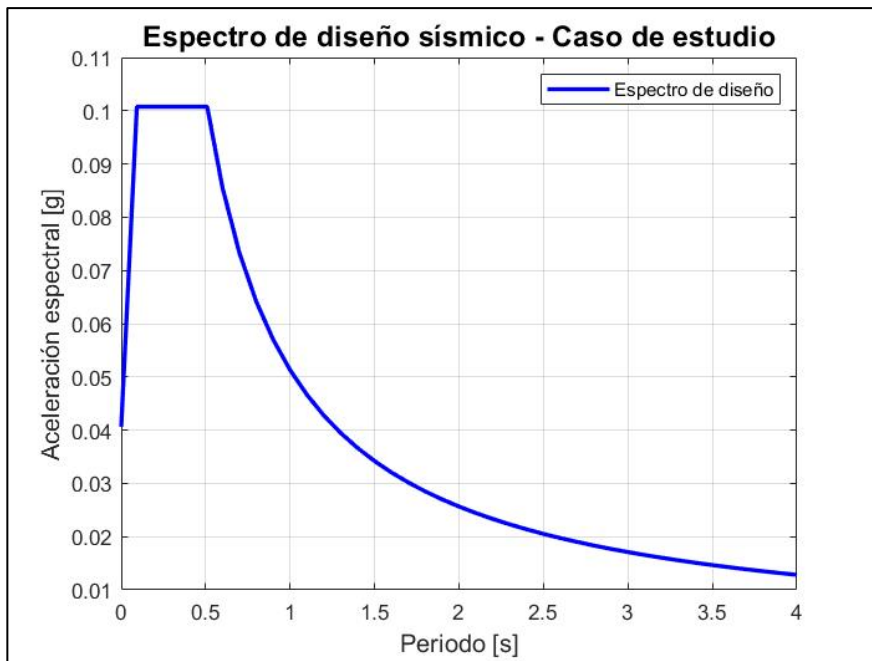


Figura 1-4 - Espectro de diseño

Elaboración: Propia.

1.6.3. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga usadas según la Norma Ecuatoriana de la construcción son las siguientes:

Tabla 1-5 - Combinaciones de carga usadas en el diseño

Combinación	Expresión
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L
5	1.2 D + 1.0 E + L
7	0.9 D + 1.0 E

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Elaboración: Propia.

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

E: Carga de sismo

1.7. Análisis sísmico

Una vez definidas las dimensiones preliminares de los elementos estructurales y construido el modelo analítico del edificio, se procedió a la verificación global de la respuesta estructural bajo la acción sísmica mediante el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF), aplicando el procedimiento de fuerza lateral equivalente establecido en la norma Ecuatoriana de la Construcción.

Esta etapa tiene como finalidad comprobar la coherencia entre el modelo estructural, las hipótesis adoptadas y las disposiciones normativas, asegurando que las fuerzas sísmicas y los desplazamientos obtenidos representan adecuadamente el comportamiento esperado del sistema estructural (Chopra, 2014).

1.7.1. Verificación global

1.7.1.1. Determinación de la masa sísmica

Conforme al procedimiento establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, la masa sísmica del edificio se determinó considerando la totalidad de las cargas muertas, tanto permanentes adicionales como por el peso propio de los elementos; por lo que el peso sísmico total W sigue la ecuación:

$$W = D$$

Ecuación 1-1 - Masa sísmica reactiva

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

W: Carga sísmica reactiva

D: Carga muerta total de la estructura

Con el objetivo de validar la coherencia del modelo estructural, se comparó el peso sísmico calculado manualmente (proceso presente en la memoria técnica adjuntada en los anexos) con el valor reportado por el software ETABS, obteniéndose un error relativo de 2.177%, lo que confirma la coherencia entre el cálculo manual y el modelo estructural.

Tabla 1-6 - Comparación de masa sísmica

Método	Masa total (tonnef)
Cálculo manual	4014.932
ETABS	4104.274
Error	2.177%

Elaboración: Propia

1.7.1.2. Determinación del periodo

- Determinación del período

Para la aplicación del método estático equivalente se determinó el período fundamental de la estructura. Para esto, se calculó el período aproximado T_a mediante la expresión empírica dada en la Ecuación 1-2, obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 1-2 - Período fundamental aproximado

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

h_n : Altura total del edificio

C_t, α : Coeficientes dependientes del sistema estructural adoptado

Para marcos especiales a momento de concreto reforzado, los coeficientes C_t y α tienen valores de 0.055 y 0.9 respectivamente, al ser un sistema que no incluye muros estructurales ni diagonales rigidizadoras. Estos valores se obtuvieron de la sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS.

Mediante estos factores y el uso de la ecuación 1-2 se determinó el período fundamental aproximado T_a : 1.13 s.

1.7.1.3. Determinación del Cortante Basal

El cortante basal de diseño se determinó mediante la expresión:

$$V_b = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W$$

Ecuación 1-3 - Fórmula del cortante basal de diseño

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

$S_a(T_a)$: Aceleración correspondiente al período fundamental dentro del espectro de diseño

ϕ_p, ϕ_e : Coeficientes de regularidad en planta y elevación del edificio.

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

W: Masa sísmica reactiva

El miembro de la ecuación $\frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e}$ puede ser definido como coeficiente sísmico, con la nomenclatura Cs. Este coeficiente representa el porcentaje de peso propio de la estructura que se ingresa con carga lateral. Este se incluirá dentro de las cargas actuantes dentro del modelo estructural.

Los valores utilizados para cada coeficiente de la Ecuación 1-3 fueron:

- Coeficientes de regularidad en planta y elevación de la estructura

Se utilizó un valor de 1 en su regularidad de planta y elevación, obtenido del cálculo presentado en la memoria de cálculo dentro del Anexo B.

- Coeficiente de importancia I

Para el caso de estudio, se seleccionó un factor de importancia de 1, según lo estipulado para la categoría de “Otras estructuras” dadas por la Tabla 6 en la sección 4.1 de la NEC-SE-DS, correspondiente a la ocupación prevista de la estructura.

- Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño, dependiendo únicamente de la tipología estructural. Se consideró un valor de 8 según lo determinado por la Tabla 15 en la sección 6.3.4 de la NEC-SE-DS para marcos especiales a momento.

Obteniendo como resultado el cortante basal de diseño, $V_d = 181.913$ tonnef.

1.7.1.1. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales y distribución horizontal del cortante

El cortante basal fue distribuido a lo largo de la altura del edificio considerando la variación de masas y alturas de cada nivel, conforme al procedimiento del método estático equivalente. La fuerza lateral en cada nivel se determinó mediante la Ecuación 1-4.

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_j h_j^k} * V_b$$

Ecuación 1-4 - Fórmula de fuerza lateral aplicada en el piso x

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

k: Exponente dependiente del período fundamental obtenido

Mientras que el cortante del piso fue distribuido mediante la Ecuación 1-5.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Ecuación 1-5 - Fórmula de cortante aplicado en el piso x

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Resultando una distribución tanto de fuerzas laterales como de cortante por piso indicadas en la siguiente tabla:

Tabla 1-7 - Distribución de fuerzas laterales y cortante por piso

Nivel	Altura (m)	Peso W (tonnef)	Fuerza Fx (tonnef)	Cortante Vx (tonnef)
1	3.6	557.99	3.48	181.91
2	7.2	542.87	8.44	178.43
3	10.8	527.75	13.98	169.99
4	14.4	519.11	20.09	156.01
5	18	500.48	25.97	135.92
6	21.6	481.85	31.79	109.95
7	25.2	455.93	36.84	78.16
8	28.8	428.93	41.32	41.32

Elaboración: Propia

Se pueden observar la distribución de fuerzas laterales equivalentes y cortante basal por piso en las Figuras 1-5 y 1-6:

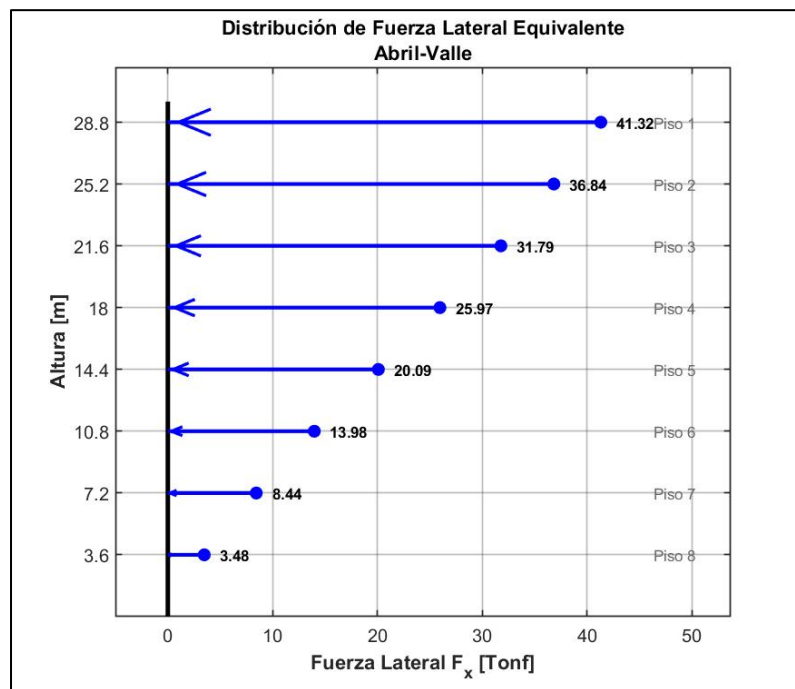


Figura 1-5 - Distribución de fuerzas laterales equivalentes

Elaboración: Propia

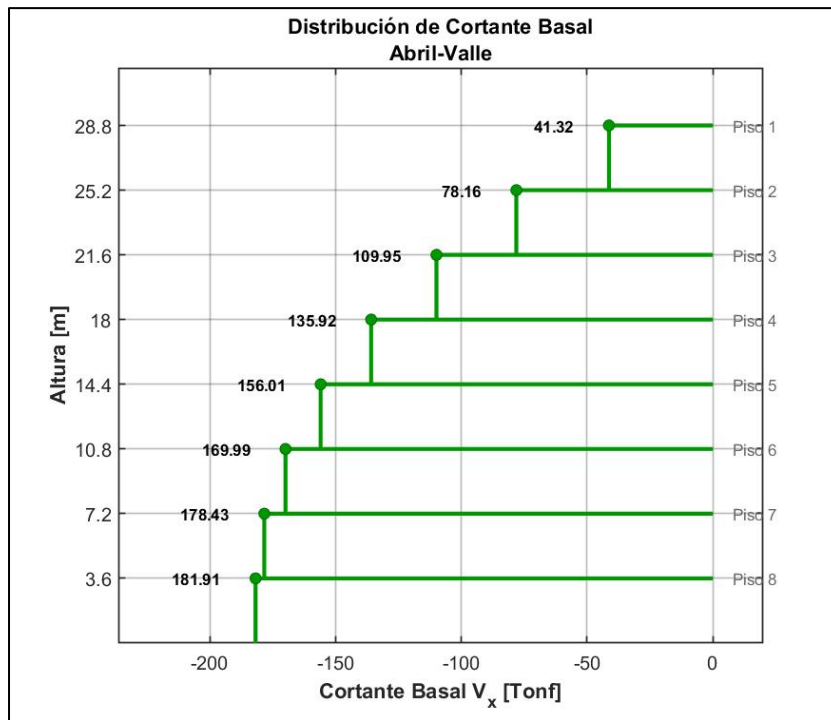


Figura 1-6 - Distribución de cortante

Elaboración: Propia

1.7.1.2. Verificación de derivas amplificadas

Con el fin de evaluar el desempeño global del edificio, se determinaron las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos obtenidos del análisis estructural.

Dado que el análisis corresponde a un procedimiento elástico lineal, los desplazamientos fueron amplificados mediante el factor C_d , con el objetivo de estimar la respuesta inelástica esperada del sistema estructural al multiplicarlo por las derivas elásticas.

$$C_d = 0,75 \cdot R$$

Ecuación 1-6 - Factor C_d

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Los valores obtenidos se representan en la Tabla 1-8. Los mismos fueron comparados con el límite normativo permisible para edificaciones de concreto reforzado, el cual es de 0.02, como está dispuesto en la sección 4.2.2. de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 1-8 - Derivas inelásticas del modelo estructural

Nivel	Derivas elásticas ΔE	Derivas elásticas ΔM
	adm	adm
8	0.0022	0.01362
7	0.0025	0.0151
6	0.0025	0.0150
5	0.0024	0.0146
4	0.0024	0.0144
3	0.0021	0.0128
2	0.0016	0.0099
1	0.0008	0.0048
Base	0	0

Elaboración: Propia

Las derivas de piso, junto con su comparación con el límite normativo se presentan en la Figura 1-7.

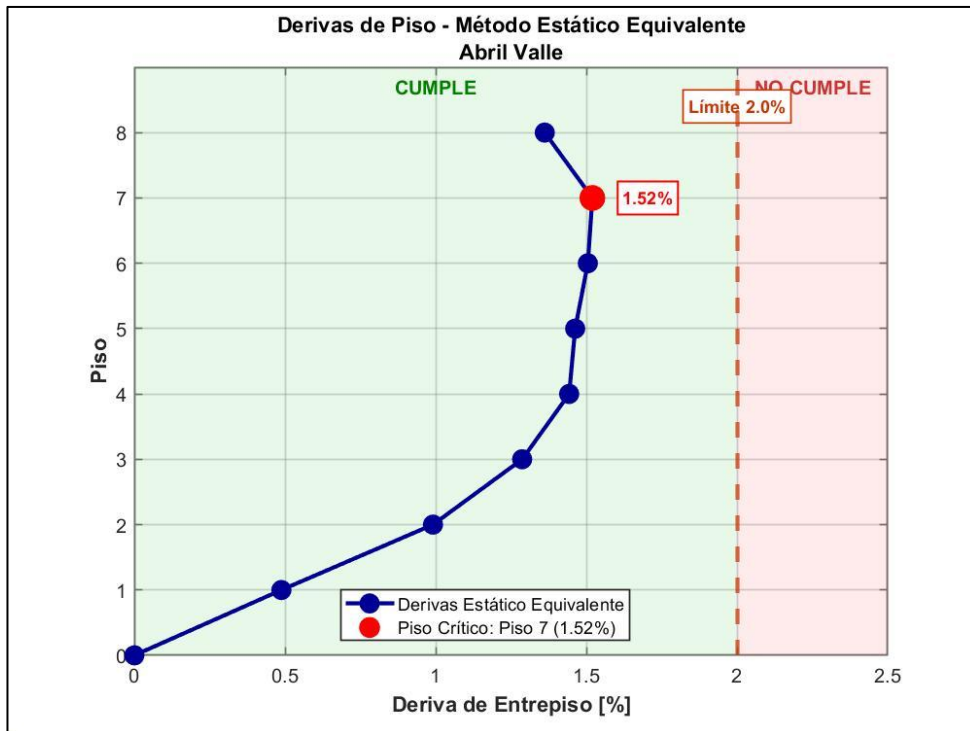


Figura 1-7 - Derivas inelásticas del modelo estructural

Elaboración: Propia

1.7.2. Análisis Modal

El análisis modal se realizó con el objetivo de identificar las formas principales de vibración de la estructura, así como sus periodos naturales y la participación de masa en cada modo.

Se presentan en las Figuras 1-8, 1-9 y 1-10 los tres primeros modos de vibración, los cuales concentran la mayor participación modal del sistema estructural.

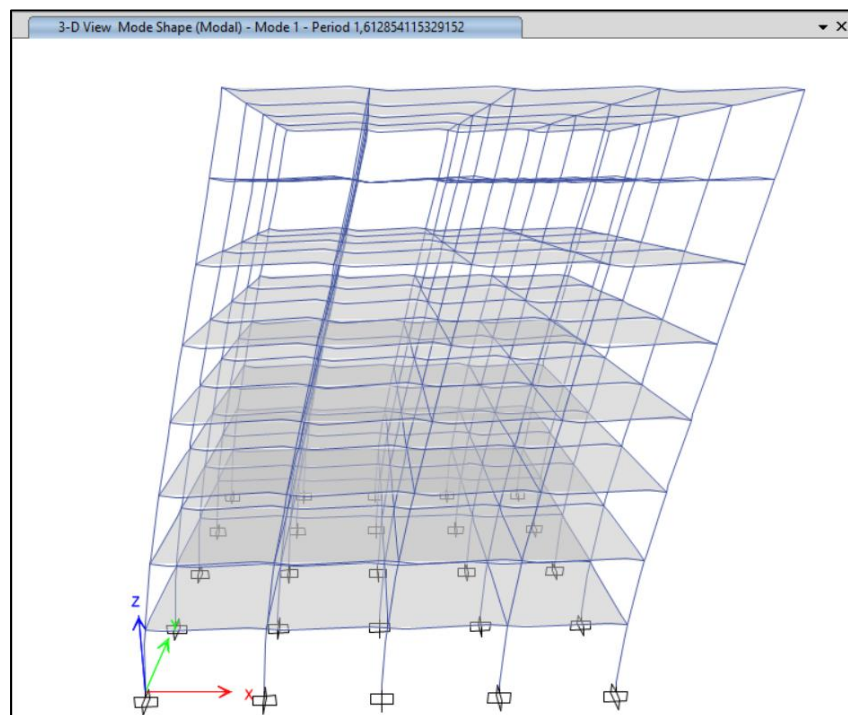


Figura 1-8 - Primer modo de vibración

Elaboración: Propia

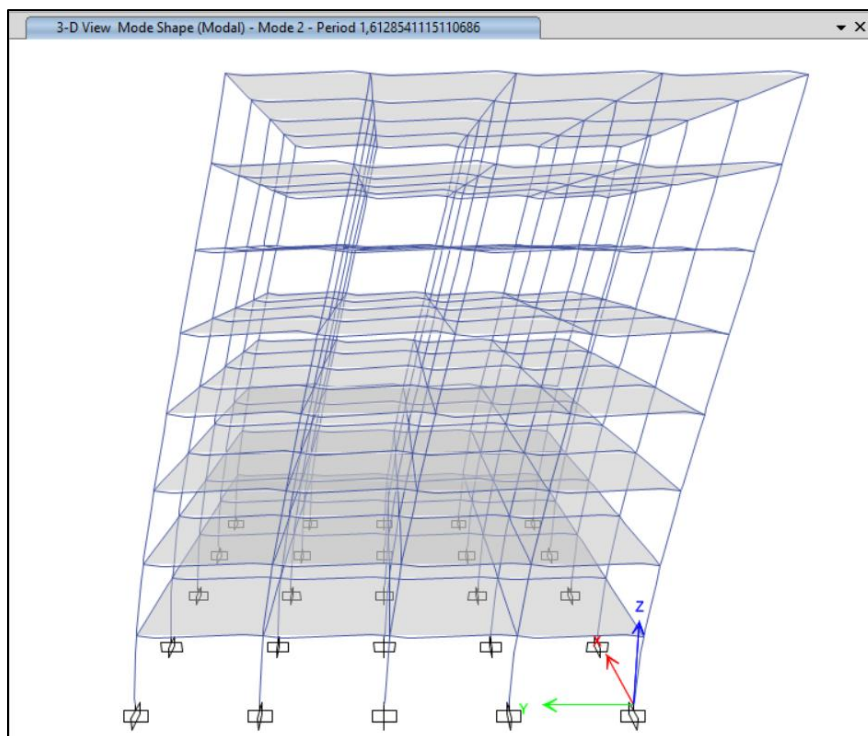


Figura 1-9 - Segundo modo de vibración

Elaboración: Propia

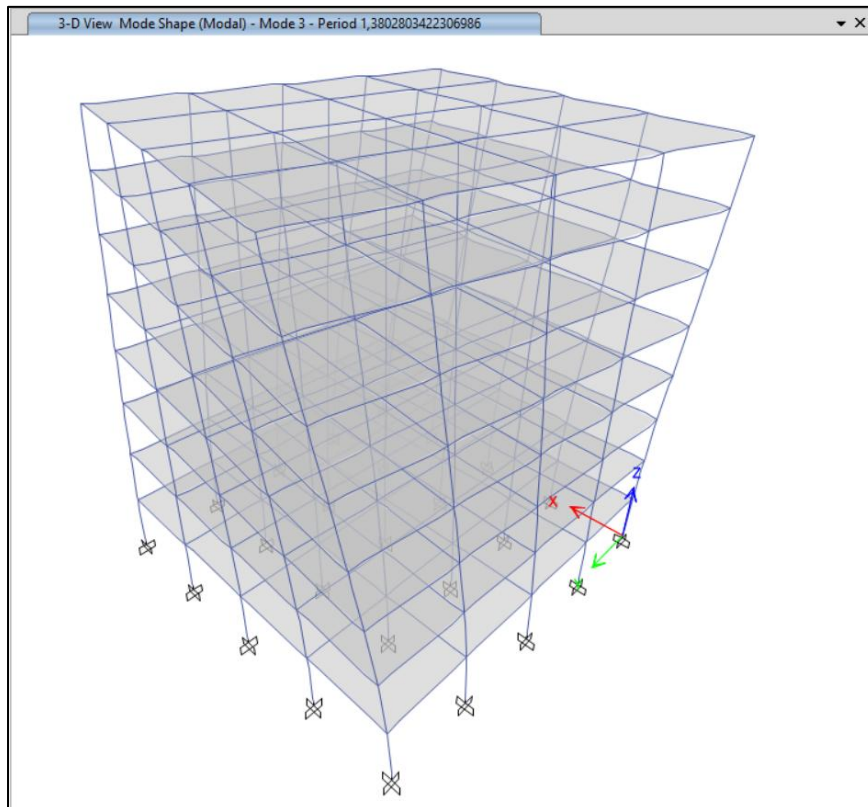


Figura 1-10 - Tercer modo de vibración

Elaboración: Propia

Los resultados del análisis modal se resumen en la Tabla 1-9, donde se incluyen los periodos de vibración y las ratios de participación de masa en cada dirección.

Tabla 1-9 - *Modos de vibración, períodos y ratio de participación de masa*

Modo de vibrar	Período (s)	Ux	Uy	Rz	SumUX	SumUy	SumRz
1	1.61	0.70	0	0	0.70	0	0
2	1.61	0	0.70	0	0.70	0.70	0
3	1.38	0	0	0.70	0.70	0.70	0.70
4	0.60	0.02	0.12	0	0.72	0.82	0.70
5	0.60	0.12	0.02	0	0.84	0.84	0.70
6	0.52	0	0	0.14	0.84	0.84	0.84
7	0.32	0.04	0.04	0	0.88	0.88	0.84
8	0.32	0.04	0.04	0	0.92	0.92	0.84
9	0.28	0	0	0.07	0.92	0.92	0.91
10	0.19	0.01	0.02	0	0.93	0.94	0.91
11	0.19	0.02	0.01	0	0.95	0.95	0.91
12	0.16	0	0	0.03	0.95	0.95	0.94

Elaboración: Propia

Los primeros modos concentran la mayor participación de masa en las direcciones principales.

La suma de la participación modal acumulada supera el 90% en cada dirección, cumpliendo con el requisito normativo de superar el 90% de participación modal acumulada.

1.8. Diseño estructural de elementos a carga lateral

En el proceso de diseño estructural del sistema, para sus elementos a flexión (que funcionan como los fusibles del sistema), se utilizaron los valores dados por las cargas reducidas. Mientras que para elementos con comportamiento frágil a cortante se realizó a través de un diseño a capacidad.

1.8.1. Demandas críticas obtenidas del modelo estructural

Los momentos flectores y cargas axiales fueron extraídas del modelo tridimensional desarrollado en ETABS, presentadas en las Figuras 1-11 y 1-12. Se extrajeron buscando asegurar que el diseño responda a las condiciones más exigentes obtenidas del análisis estructural.

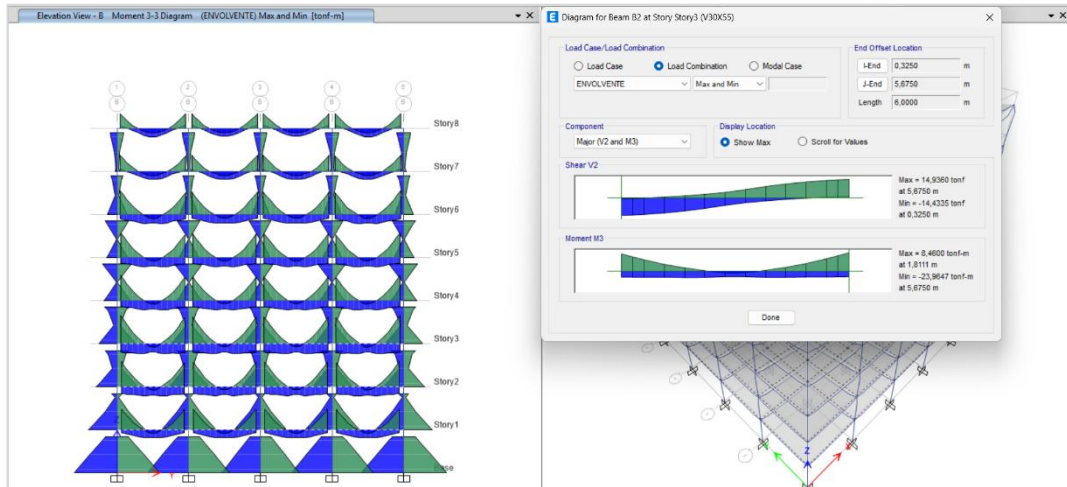


Figura 1-11 - Envoltura de momentos flectores en vigas obtenida del modelo estructural

Elaboración: Propia

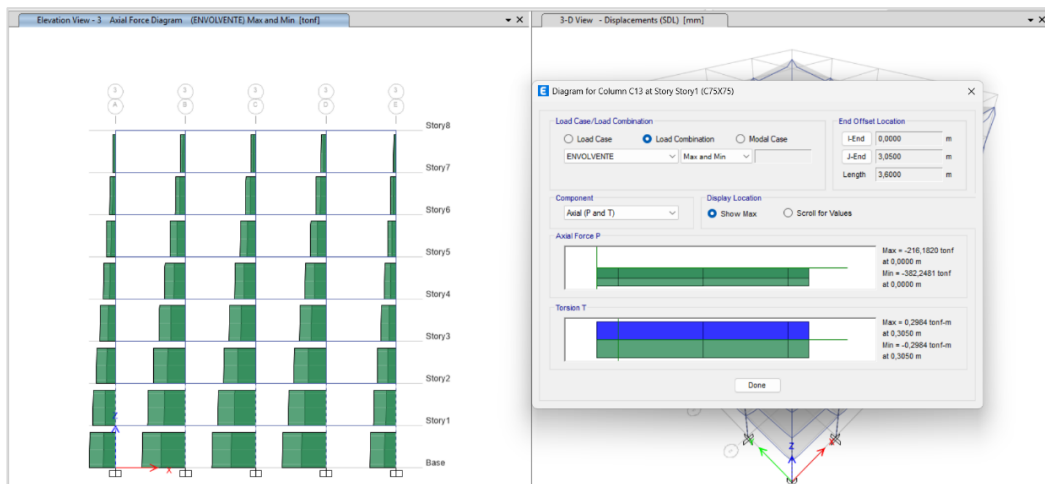


Figura 1-12 - Envoltura de cargas axiales en columnas obtenida del modelo estructural

Elaboración: Propia

1.8.2. Diseño de vigas

El diseño de las vigas del sistema se realizó a partir de las demandas máximas obtenidas de la envolvente de combinaciones de carga, considerando los efectos combinados de acciones gravitacionales y sísmicas conforme a la sección 1.7.3.

Tal como se observa en la Figura 1-11, correspondiente a la envolvente de momentos del primer nivel, los mayores momentos negativos se desarrollan en las regiones próximas a los nudos viga-columna del nivel inferior, gobernando el dimensionamiento del refuerzo longitudinal en dichas secciones.

- Demandas críticas

Tabla 1-10 - Demandas máximas en vigas obtenidas del modelo estructural

Elemento	Nivel	Mu (-) máx. (tonnef · m)	Mu (+) máx. (tonnef · m)
Viga 1 (30x55)	1-3	23.96	10.65
Viga 2 (30x50)	4-6	21.59	8.37
Viga 3 (30x35)	7-8	14.06	6.67

Elaboración: Propia

Se identificó que las vigas de los primeros niveles presentan las mayores demandas de momento negativo, presentadas en la Tabla 1-10. Están asociadas a la mayor concentración de esfuerzos en la base del sistema estructural.

- Diseño a flexión

El diseño a flexión se realizó aplicando el procedimiento de equilibrio interno entre fuerzas de tracción y compresión para elementos sometidos a flexión simple (Figura 1-11), verificando que la resistencia nominal cumpla con las condiciones de las ecuaciones 1-7, 1-8, 1-9 y 1-10, con modificaciones para secciones doblemente reforzadas.

$$T = C$$

Ecuación 1-7 - Equilibrio interno de elementos sometidos a flexión

$$\phi Mn > Mu$$

Ecuación 1-8 - Verificación resistencia nominal

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

$$Mn = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ecuación 1-9 - Ecuación de momento nominal para elementos sometidos a flexión

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Y:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Ecuación 1-10 - Ecuación de altura de bloque de compresión de Whitney.

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

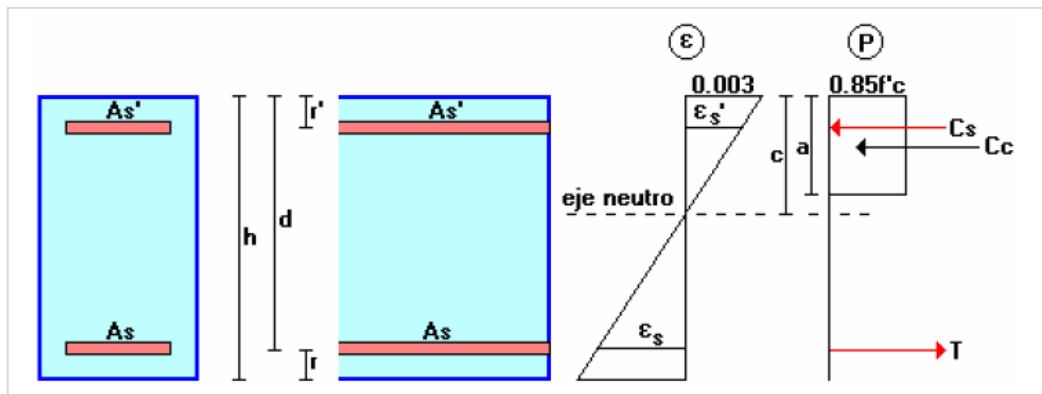


Figura 1-11 - Esquema de equilibrio de secciones doblemente reforzadas

Fuente: (Romo Proaño, 2008)

Para cada tipo de viga, a partir del factor de resistencia a flexión se determinó la cuantía mecánica correspondiente.

$$R_{flexión} = \frac{M \cdot U}{\phi \cdot b_w \cdot d}$$

Ecuación 1-11 - Factor de resistencia a flexión

Elaboración: Propia

Se adoptó una configuración de refuerzo compuesta por 2 varillas de 22 mm y 2 de 20 mm, proporcionando un área real de 13.89 cm². Para secciones sismorresistentes se recomienda que el acero a compresión sea de al menos el 50% del acero a tracción. Con esta disposición se determinó un área de acero a compresión requerida de $A_{s'} = 6.94 \text{ cm}^2$.

Se asignó una configuración de refuerzo en el área de compresión compuesta por 2 varillas de 22 mm, proporcionando un área real de 7.60 cm². Se repitió el proceso para los tres tipos de vigas y se verificó que las secciones diseñadas se encuentren controladas por tracción, garantizando comportamiento dúctil. Los resultados son presentados en la Tabla 1-11 y 1-12.

Tabla 1-11 - *Diseño final de vigas (Refuerzo longitudinal negativo)*

Tipo	Refuerzo (-)	D/C (-)
Viga 1 (30x55)	2 Ø 22mm + 2 Ø 20mm	0.97
Viga 2 (30x50)	2 Ø 22mm + 2 Ø 20mm	0.98
Viga 3 (30x35)	2 Ø 22mm + 2 Ø 20mm	0.99

Elaboración: Propia

Tabla 1-12 - *Diseño final de vigas (Refuerzo longitudinal positivo)*

Tipo	Refuerzo (+)	D/C (+)
Viga 1 (30x55)	2 Ø 22mm	0.76
Viga 2 (30x50)	2 Ø 22mm	0.66
Viga 3 (30x35)	2 Ø 22mm	0.81

Elaboración: Propia

- Diseño a cortante

El diseño a cortante de las vigas se realizó siguiendo el procedimiento establecido en el ACI 318, considerando la capacidad de los elementos, incluyendo su sobrerresistencia, además de las demandas últimas gravitacionales obtenidas del modelo estructural y verificando secuencialmente los distintos estados límite asociados al mecanismo resistente de cortante. Primeramente, se procedió a los momentos esperados de la sección con la Ecuación 1-12.

$$M_{probable} = A_s \cdot f_y \cdot 1.25 \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ecuación 1-12 - Momento esperado de la sección

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Obtenidos tanto para el acero longitudinal a tracción como para el acero longitudinal a compresión, determinando los momentos probables presentados en la Tabla 1-13.

Tabla 1-13 - *Momentos esperados por sección de viga por capacidad*

Elemento	Nivel	Mprobable (-) (tonnef·m)	Mprobable (+) (tonnef·m)
Viga 1 (30x55)	1-3	32	17.52
Viga 2 (30x50)	4-6	28.28	15.49
Viga 3 (30x35)	7-8	17.35	9.5

Elaboración: Propia

Con estos, se obtuvieron las demandas a cortante por capacidad de los elementos mediante la Ecuación 1-13.

$$V_p = \frac{M_{probable_neg} + M_{probable_pos}}{Longitud\ de\ viga}$$

Ecuación 1-13 - Cortante por capacidad de las vigas

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Obteniendo el cortante de diseño con la Ecuación 1-14.

$$V_d = V_p + \frac{w \cdot l}{2}$$

Ecuación 1-14 - Resistencia a cortante de diseño

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

El cortante de diseño para cada tipo de viga es presentado en la Tabla 1-14, evidenciando la concentración de cortante en los pisos inferiores.

Tabla 1-14 - Cortante de diseño para cada tipo de viga

Elemento	Nivel	V _d (tonnef · m)
Viga 1 (30x55)	1-3	21.73
Viga 2 (30x50)	4-6	20.44
Viga 3 (30x35)	7-8	16.29

Elaboración: Propia

Para obtener la resistencia nominal a cortante de los elementos se utilizó la capacidad de resistencia a cortante del concreto y el aporte de las varillas de refuerzo transversal. Determinando la resistencia a cortante del concreto con la Ecuación 1-15.

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

Ecuación 1-15 - Resistencia del concreto

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Mientras que para la obtención del aporte a cortante del acero transversal en la sección se utilizó la Ecuación 1-16. Ecuación en la cual s se determinó según los distintos criterios para separación de acero transversal que satisfacen los lineamientos normativos de la ACI 318-19 mostrados en la Figura 1-13.

$$V_s = \frac{A_s(\text{transversal}) \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Ecuación 1-16 - Resistencia del acero

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

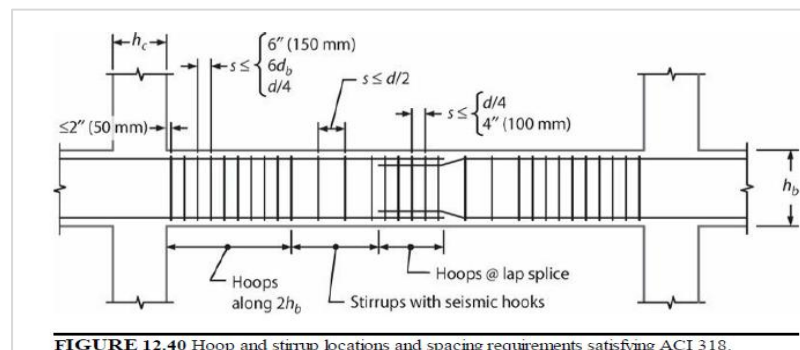


Figura 1-13 - Separaciones de estribos que satisfacen ACI 318-19

Fuente: (Moehle J, 2015)

Obteniendo por lo tanto la resistencia nominal a cortante de las vigas mediante la Ecuación 1-17.

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 1-17 - Resistencia nominal a cortante de las vigas

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

La demanda/capacidad de los elementos se verificó con un factor de reducción asociado al cortante, el cual es de: $\Phi_c = 0.75$; resolviendo lo determinado por la Ecuación 1-18.

$$\Phi V_n \geq V_d$$

Ecuación 1-18 - Verificación de capacidad nominal a cortante

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Resolviendo cada viga como se describió anteriormente, se obtuvieron los valores expresados en la Tabla 1-15 para cada elemento.

Tabla 1-15 - *Diseño final de vigas (Refuerzo transversal)*

Tipo	Refuerzo transversal extremos	Refuerzo transversal central	D/C
Viga 1 (30x55)	Ø 10mm @ 10 cm	Ø 10mm @ 20 cm	0.64
Viga 2 (30x50)	Ø 10mm @ 10 cm	Ø 10mm @ 20 cm	0.67
Viga 3 (30x35)	Ø 10mm @ 5 cm	Ø 10mm @ 10 cm	0.47

Elaboración: Propia

En conjunto, los resultados obtenidos evidencian que las vigas del sistema estructural cumplen con los requisitos de resistencia y detallado establecidos por el ACI 318-19 bajo las solicitaciones máximas obtenidas de la envolvente de combinaciones. Las Figuras 1-14, 1-15 y 1-16 presentan las vistas transversales de las vigas.

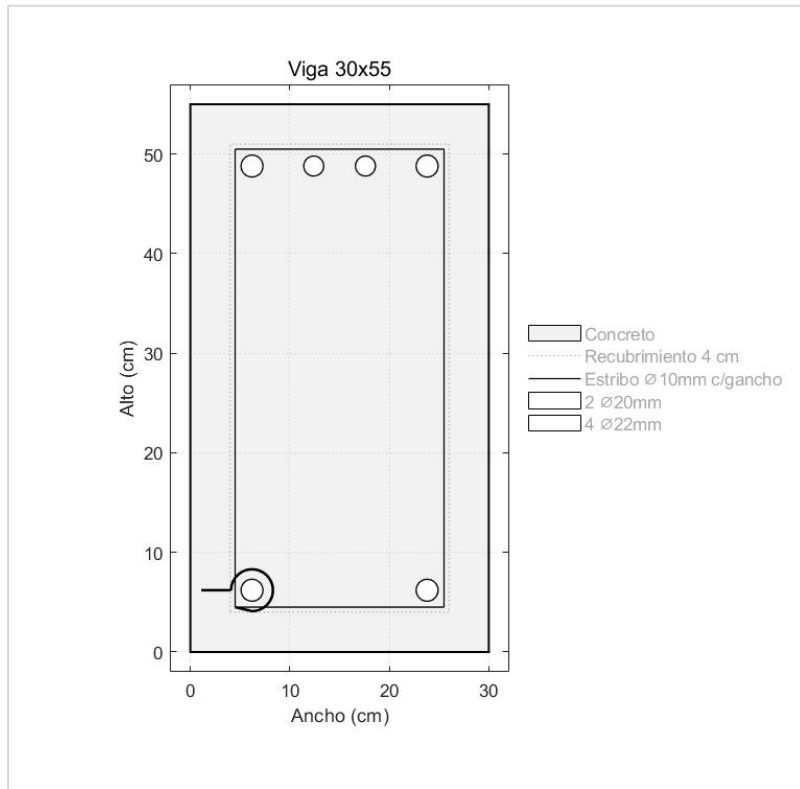


Figura 1-14 - Vista transversal de viga tipo 1

Elaboración: Propia

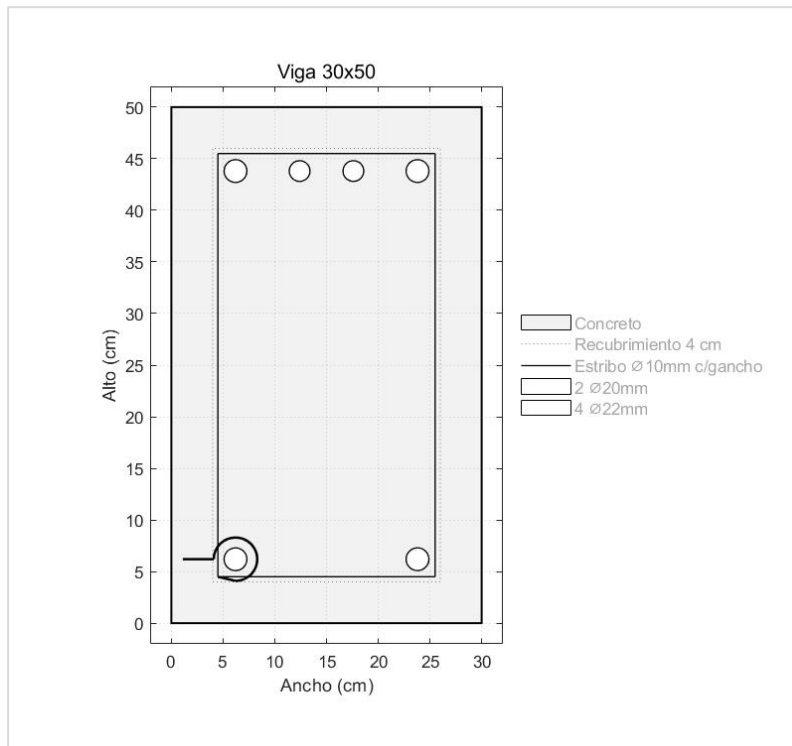


Figura 1-15 - Vista transversal de viga tipo 2

Elaboración: Propia

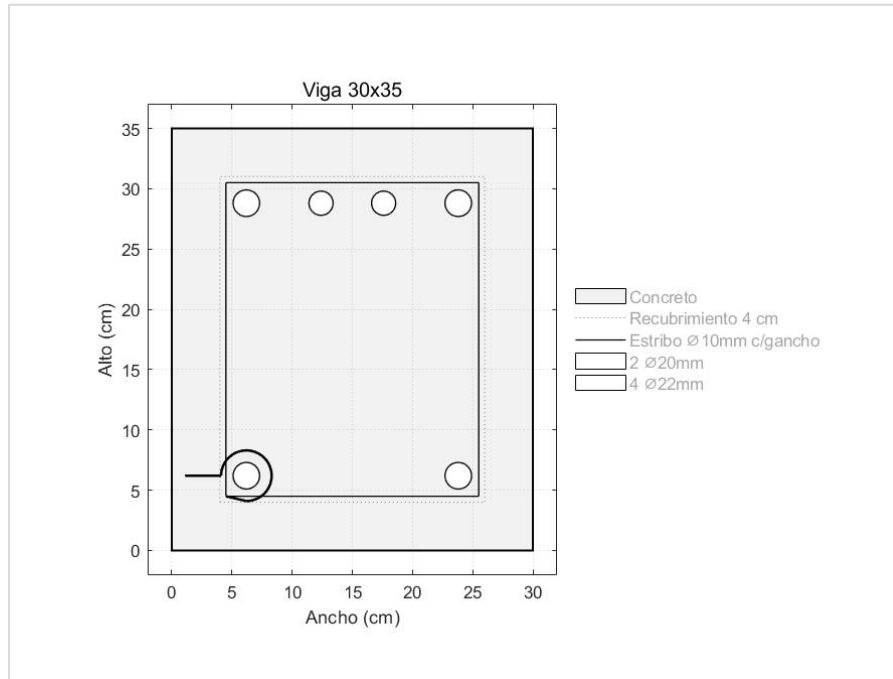


Figura 1-16 - Vista transversal de viga tipo 3

Elaboración: Propia

1.8.3. Diseño de columnas

El diseño de las columnas del sistema de marcos especiales a momento se realizó considerando las demandas máximas de carga axial y momento flector obtenidas de la envolvente de combinaciones de carga.

1.8.3.1. Diseño a flexocompresión

El diseño se efectuó empleando diagramas de interacción axial-flexión (P-M) conforme a los lineamientos del ACI 318-19, considerando compatibilidad de deformaciones y equilibrio interno de fuerzas en la sección transversal.

Para cada tipo de columna se obtuvo el área de acero mínimo requerido por el ACI 318-19 en su sección 18.7.4.1, manteniendo el valor en un rango entre el 1% - 6% del área bruta de la sección transversal. Los valores mínimos y el refuerzo longitudinal dispuesto son descritos en la Tabla 1-17.

Tabla 1-16 - *Diseño final de columnas (Refuerzo longitudinal)*

Elemento	Ag * 1% (cm2)	Refuerzo longitudinal	As (cm2)
Columna 1 (75x75)	56,25	12 Ø 25mm	58,90
Columna 2 (65x65)	42,25	12 Ø 22mm	45,62
Columna 3 (50x50)	25	8 Ø 20mm	25,13

Elaboración: Propia

Tras seleccionar el refuerzo longitudinal se procedió a realizar los diagramas de interacción axial-flexión para cada tipo de columna. Los mismos son mostrados junto a las demandas de cada columna en las Figuras 1-17, 1-18 y 1-19.

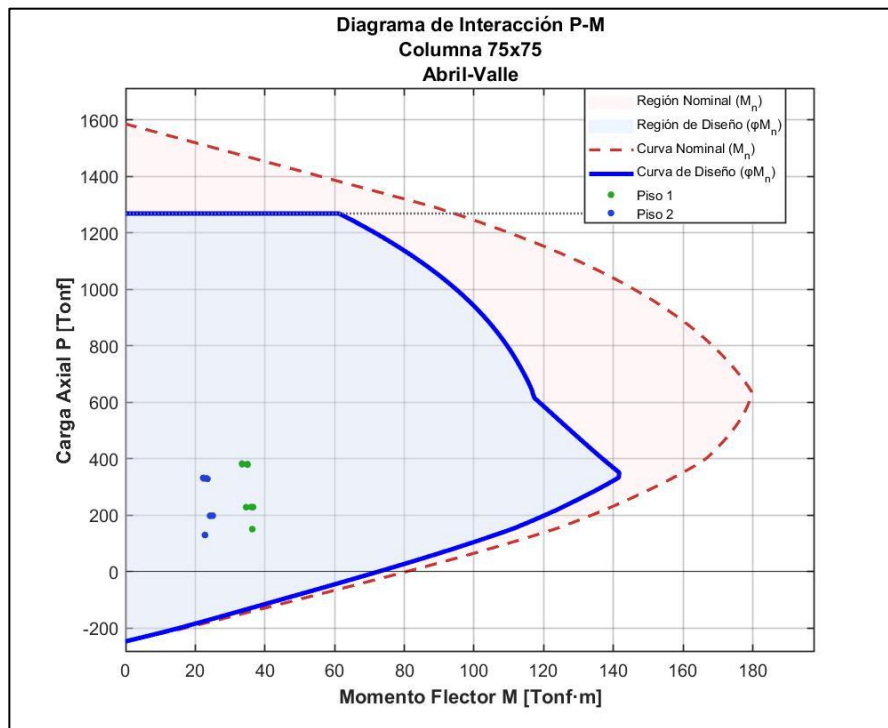


Figura 1-17 - Diagrama de interacción Columna 1

Elaboración: Propia

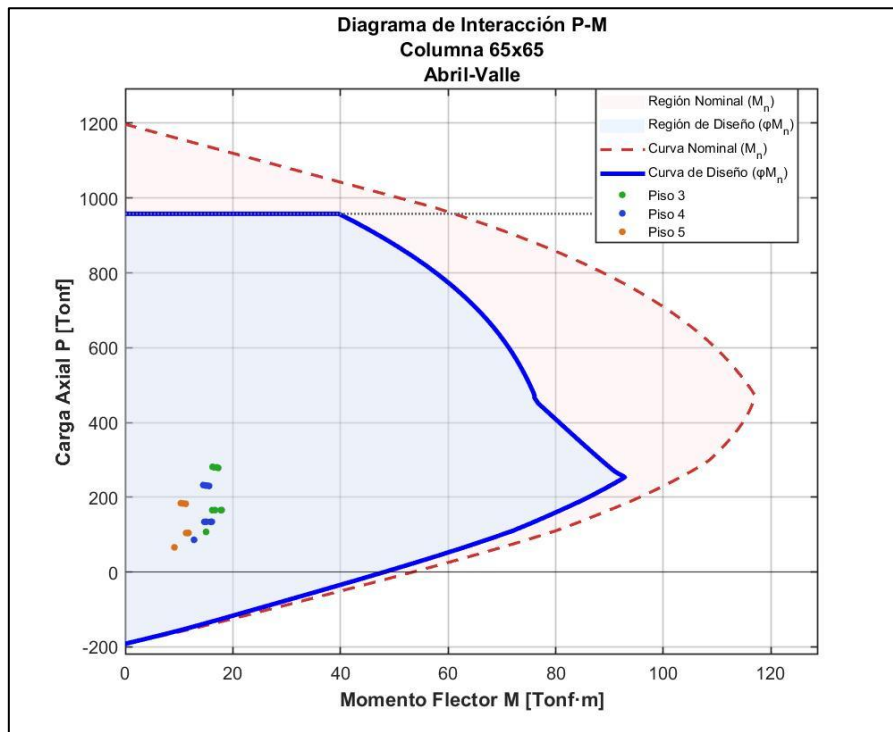


Figura 1-18 - Diagrama de interacción Columna 2

Elaboración: Propia

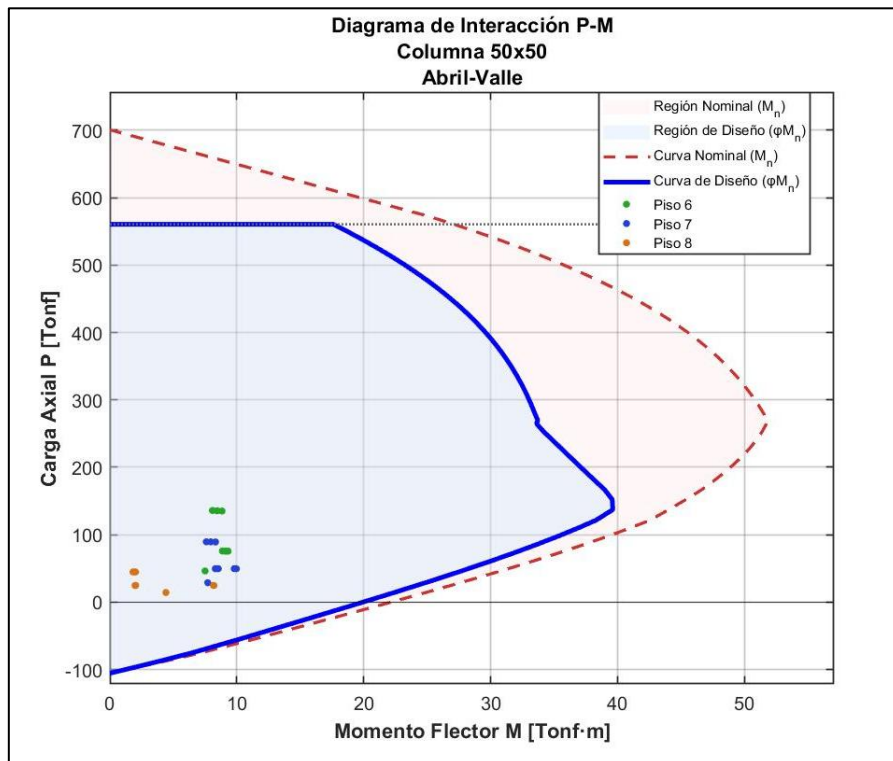


Figura 1-19 - Diagrama de interacción Columna 3

Elaboración: Propia

Se verificó que los puntos de demanda correspondientes a las combinaciones más desfavorables se ubican dentro de la envolvente resistente de la sección, cumpliendo la condición de la Ecuación 1-19.

$$\phi Pn, \phi Mn \geq Pu, Mu$$

Ecuación 1-19 - Verificación de elementos a flexo-compresión

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

- Resistencia mínima a flexión en las columnas

La resistencia mínima a flexión en las columnas se verificó mediante la comparación de la sumatoria de momentos nominal que desarrolla la columna ante un rango de la carga mínima y máxima axial actuante, tanto en cabeza como en la base; con la sumatoria de momentos nominales de la viga sin factores de reducción, respondiendo a la ecuación 1-20.

$$\sum Mn(Columnas) \geq 1.2 \sum Mn(Vigas)$$

Ecuación 1-20 - Criterio de columna fuerte - viga débil

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Del rango de momentos nominales evaluados, se tomó el momento mínimo para la evaluación del criterio para cada tipo de columna. El rango de momentos evaluados se presenta en las Figuras 1-20, 1-21 y 1-22.

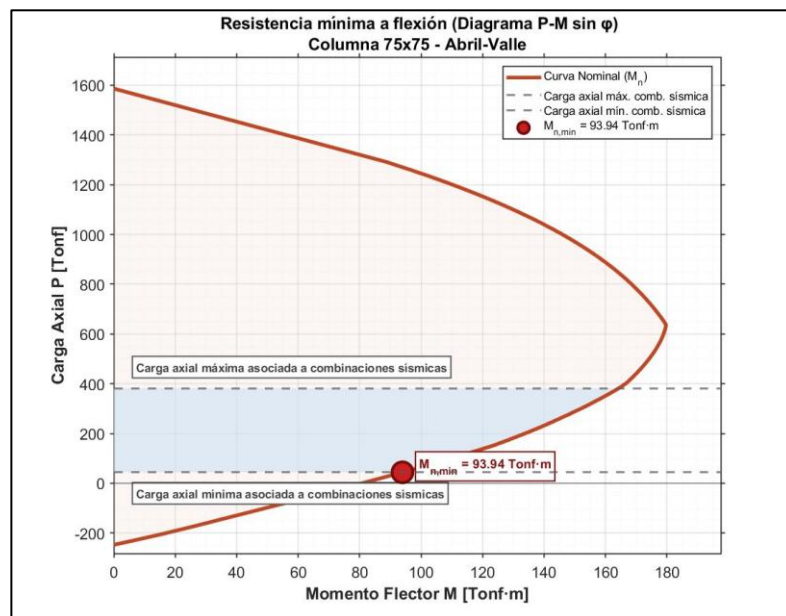


Figura 1-20 - Resistencia mínima a flexión C50X50

Elaboración: Propia

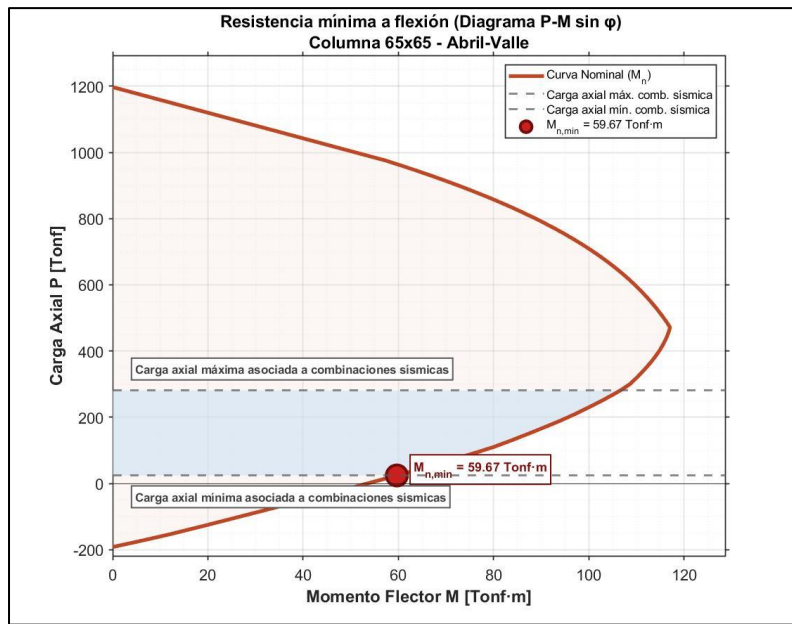


Figura 1-21 - Resistencia mínima a flexión C65X65

Elaboración: Propia

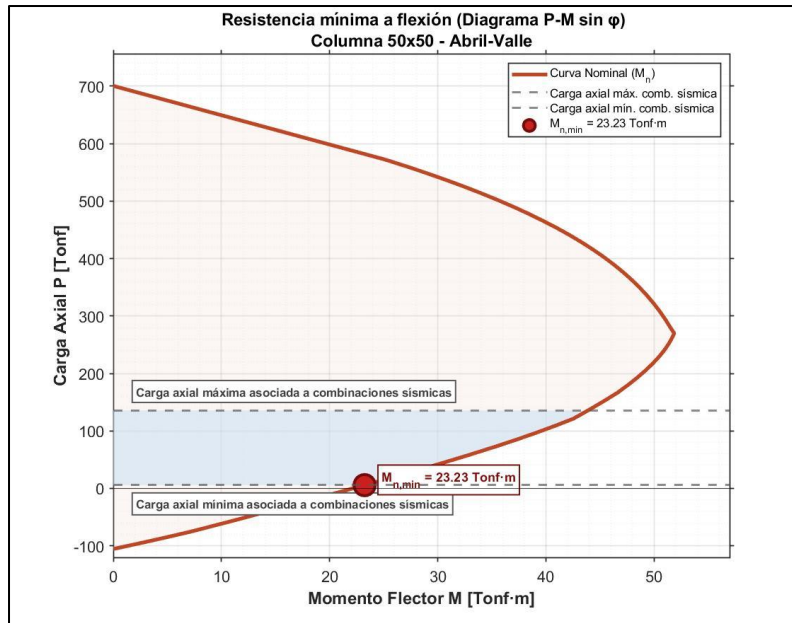


Figura 1-22 - Resistencia mínima a flexión C50X50

Elaboración: Propia

La sumatoria de los momentos nominales de vigas y del mínimo de columnas obtenidos son presentados en la Tabla 1-18 junto con su ratio de demanda capacidad.

Tabla 1-17 - Resistencia mínima a flexión en las columnas

Elemento	Nivel	$1.2\sum Mn(\text{Vigas})$	$\sum Mn(\text{Columnas})$	D/C
Columna 1 (75x75)	1-2	38.54	185.44	4.01
Columna 2 (65x65)	3-5	38.54	118.03	2.55
Columna 3 (50x50)	6-8	34.22	46.09	1.12

Elaboración: Propia

1.8.3.2. Diseño a cortante

- Mecanismo de columna para el cortante a capacidad

El mecanismo de columna en diseño por capacidad para cortante consiste en asumir que la columna puede desarrollar rótulas plásticas en ambos extremos. Por lo que el cortante se determina a partir del máximo momento probable de la propia columna, adoptando una condición conservadora expresada en la Ecuación 1-21. Este enfoque se utiliza porque no depende de la contribución de las vigas ni de la distribución de momentos del análisis global, sino que evalúa la demanda máxima interna posible en la columna. En diseño sismorresistente, se adopta buscando una verificación más conservadora del cortante, tratando de asegurar que la columna no falle de forma frágil incluso si llega a plastificar.

$$V_p = \frac{2 \cdot M_{probable}}{\text{Altura libre entre columnas}}$$

Ecuación 1-21 - Cortante por capacidad de las columnas

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

- Momentos probables por capacidad de columnas

Para realizarlo, se considera la capacidad de los elementos. Por lo que se obtuvieron los rangos de momentos probables asociados a las cargas axiales mínimas y máximas en un diagrama de interacción nominal, pero usando un F_y probable. Esta consideración se evidencia en las Figuras 1-23, 1-24 y 1-25,

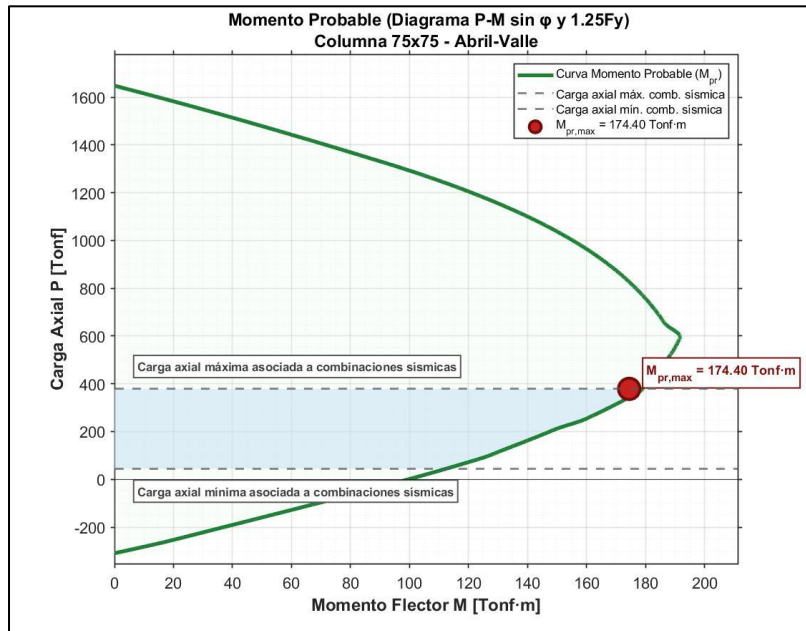


Figura 1-23 - Rango de momentos probables C75X75

Elaboración: Propia

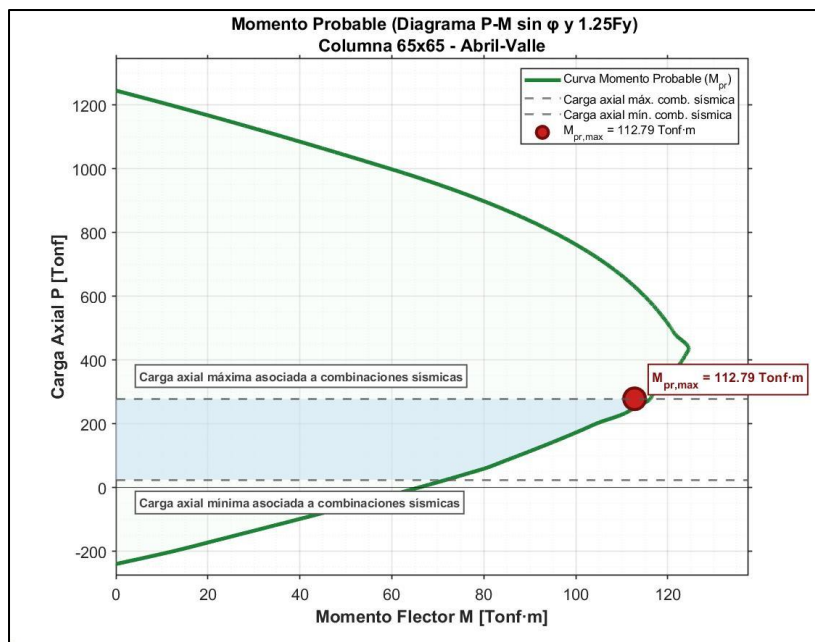


Figura 1-24 - Rango de momentos probables C65X65

Elaboración: Propia

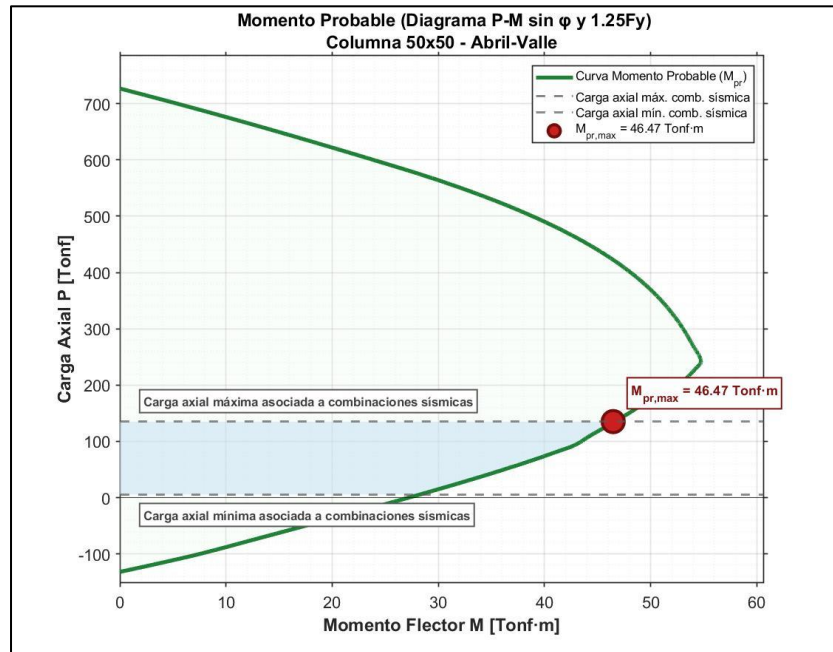


Figura 1-25 - Rango de momentos probables C50X50

Elaboración: Propia

De los rangos presentados, se seleccionaron los momentos máximos probables para cada tipo de columna, y los seleccionados son descritos en la Tabla 1-18.

Tabla 1-18 - Momentos probables obtenidos por capacidad de columnas

Elemento	Nivel	Mprob (tonnef·m)
Columna 1 (75x75)	1-2	174.40
Columna 2 (65x65)	3-5	112.79
Columna 3 (50x50)	6-8	46.47

Elaboración: Propia

Por lo tanto, con estos valores se obtuvieron las demandas a cortante a gravedad por capacidad de los elementos; solucionando la Ecuación 1-21 mostrada anteriormente.

- Resistencia nominal a cortante

Para obtener la resistencia nominal a cortante de los elementos se utilizó, tanto la capacidad de resistencia a cortante del concreto (Ecuación 1-15) como la resistencia del acero (Ecuación 1-16), con las separaciones de acero dispuestas en la Figura 1-26.

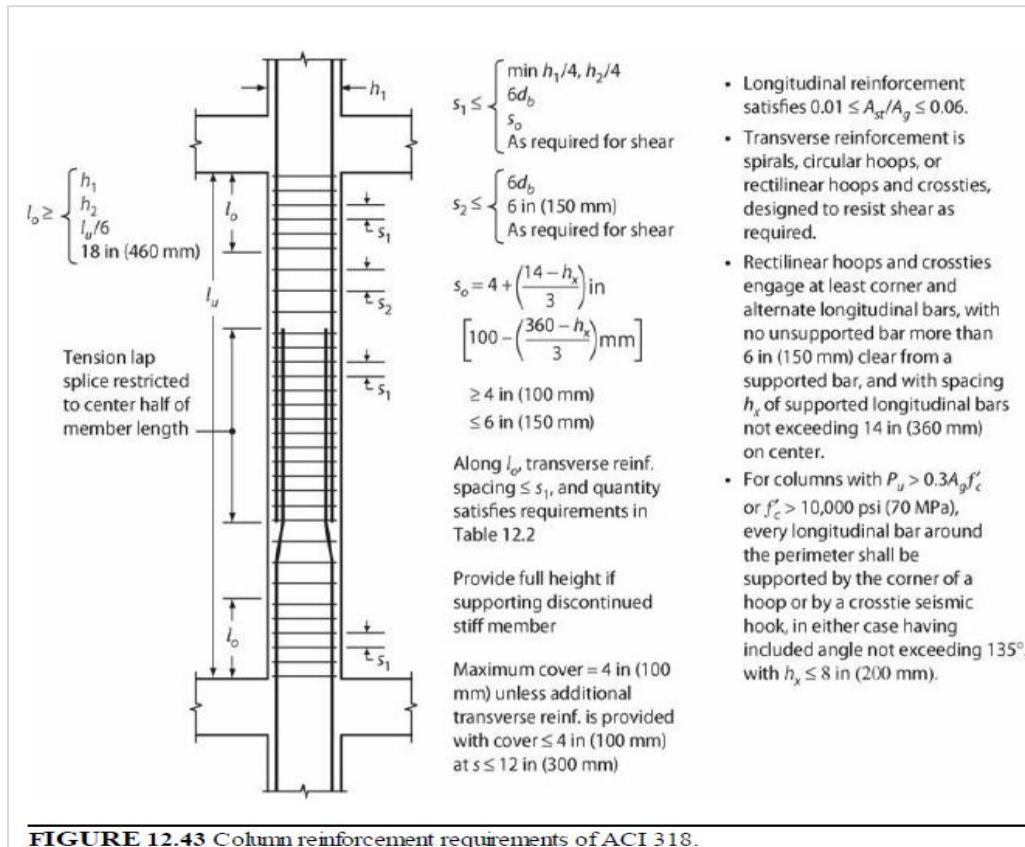


FIGURE 12.43 Column reinforcement requirements of ACI 318.

Figura 1-26 - Disposición de estribos de columnas según ACI 318-19

Fuente: (Moehle J, 2015)

Verificando la relación Demanda/Capacidad producida por el sismo mediante la Ecuación 1-18.

- Detallado y confinamiento

El refuerzo transversal se dispuso conforme a los requisitos mínimos de confinamiento y detallado establecidos para marcos especiales a momento, conforme la sección 18.6.4.4. del ACI 318-19. Procurando una adecuada capacidad de confinamiento del núcleo del concreto al usar un mínimo 6 ramales.

Tabla 1-19 - *Diseño final de columnas (Refuerzo transversal)*

Elemento	Refuerzo transversal
Columna 1 (75x75)	3 Ø 10mm @ 10 cm
Columna 2 (65x65)	3 Ø 10mm @ 10 cm
Columna 3 (50x50)	3 Ø 10mm @ 10 cm

Elaboración: Propia

Las vistas transversales finales de las columnas diseñadas son presentadas en las Figuras 1-27, 1-28 y 1-29.

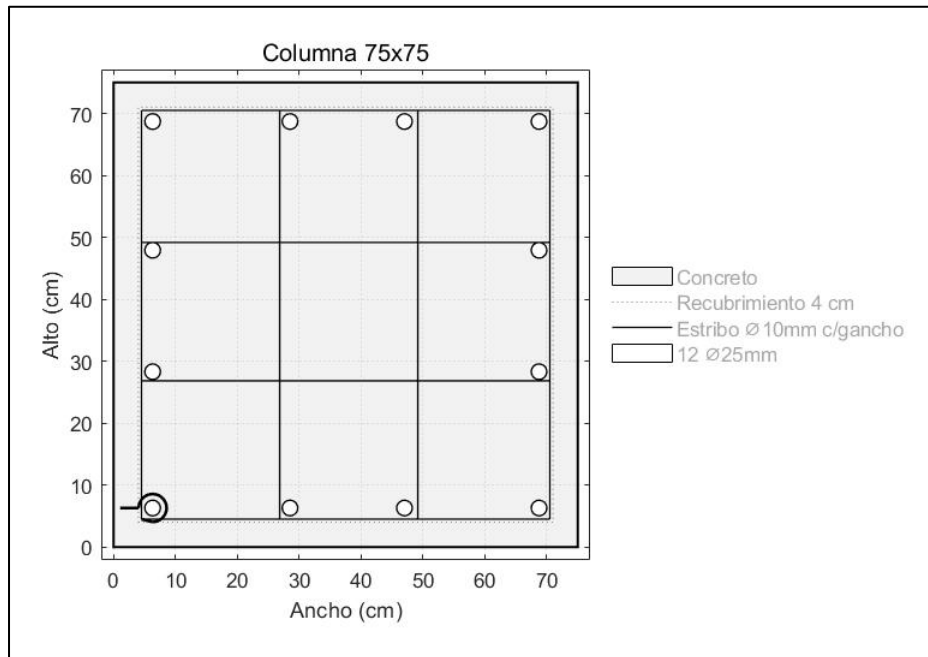


Figura 1-27 - Vista transversal de columna tipo 1

Elaboración: Propia

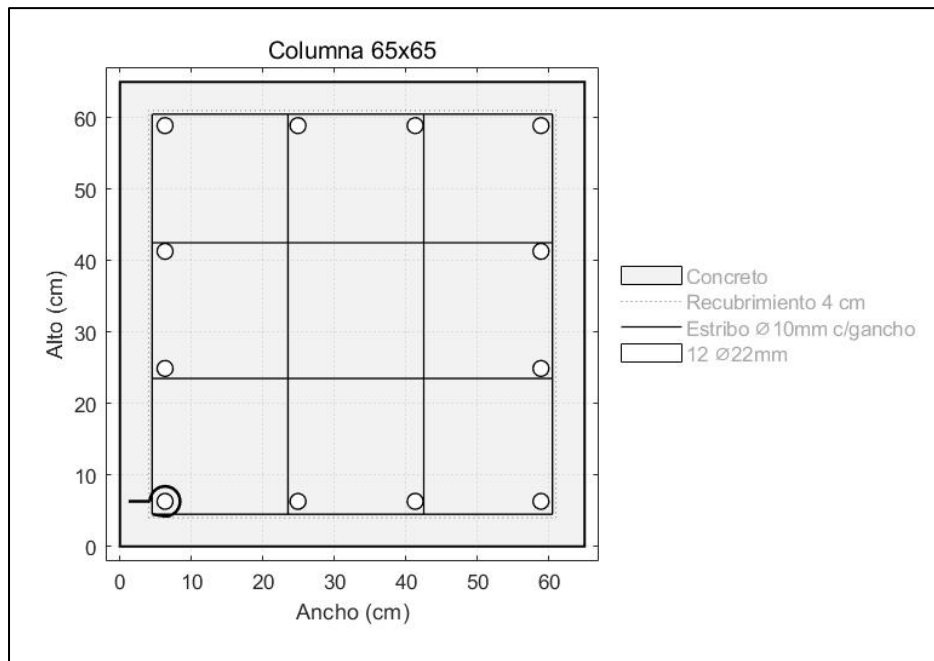


Figura 1-28 - Vista transversal de columna tipo 2

Elaboración: Propia

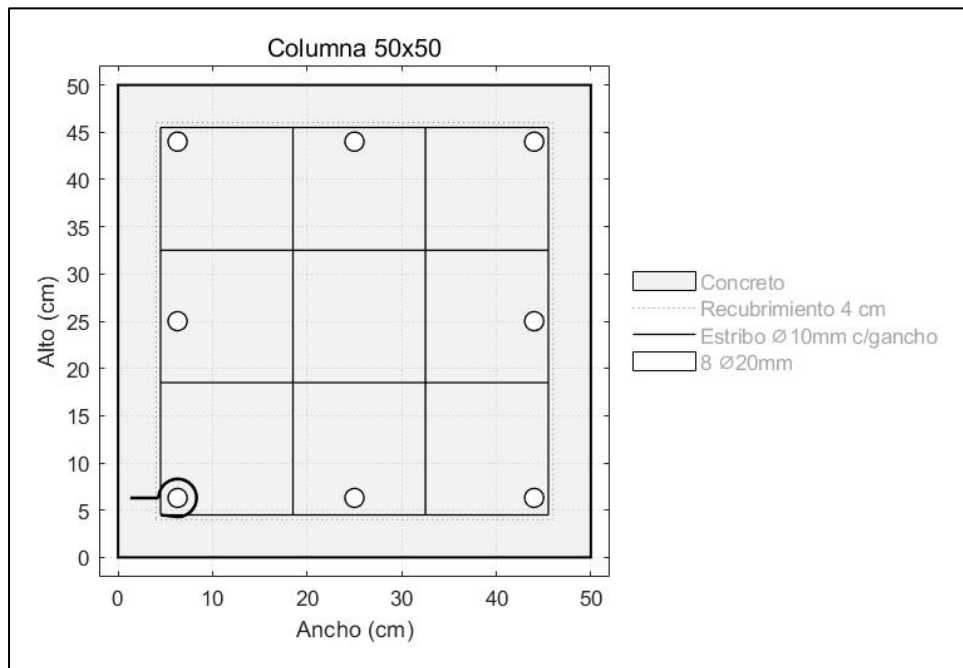


Figura 1-29 - Vista transversal de columna tipo 3

Elaboración: Propia

1.8.4. Diseño de Nudos

- Mecanismo de viga

Siguiendo los parámetros de la ACI para determinar las demandas de cada nudo, primero se obtuvo el cortante sobre la columna utilizando los momentos esperados de las vigas en cada extremo del elemento, aplicados en la siguiente fórmula:

$$V_{colnudo} = \frac{M_{probable_i} + M_{probable_j}}{Luz_{entrepiso} - h_{viga}}$$

Ecuación 1-22 - Cortante sobre la columna

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Para obtener el cortante en cada nudo, se siguió la formulación dispuesta en ACI 318-19; que es representada en la Figura 1-30.

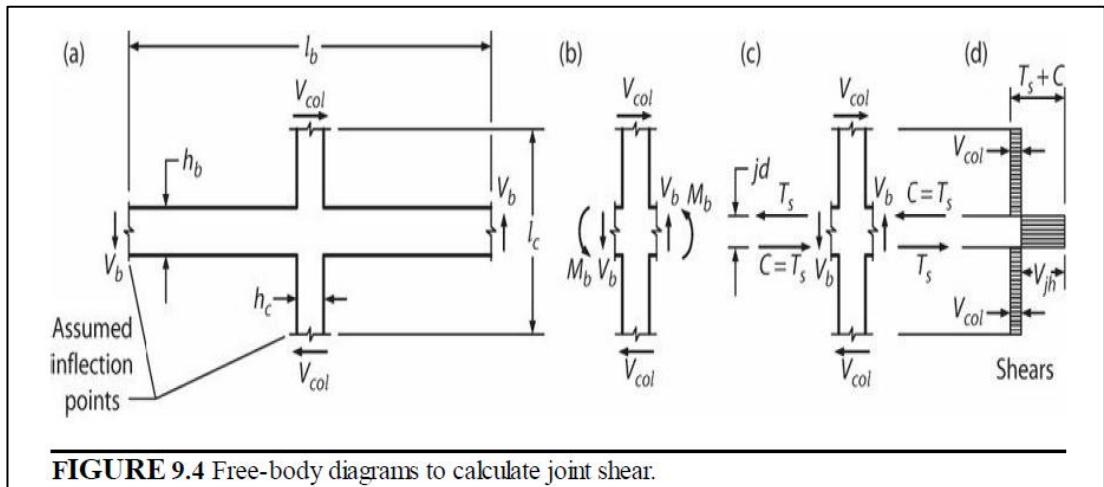


Figura 1-30 - Diagramas de cuerpo libre para calcular cortante del nudo

Fuente: (Moehle J, 2015)

De esta manera, se obtuvo el cortante al emplear la siguiente fórmula:

$$V_j = T_i + T_j - V_{colnudo}$$

Ecuación 1-23 - Cortante del nudo

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

En donde las fuerzas calculadas a tracción T_i y T_j , correspondientes a cada extremo de la cara de la viga analizada del nudo, se determinaron de la siguiente manera:

$$T_i = A_{s_{neg_viga}} \cdot f_y \cdot 1.25$$

Ecuación 1-24 - Fuerza a tracción en i viga

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Y

$$T_j = A_{s_{pos_viga}} \cdot f_y \cdot 1.25$$

Ecuación 1-25 - Fuerza a tracción en j viga

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

- Resistencia nominal a cortante

Para los nudos, se realizó el diseño al nudo más desfavorable, es decir, aquel que tiene en su conexión vigas continuas en los sentidos X y Y. Lo cual provoca mayor acumulación de momentos probables de las vigas y genera el máximo cortante en el panel del nudo.

Para poder determinar la resistencia nominal a cortante según la Tabla 18.8.4.3 de la ACI para marcos especiales a momento, primero se verificó para cada combinación de conexión su cumplimiento con los parámetros de la sección 15.2.6. Visto esto, se procedió a establecer si son confinadas, con la finalidad de poder definir la ecuación a utilizar para obtener su resistencia nominal.

Para esto, se verificó la condición de la Ecuación 1-26.

$$b_w \geq \frac{3}{4} \cdot b_{col}$$

Ecuación 1-26 - Condición de confinamiento

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

b_w : Base de la viga

b_{col} : Base de la columna

Bajo este proceso, cada combinación de columna-viga diseñada se determinó como continuo no confinado, por lo cual se utilizó la Ecuación 1-27, descrita en ACI 318 para su apartado correspondiente en las unidades de diseño previstas.

$$V_{nudo} = 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

Ecuación 1-27 - Cortante nominal del nudo

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

λ : 1 para concreto de peso normal

A_j : Área efectiva dentro del nudo

El área efectiva del nudo (A_j), se obtuvo de la multiplicación de la altura del nudo con su ancho efectivo, como se muestra en la Ecuación 1-28.

$$A_j = h_{nudo} \cdot b_{efectiva}$$

Ecuación 1-28 - Área efectiva del nudo

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

En donde, para el ancho efectivo se verificó que se cumplan las condiciones de la sección 15.4.2.4 de la ACI. Usando el menor valor entre las Ecuaciones 1-29 y 1-30, obtenidas de la sección 15.4.2.4.

$$b_{wviga} + h_{nudo}$$

Ecuación 1-29 - Condición a

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

h: La altura de nudo determinada con las condiciones de la sección 18.8.2.3. del ACI 318.

Y

$$b_{wviga} + 2x$$

Ecuación 1-30 - Condición b

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

x: La distancia perpendicular desde el eje longitudinal de la viga hasta la cara lateral más cercana de la columna.

Finalmente, se determinó un diseño adecuado de cada nudo, cuando se verificó el cumplimiento de la condición dada en la Ecuación 1-31.

$$\phi V_{nudo} > V_j$$

Ecuación 1-31 - Condición de diseño del nudo

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia al cortante en nudo, 0.85.

La resistencia nominal a cortante junto con las demandas y su ratio demanda capacidad son presentados en la Tabla 1-20.

Tabla 1-20 - Resumen de diseño de nudos

Nudo	V_j (tonnef)	ϕV_{nudo} (tonnef)	D/C
Columna 1 – Viga 1	89.65	320.02	0.28
Columna 2 – Viga 1	89.65	240.37	0.37
Columna 2 – Viga 2	91.77	240.37	0.38
Columna 3 – Viga 2	91.77	301.53	0.65
Columna 3 – Viga 3	97.63	301.53	0.69

Elaboración: Propia

En conjunto, el diseño estructural fue desarrollado mediante el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF), conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción y a los lineamientos del ACI 318-19. El diseño permitió verificar que el sistema de marcos especiales a momento adoptado posea capacidad resistente suficiente frente a las sollicitaciones gravitacionales y sísmicas consideradas en el análisis elástico. Un esquema del diseño es presentado en la Figura 1-31 y Figura 1-32.

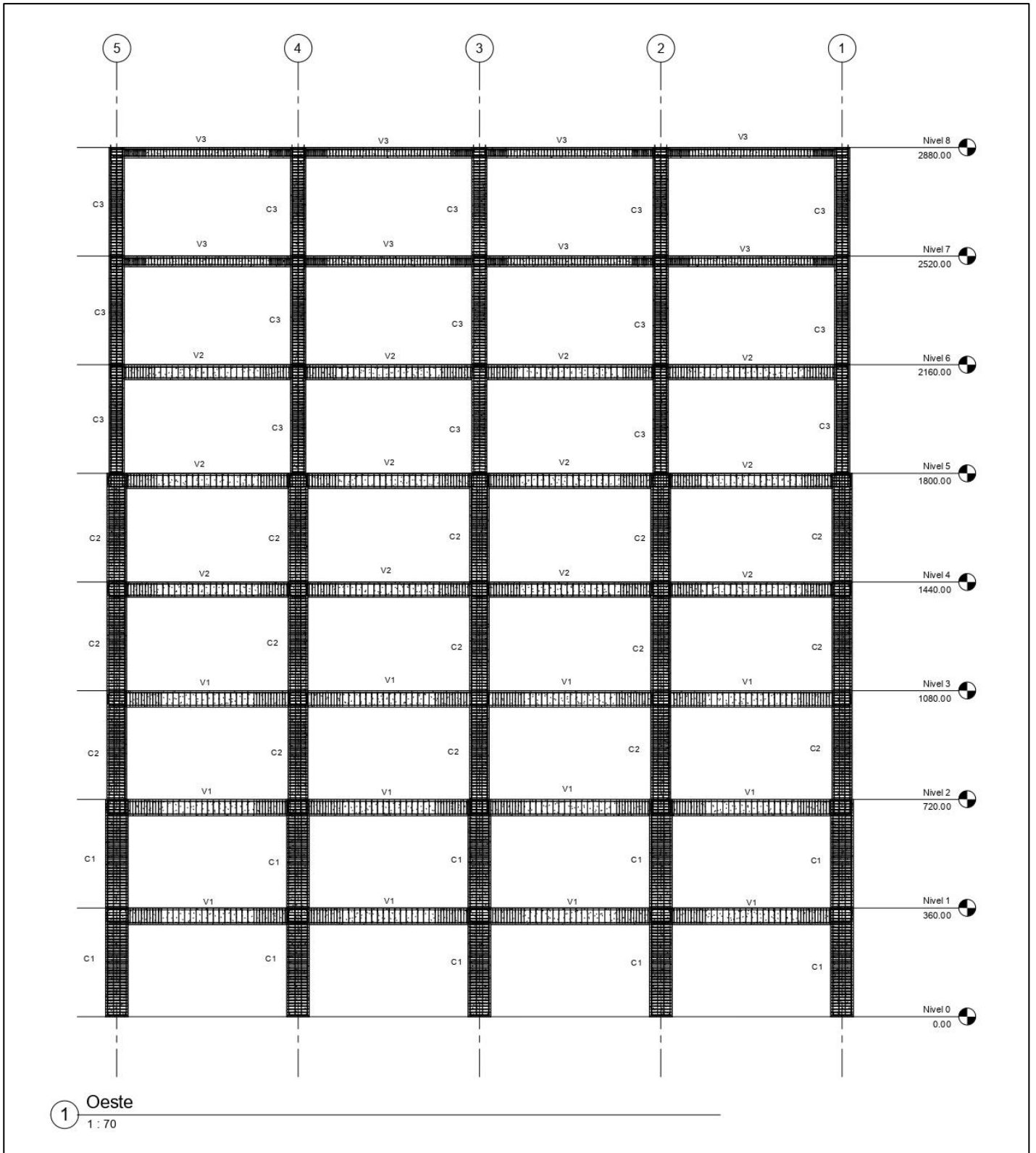


Figura 1-31 - Elevación del diseño estructural

Elaboración: Propia

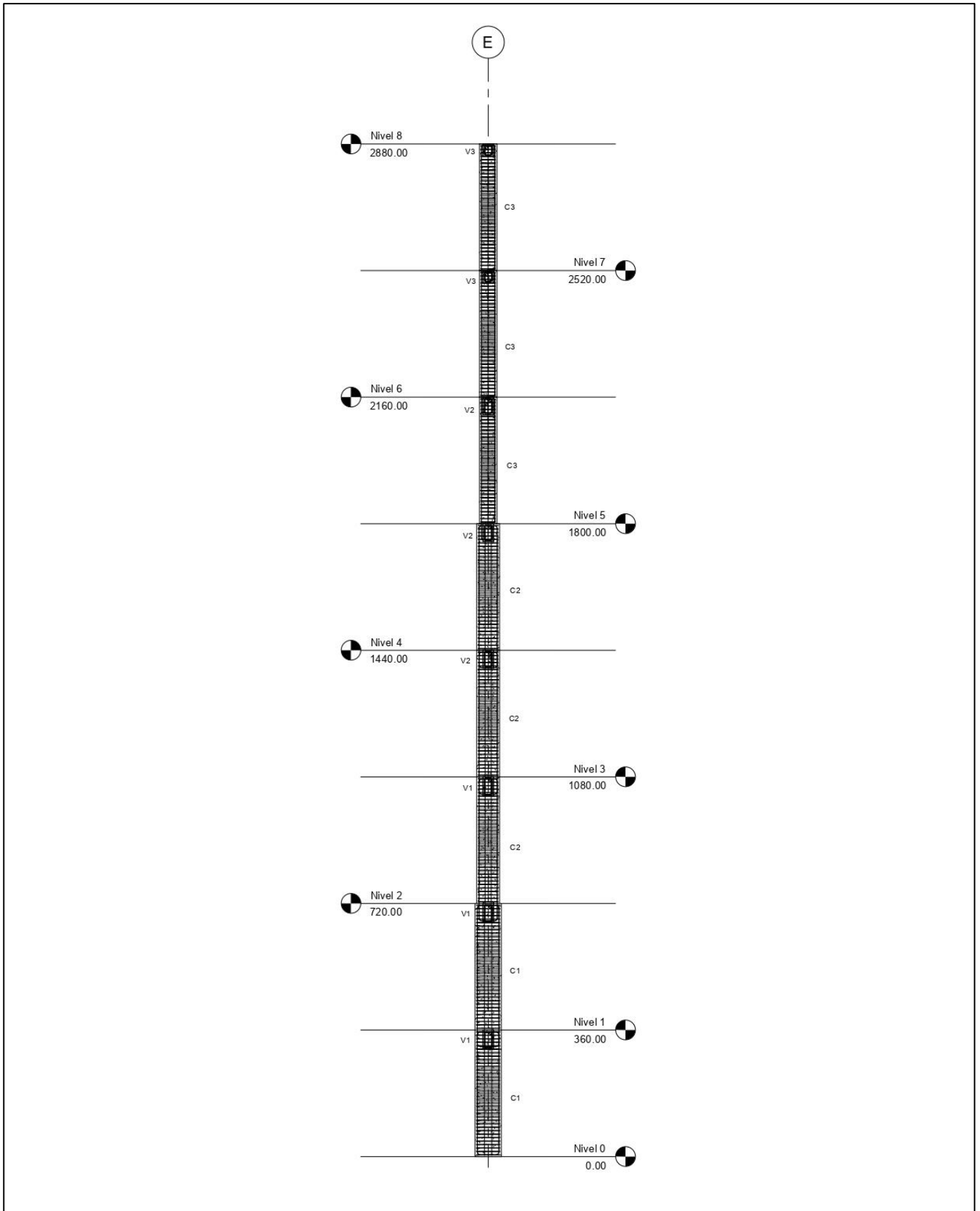


Figura 1-32 - Vista transversal del diseño estructural

Elaboración: Propia

CAPÍTULO II

2. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

2.1. Introducción al análisis por desempeño

El diseño estructural desarrollado en el capítulo anterior se realizó mediante el enfoque tradicional de diseño basado en fuerzas, conforme a los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y del ACI 318-19. Este procedimiento permitió definir las dimensiones y el refuerzo de los elementos estructurales para resistir las acciones gravitacionales y sísmicas consideradas. Sin embargo, este enfoque no permite representar de forma explícita el comportamiento no lineal que la estructura podría experimentar ante distintos niveles de amenaza sísmica.

Ante esta limitación, se emplea el enfoque de evaluación basada en desempeño. Este permite relacionar la respuesta estructural con parámetros como desplazamientos y deformaciones inelásticas, directamente asociados al comportamiento estructural. En este contexto, la respuesta sísmica no puede caracterizarse únicamente mediante fuerzas internas, ya que depende de la capacidad de la estructura para desarrollar deformaciones inelásticas (Fardis, 2009).

Para ello, es necesario emplear procedimientos que permitan representar la incursión de la estructura en el rango no lineal. Entre estos, el análisis estático no lineal permite estimar la capacidad sísmica global de la edificación mediante la obtención de la curva de capacidad y la identificación de la secuencia de formación de rótulas plásticas (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

Con base en este enfoque, en el presente capítulo se evalúa el desempeño sísmico del edificio diseñado en el Capítulo 1 mediante un modelo estructural no lineal. Para ello, se adoptan los lineamientos de la ASCE/SEI 41-13 para la representación del comportamiento inelástico de los elementos y la interpretación de la respuesta global de la edificación.

2.2. Definición de escenarios sísmicos

Para la evaluación del desempeño estructural se consideraron tres niveles de amenaza sísmica definidos en función de su período de retorno: 72, 475 y 2500 años.

El sismo con período de retorno de 475 años corresponde al evento de diseño establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, asociado una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Este nivel de amenaza constituye la base del diseño estructural desarrollado en el Capítulo 1 y se encuentra vinculado en la normativa a un nivel de desempeño de seguridad de vida (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

El sismo con período de retorno de 72 años representa un evento frecuente, asociado a una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años. Este nivel de amenaza no se encuentra vinculado explícitamente a un nivel de desempeño en la normativa; sin embargo, se asocia a un comportamiento estructural con daño limitado y conservación de la funcionalidad de la edificación (Priestley et al., 2007).

Por su parte, el sismo con período de retorno de 2500 años corresponde a un evento extremo, asociado a una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Este escenario se utiliza para evaluar condiciones cercanas al colapso y se vincula con un nivel de desempeño de prevención de colapso (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Tabla 2-1 - Niveles de amenaza sísmica considerados

Período de retorno Tr (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
72	50%	0.0138
475	10%	0.0021
2500	2%	0.0004

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Propia

2.3. Desarrollo de espectros de demanda sísmica

Para la evaluación del desempeño estructural, se desarrollaron los espectros de demanda sísmica correspondientes a los periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años. Estos espectros fueron definidos a partir de los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, considerando la aceleración sísmica en roca (Z), el tipo de suelo y los coeficientes de amplificación espectral.

Dado que la normativa no proporciona de manera explícita los valores de Z ni del factor η para todos los períodos de retorno considerados, estos fueron obtenidos mediante la interpretación de los diagramas de peligrosidad sísmica correspondientes a la zona de estudio según la Figura 2-1.

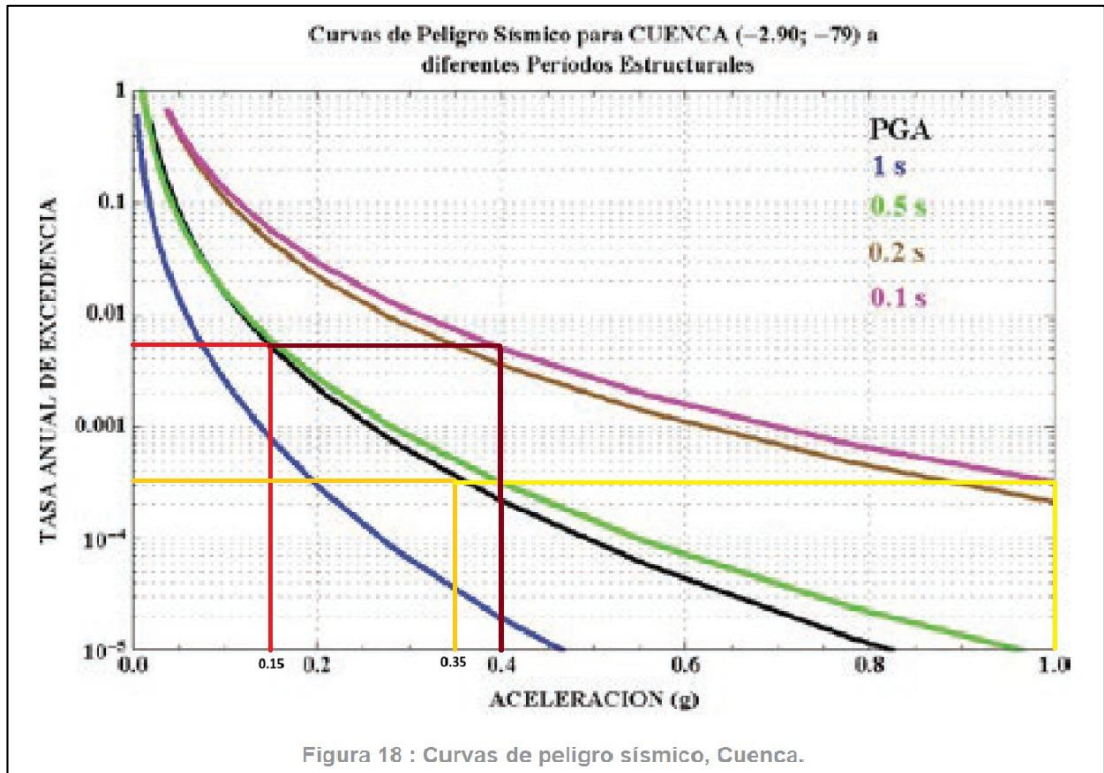


Figura 2-1 - Obtención de la aceleración sísmica en roca (Z)

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

A partir de estos valores, se construyeron los espectros elásticos de aceleración para cada período de retorno, siguiendo el procedimiento establecido en la sección 3.2.2 de la NEC-SE-DS.

Los valores adoptados para cada nivel de amenaza sísmica se resumen en la Tabla 2-2, mientras que los espectros correspondientes se presentan en las Figura 2-2.

Tabla 2-2 - Parámetros por cada demanda sísmica

Tr (años)	Z (g)	Tc (s)	Fa	Fd	Fs	η	r
72	0.15	0.454	1.4	1.36	0.85	2.66	
475	0.25	0.509	1.3	1.28	0.94	2.48	1
2500	0.35	0.545	1.23	1.15	1.06	2.86	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Propia

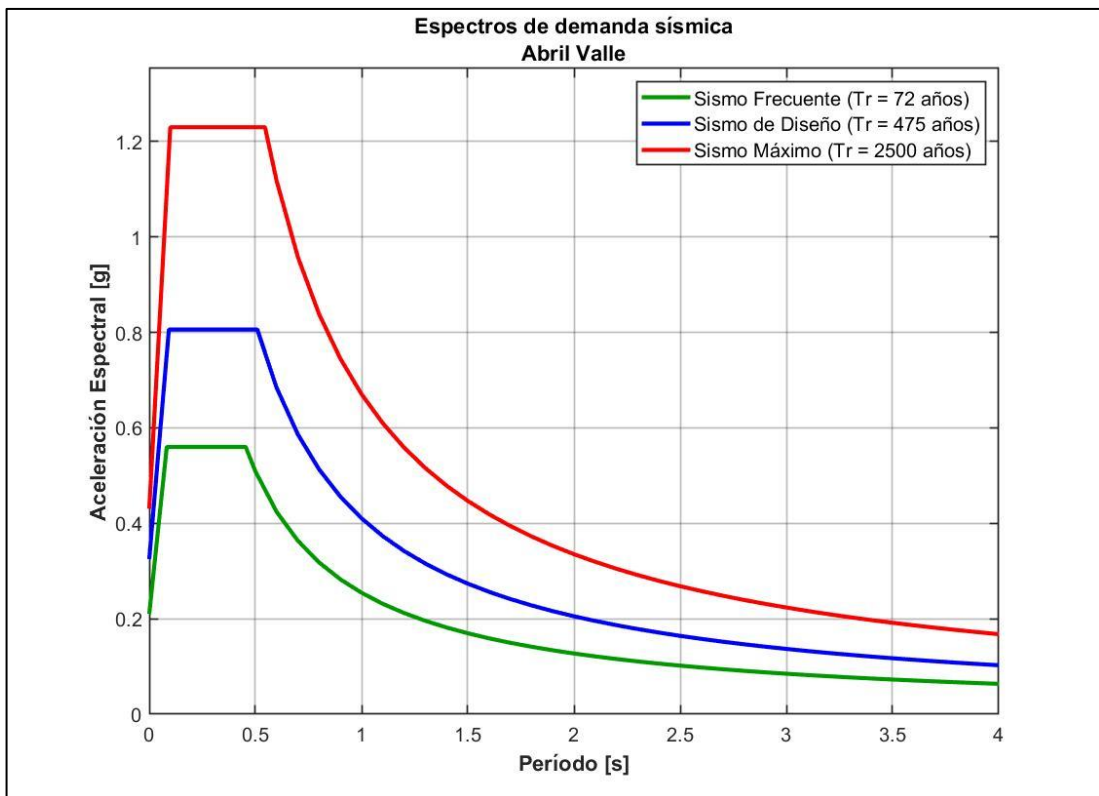


Figura 2-2 - Espectros de demanda sísmica para los períodos de retorno de 72, 475 y 2500 años

Elaboración: Propia

2.4. Modelo estructural no lineal

El análisis de desempeño estructural requiere un modelo capaz de representar el comportamiento inelástico de los elementos cuando la estructura es sometida a demandas sísmicas que exceden el rango lineal. Por esta razón, el modelo del edificio desarrollado en el Capítulo 1 fue adaptado para la ejecución del análisis estático no lineal del sistema de marcos especiales a momento.

A partir del modelo estructural previamente definido, se incorporaron las consideraciones necesarias para representar la respuesta no lineal de la estructura. Estas modificaciones incluyeron la consideración de efectos de segundo orden (P-Delta) y la asignación de rótulas plásticas en las regiones críticas de los elementos estructurales.

Los efectos de segundo orden (P-Delta) fueron considerados con el fin de incluir la influencia de las cargas gravitacionales actuando sobre la estructura cuando esta experimenta desplazamientos laterales. Estos efectos adquieren relevancia a medida que los desplazamientos aumentan, mientras que para deformaciones pequeñas su influencia es reducida (Chopra, 2014).

El comportamiento no lineal de los elementos se representó mediante la asignación de rótulas plásticas dúctiles en regiones críticas previamente identificadas. Estas rótulas constituyen idealizaciones concentradas de la no linealidad, mediante las cuales se representa la formación de zonas inelásticas en elementos estructurales (ASCE/SEI 41-13, 2014). En estas regiones se permite el desarrollo de deformaciones inelásticas asociadas a la disipación de energía, sin pérdida inmediata de la capacidad resistente, en concordancia con el comportamiento esperado en sistemas dúctiles (Paulay & Priestley, 1992).

2.5. Definición de Rótulas Plásticas

Para el desarrollo del análisis pushover, se definieron rótulas plásticas en los elementos estructurales del sistema resistente.

Su formulación se estableció de acuerdo con el tipo de elemento y con las solicitaciones que gobiernan su comportamiento. Para ello, se consideraron por separado los casos de vigas y columnas.

La modelación se basó en la idealización fuerza-deformación mediante los puntos A-B-C-D-E, empleada por la ASCE/SEI 41-13 para procedimientos no lineales en elementos de concreto reforzado. Esta representación permite definir la rigidez inicial, la resistencia efectiva, la capacidad de deformación inelástica y la degradación progresiva de la respuesta. Estos parámetros dependen del mecanismo de falla, del nivel de confinamiento transversal, de la cuantía longitudinal y de la demanda de cortante.

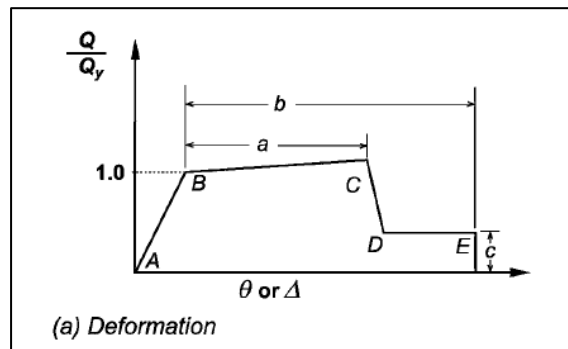


Figura 2-3 - Idealización fuerza - deformación de una rótula plástica dúctil

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

La Figura 2-3 presenta la idealización fuerza – deformación correspondiente a una rótula plástica asociada a un comportamiento dúctil en flexión. En este tipo de respuesta se permite el desarrollo progresivo de deformaciones inelásticas.

En contraste, los mecanismos de falla por cortante presentan un comportamiento frágil. Estos se caracterizan por una pérdida rápida de resistencia y una limitada capacidad de deformación. Por esta razón, su representación difiere del modelo dúctil adoptado para elementos controlados por flexión.

2.5.1. Rótulas plásticas en vigas

La modelación no lineal de vigas de concreto reforzado se realizó siguiendo los criterios establecidos en la ASCE/SEI 41 – 13 para procedimientos no lineales.

El procedimiento se desarrolló de manera secuencial, permitiendo definir la respuesta fuerza – deformación de cada elemento mediante la idealización de rótulas plásticas concentradas en sus extremos.

2.5.1.1. Clasificación del mecanismo de comportamiento

Como primer paso, se clasificó cada viga de acuerdo con su mecanismo de comportamiento, con el fin de identificar la sección de la tabla normativa aplicable para la definición de sus parámetros no lineales.

De acuerdo con la ASCE 41-13, las vigas pueden presentar comportamiento gobernado por flexión (Condition I), por cortante (Condition II), deslizamiento (Condition III) o por incorrecto empotramiento de los nudos (Condition IV).

En el presente estudio, las vigas fueron clasificadas como Condition I, es decir, elementos cuya plastificación puede desarrollarse antes de una falla por cortante.

Esta clasificación se verificó comprobando que la resistencia a cortante del elemento es suficiente para permitir el desarrollo del momento esperado, asegurando que el comportamiento inelástico este gobernado por la flexión.

2.5.1.2. Determinación de los parámetros de modelación

Una vez definido el mecanismo de comportamiento, se determinaron los parámetros necesarios para ingresar a la tabla correspondiente de ASCE/SEI 41-13 (Tabla 10-7).

Para ello, se evaluaron los siguientes parámetros adimensionales que caracterizan la capacidad de deformación del elemento:

- Relación de cuantías longitudinales

$$\frac{(\rho - \rho')}{\rho_{bal}}$$

Ecuación 2-1 - Relación de cuantías longitudinales

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

ρ : cuantía de acero a tracción (relación entre el área de acero a tracción y el área efectiva de la sección)

ρ' : cuantía de acero a compresión

ρ_{bal} : cuantía balanceada, correspondiente al estado en el cual el acero a tracción fluye simultáneamente con el aplastamiento del concreto

Las cuantías longitudinales se determinaron mediante la expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Ecuación 2-2 - Cuantía longitudinal

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

A_s : área de acero a tracción

b_w : ancho de la sección

d : peralte efectivo

La cuantía balanceada se calculó como:

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

Ecuación 2-3 - Cuantía balanceada

Fuente: (ACI 318-19, 2019)

Donde:

β_1 : factor del bloque de compresión del concreto

ϵ_{cu} : deformación última del concreto

ϵ_y : deformación de fluencia del acero

- Índice de demanda de cortante

$$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$$

Ecuación 2-4 - Índice de demanda de cortante

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

V: Cortante asociado al desarrollo del mecanismo plástico del elemento, obtenido a partir del equilibrio de momentos esperados en los extremos de la viga, obtenido en la Ecuación 1-14.

- Condición de confinamiento del elemento

Se verificó que el refuerzo transversal dispuesto en la región crítica satisface la condición de elemento “*conforming*”, al cumplir con los requisitos de espaciamiento y resistencia transversal exigidos por la ASCE 41-13 en las Ecuaciones 2-4 y 2-5:

$$V_s > \frac{3}{4}V_d$$

Ecuación 2-5 - Condición de confinamiento 1 (Vigas)

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

$$S \leq \frac{d}{3}$$

Ecuación 2-6 - Condición de confinamiento 2 (Vigas)

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

V_s: Resistencia a la cortante asociada al acero transversal, obtenida en la Ecuación 1-16

S: Separación del acero transversal

Estos parámetros permiten ubicar el caso correspondiente dentro de la tabla normativa y obtener los valores de:

a: Deformación en inicio de degradación

b: Deformación última significativa

c: Resistencia residual

Además de los límites de desempeño: IO, LS, y CP.

Cuando los valores calculados no coinciden exactamente con los definidos en la tabla, se realizó interpolación lineal, conforme a lo indicado por ASCE 41-13.

Los parámetros obtenidos fueron definidos de manera independiente para momentos positivos y negativos, debido a la asimetría en cuantía de refuerzo longitudinal y son expresados en las Tablas 2-3 y 2-4.

Tabla 2-3 - *Parámetros de modelación (Momento esperado negativo) Vigas*

Elemento	$(\rho - \rho') / \rho_{bal}$	$V / (bwd\sqrt{f'c})$	a	b	c	IO	LS	CP
Viga 1 (30x55)	0.216	0.883	0.023	0.041	0.020	0.007	0.023	0.041
Viga 2 (30x50)	0.241	0.927	0.023	0.040	0.020	0.007	0.023	0.040
Viga 3 (30x35)	0.365	1.123	0.021	0.035	0.020	0.006	0.021	0.035

Elaboración: Propia

Tabla 2-4 - *Parámetros de modelación (Momento esperado positivo) Vigas*

Elemento	$(\rho - \rho') / \rho_{bal}$	$V / (bwd\sqrt{f'c})$	a	b	c	IO	LS	CP
Viga 1 (30x55)	-0.216	0.883	0.025	0.050	0.020	0.010	0.025	0.050
Viga 2 (30x50)	-0.241	0.927	0.025	0.050	0.020	0.010	0.025	0.050
Viga 3 (30x35)	-0.365	1.123	0.025	0.050	0.020	0.010	0.025	0.050

Elaboración: Propia

2.5.1.3. Rotación de fluencia

La rotación de fluencia se determinó a partir de la curvatura de fluencia, empleando la Ecuación 2-7.

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c \cdot I} \cdot l_p$$

Ecuación 2-7 - Rotación de fluencia

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

M_y : Momento esperado de la sección. En el presente estudio, este valor se adoptó igual al momento probable (M_{pr}) obtenido en el diseño por capacidad desarrollado en el Capítulo 1: Tabla 1-12.

I : Momento de inercia efectivo del miembro (En vigas, se usa $0,3I_x$)

l_p : Longitud de rótula plástica, estimada en función de la geometría del elemento.

2.5.1.4. Definición de la curva idealizada A-B-C-D-E

Con los parámetros anteriores, se construyó la curva fuerza-deformación idealizada A-B-C-D-E para cada rótula plástica, normalizada para el momento esperado:

Punto A: Estado inicial sin carga

Punto B: Fluencia efectiva del elemento (definida por θ_y , con M/M_y de 1)

Punto C: Inicio de degradación (definida por el parámetro a , con M calculado con una pendiente del 2% del ramal ascendente)

Punto D: Resistencia residual (definida como un 90% de la rotación del punto E, con un M asociado al parámetro c)

Punto E: falla última (definida por el parámetro b , con un M asociado al parámetro c)

En la modelación no lineal adoptada, el comportamiento elástico de los elementos estructurales es representado directamente por las propiedades de rigidez definidas en el modelo global en ETABS. Por esta razón, la formulación de las rótulas plásticas se limita a representar la respuesta inelástica del elemento. Para evitar la duplicación de rigidez en el tramo elástico, las rotaciones fueron referidas a la rotación de fluencia.

En consecuencia, la curva fuerza-deformación asignada a las rótulas considera únicamente un modelo rígido plástico. Este enfoque es consistente con la idealización

de plasticidad concentrada empleada en la ASCE/SEI 41-13 y es presentado en las Figuras 2-4, 2-5 y 2-6.

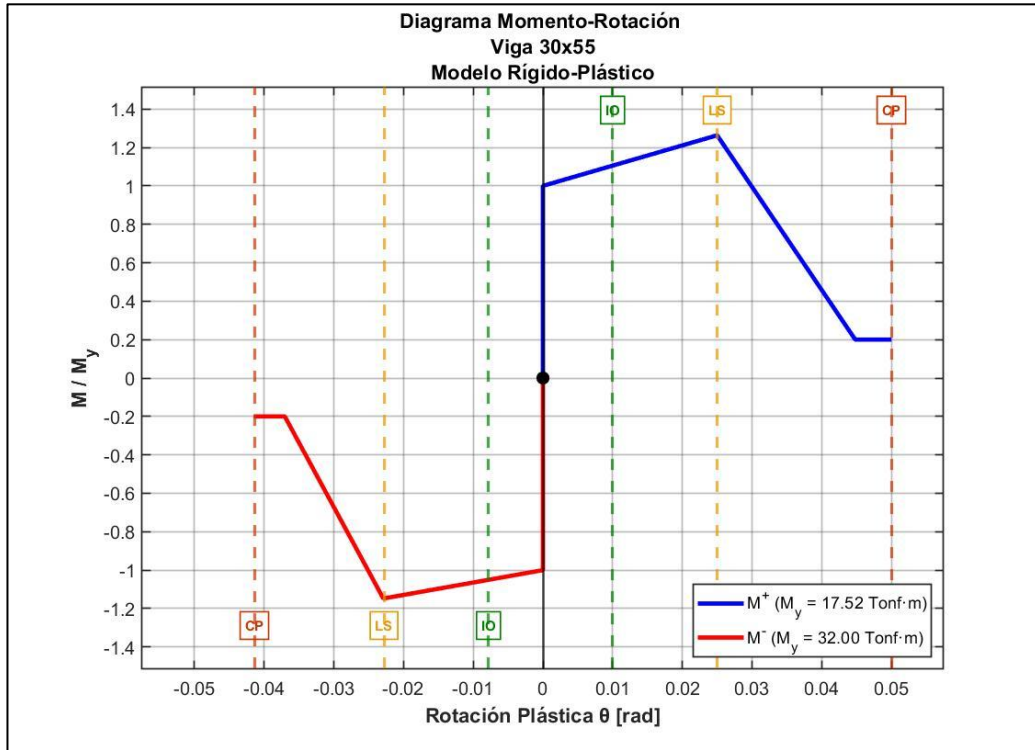


Figura 2-4 - Rótula plástica V1

Elaboración: Propia

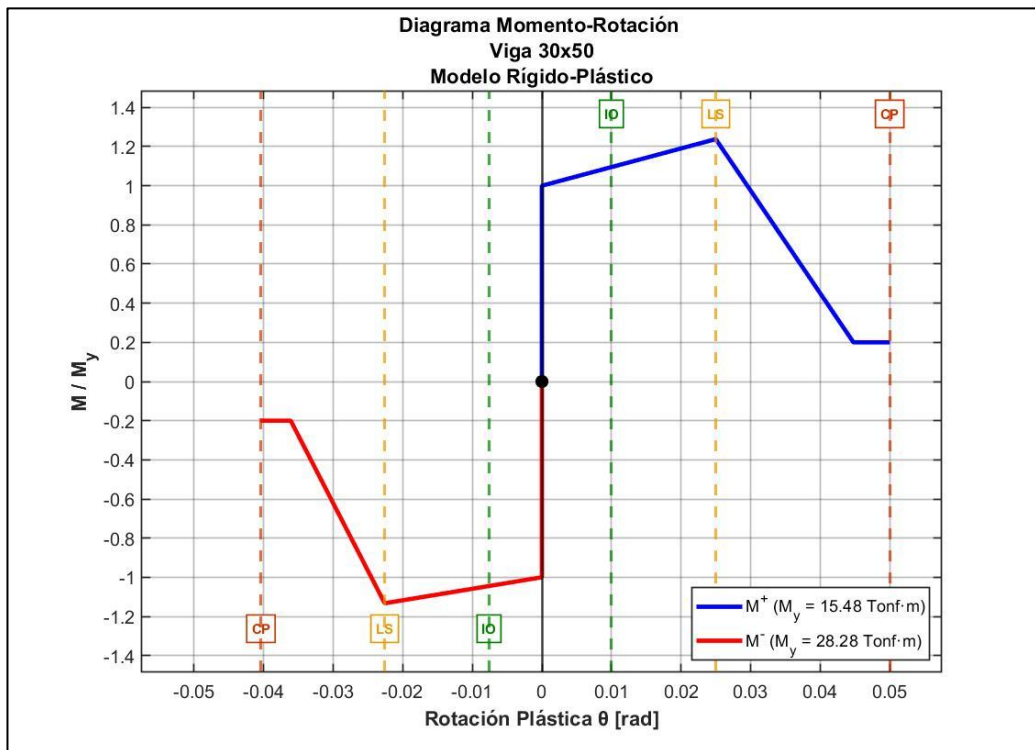


Figura 2-5 - Rótula plástica V2

Elaboración: Propia

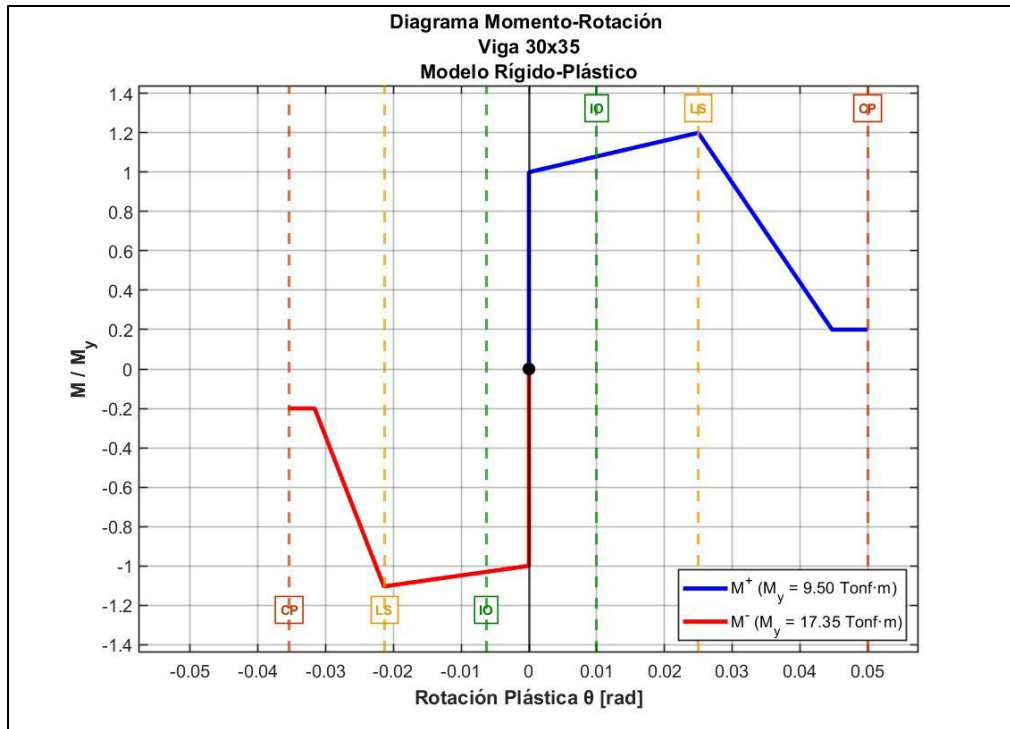


Figura 2-6 - Rótula plástica V3

Elaboración: Propia

2.5.2. Rótulas plásticas en columnas

En el caso de las columnas, la definición de las rótulas plásticas se realizó considerando la interacción entre carga axial y flexión (P-M2-M3), debido a que su comportamiento inelástico depende tanto del modo de falla como del nivel de carga axial actuante en la sección. A diferencia de las vigas, en columnas la capacidad de deformación resulta por la combinación de estos efectos.

2.5.2.1. Identificación del modo de falla (Clasificación ASCE 41-13)

Como primer paso, se determinó el modo de falla esperado de las columnas, con el fin de seleccionar la condición aplicable dentro de la ASCE/SEI 41-13.

De acuerdo con *C10.4.2.2.2*, la clasificación del comportamiento de columnas se realiza en función de la relación:

$$\frac{V_p}{V_o}$$

Ecuación 2-8 - Ratio de capacidad a cortante

Donde:

V_p : Cortante asociado al desarrollo de los momentos plásticos esperados en los extremos del elemento, obtenido en la Ecuación 1-21.

V_o : Resistencia nominal a corte de la sección, obtenido mediante la Ecuación 1-18.

Con base en los valores obtenidos de V_p/V_o , las columnas del presente estudio fueron clasificadas dentro de la condición correspondiente, tal como se presenta en la Tabla 2-5.

Tabla 2-5 - Clasificación de columnas según ASCE 41-13

Elemento	V_p (tonnef)	V_o (tonnef)	V_p / V_o	Condición
Columna 1 (75x75)	101.64	173.32	0.59	I Column Controlled by Flexure
Columna 2 (65x65)	67.47	145.28	0.46	I Column Controlled by Flexure
Columna 3 (50x50)	31.83	105.93	0.3	I Column Controlled by Flexure

Elaboración: Propia

La influencia del nivel de carga axial se incorpora posteriormente en la definición de la capacidad de deformación.

2.5.2.2. Niveles de carga axial considerados

Como segundo paso, se definieron niveles representativos de carga axial mediante el parámetro adimensional:

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c}$$

Ecuación 2-9 - Nivel de carga axial considerado

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

P: Valor de carga axial considerada (tonnef)

A_g: Área bruta de la sección transversal de la columna

Se consideraron tres valores: 0,1; 0,3 y 0,6, con el objetivo de representar distintos estados de sollicitación axial dentro del rango de trabajo de las columnas.

Valores bajos de carga axial permiten el desarrollo de mayores deformaciones inelásticas, mientras que niveles elevados reducen significativamente la ductilidad.

En particular, para valores cercanos a 0,6 $A_g f'_c$, se ha observado experimentalmente la posible ocurrencia de falla axial posterior a la pérdida de resistencia lateral. Se refleja en una disminución significativa de la capacidad de deformación del elemento (ASCE/SEI 41-13, 2014).

2.5.2.3. Resistencia a flexión asociada a cada nivel de carga axial

Para cada uno de los niveles de carga axial considerados, se determinaron los correspondientes valores de resistencia a flexión de la sección.

Estos valores fueron obtenidos a partir de diagramas de interacción generados en ETABS, sin considerar el factor de reducción de resistencia ϕ , y utilizando valores de esfuerzo del acero esperado. Los valores obtenidos se reflejan en la Tabla 2-6.

Tabla 2-6 - *Momentos esperados adoptados para la definición de rótulas plásticas en columnas*

Elemento	$\frac{P}{A_g \cdot f'_c}$	P (tonnef)	Mesp (tonnef * m)
	0.1	157.50	138.04
C1 (75x75)	0.3	472.50	183.92
	0.6	945	162.19
	0.1	118.30	90.11
C2 (65x65)	0.3	354.90	119.11
	0.6	709.90	105.67
	0.1	70	38.66
C3 (50x50)	0.3	210	51.71
	0.6	420	46.33

Elaboración: Propia

2.5.2.4. Determinación de los parámetros de modelación

Una vez definida la condición de comportamiento y los niveles de carga axial, se empleó la Tabla 10-8 de la ASCE/SEI 41-13 para obtener los parámetros de modelación a, b y c, así como los límites de aceptación asociados a los niveles de desempeño IO, LS y CP.

En los casos intermedios, particularmente para el nivel axial de 0,3, los valores se determinaron por interpolación lineal entre los casos límite definidos por la norma. Para ello, se evaluó el siguiente parámetro adimensional que caracteriza la capacidad de deformación del elemento:

- Cuantía de refuerzo transversal

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S}$$

Ecuación 2-10 - Cuantía de refuerzo transversal

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Donde:

A_v : área de acero transversal

b_w : ancho de la sección

S : separación de los estribos

Los parámetros obtenidos fueron definidos de manera independiente para cada tipo de columna, debido y son expresados en las Tablas 2-7, 2-8 y 2-9.

Tabla 2-7 - *Parámetros de modelación C1*

$P_u / A_g \cdot f'_c$	$A_v / b_w \cdot S$	a	b	c	IO	LS	CP
0.1	0.0063	0.035	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
0.3	0.0063	0.025	0.040	0.12	0.004	0.031	0.040
0.6	0.0063	0.010	0.010	0	0.003	0.009	0.010

Elaboración: Propia

Tabla 2-8 - *Parámetros de modelación C2*

$P_u / A_g \cdot f'_c$	$A_v / b_w \cdot S$	a	b	c	IO	LS	CP
0.1	0.0072	0.035	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
0.3	0.0072	0.025	0.040	0.12	0.004	0.031	0.040
0.6	0.0072	0.010	0.010	0	0.003	0.009	0.010

Elaboración: Propia

Tabla 2-9 - *Parámetros de modelación C3*

$Pu / Ag \cdot f'c$	$Av / bw \cdot S$	a	b	c	IO	LS	CP
0.1	0.0094	0.035	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
0.3	0.0094	0.025	0.040	0.12	0.004	0.031	0.040
0.6	0.0094	0.010	0.010	0	0.003	0.009	0.010

Elaboración: Propia

2.5.2.5. Rotación de fluencia

La rotación de fluencia se determinó a partir de la curvatura de fluencia, empleando la Ecuación 2-7. Con variaciones en la inercia efectiva de las secciones en función del nivel de agrietamiento y de la influencia de la carga axial en la rigidez efectiva del elemento:

$0.3I_x$ para nivel de carga axial de 0.1.

$0.4I_x$ para nivel de carga axial de 0.3.

$0.7I_x$ para nivel de carga axial de 0.6.

2.5.2.6. Ajuste para niveles elevados de carga axial

Para el nivel de carga axial de 0,6 $Agf'c$ se observó que la formulación directa de la rótula generaba una respuesta no física en la rama descendente de la curva momento – rotación. Este comportamiento es consistente con la reducción significativa de la capacidad de deformación en columnas sometidas a altos niveles de carga axial. Esto conduce a una pérdida súbita de la capacidad resistente.

En consecuencia, se ajustaron los parámetros de modelación con el fin de garantizar una degradación monótonica de la resistencia, en concordancia con el comportamiento esperado del elemento.

2.5.2.7. Definición de la curva idealizada A-B-C-D-E

Finalmente, con los parámetros de resistencia y deformación definidos, se construyó la idealización de la rótula plástica de columna mediante el esquema A-B-C-D-E definido en la sección 2.5.4.1.

Esta representación permite incorporar la interacción axial-flexión (P-M2-M3) en la modelación no lineal, capturando la influencia del nivel de carga sobre la ductilidad del elemento. Se presenta en los modelos rígido plástico de las Figuras 2-7, 2-8 y 2-9.

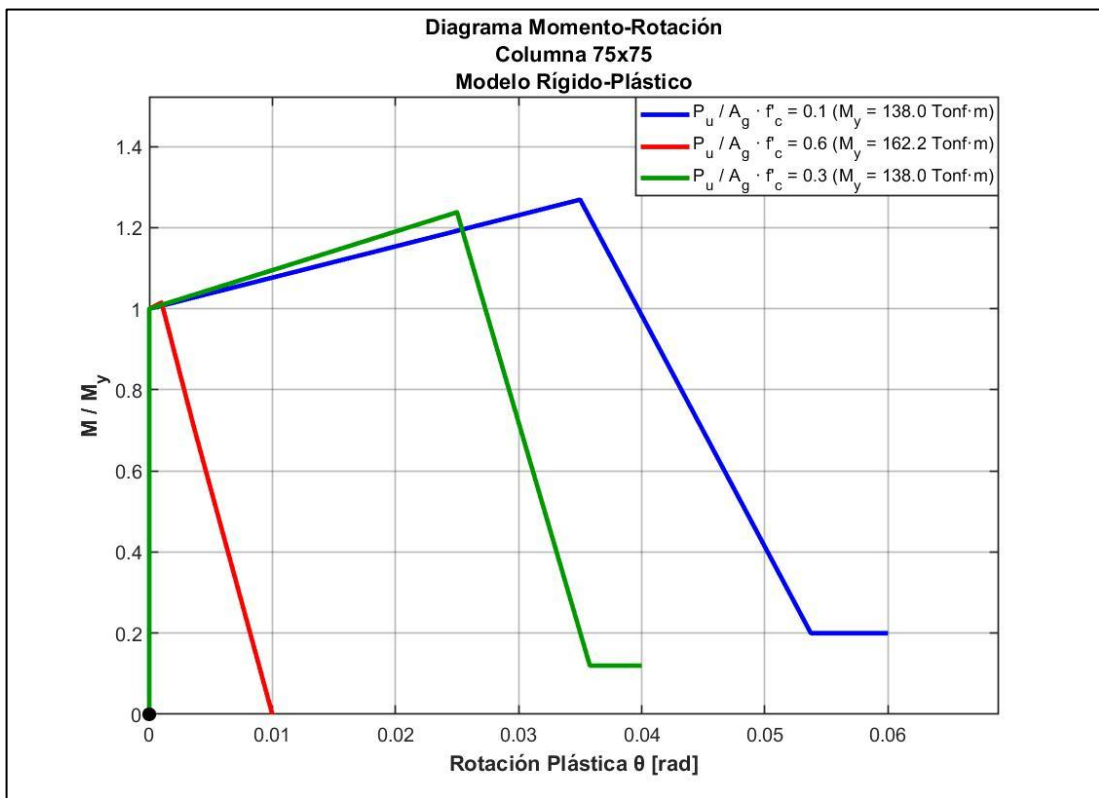


Figura 2-7 - Rótula plástica C1

Elaboración: Propia

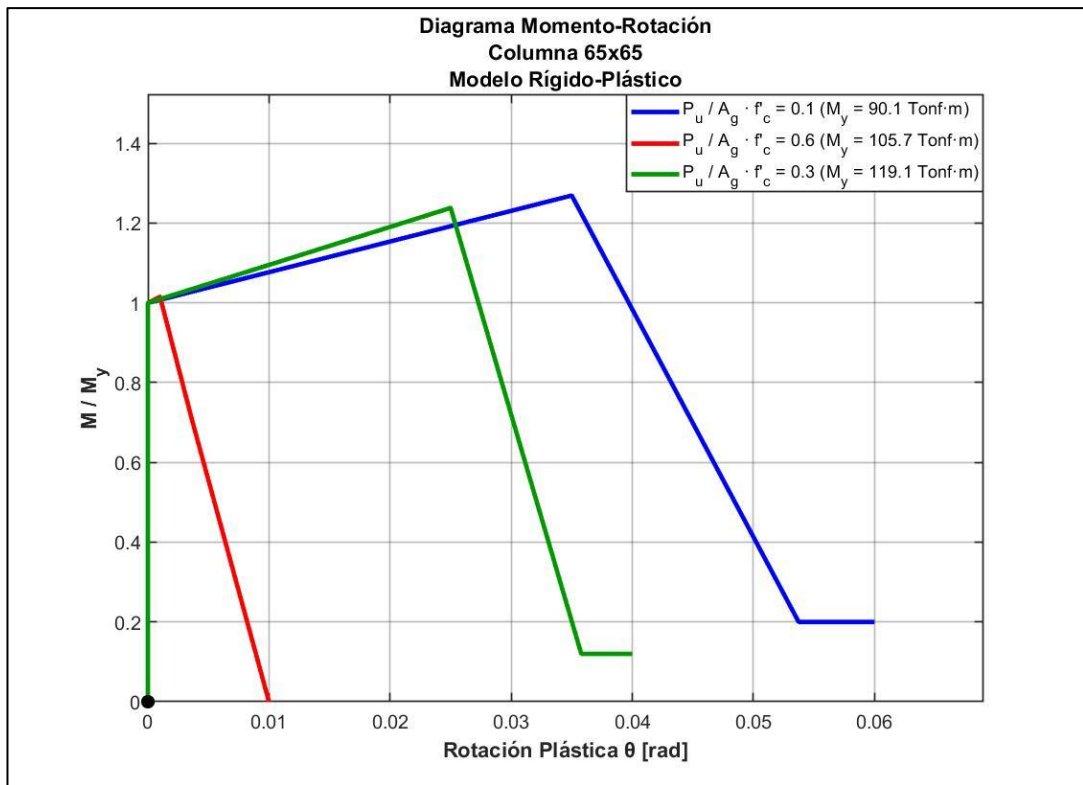


Figura 2-8 - Rótula C2

Elaboración: Propia

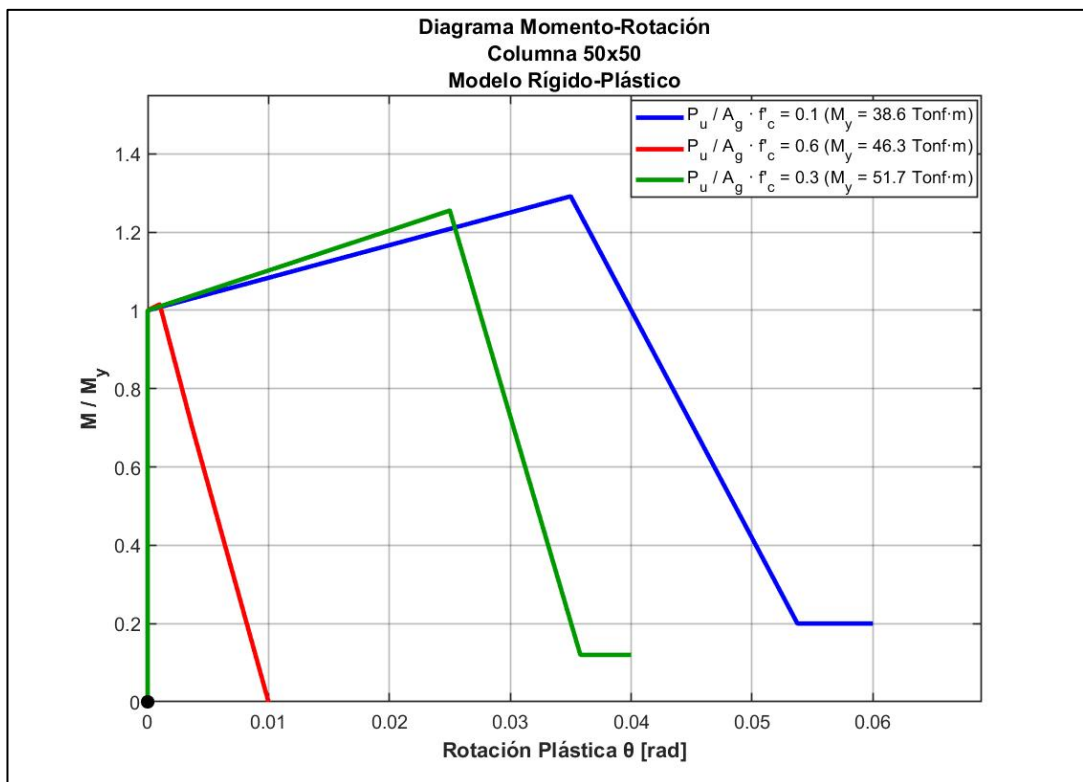


Figura 2-9 - Rótula C3

Elaboración: Propia

2.6. Análisis estático no lineal tipo pushover

El análisis estático no lineal tipo pushover se ejecutó con el objetivo de evaluar la capacidad sísmica global de la estructura en el rango inelástico, mediante la aplicación incremental de cargas laterales sobre el modelo estructural (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

En análisis se desarrolló en el software ETABS, partiendo de un modelo estructural no lineal que incluye cargas gravitacionales y efectos de segundo orden (P-Delta). De esta manera, se consideró la influencia de dichas cargas sobre la estructura deformada.

La carga lateral se aplicó mediante un patrón modal correspondiente al primer modo de vibración en la dirección del análisis. Este tipo de distribución permite representar de manera más adecuada la deformación global del sistema, capturando la contribución dinámica dominante. Además, evita las limitaciones de distribuciones estáticas simplificadas, como la triangular, que no reproducen la forma modal real ni la distribución efectiva de fuerzas inerciales (Fajfar, 2000).

El control del análisis se realizó por desplazamiento, utilizando como punto de control el centro de masa del último nivel.

Durante el análisis, se permitió la formación progresiva de rótulas plásticas y se monitoreó su secuencia para identificar el mecanismo de respuesta estructural.

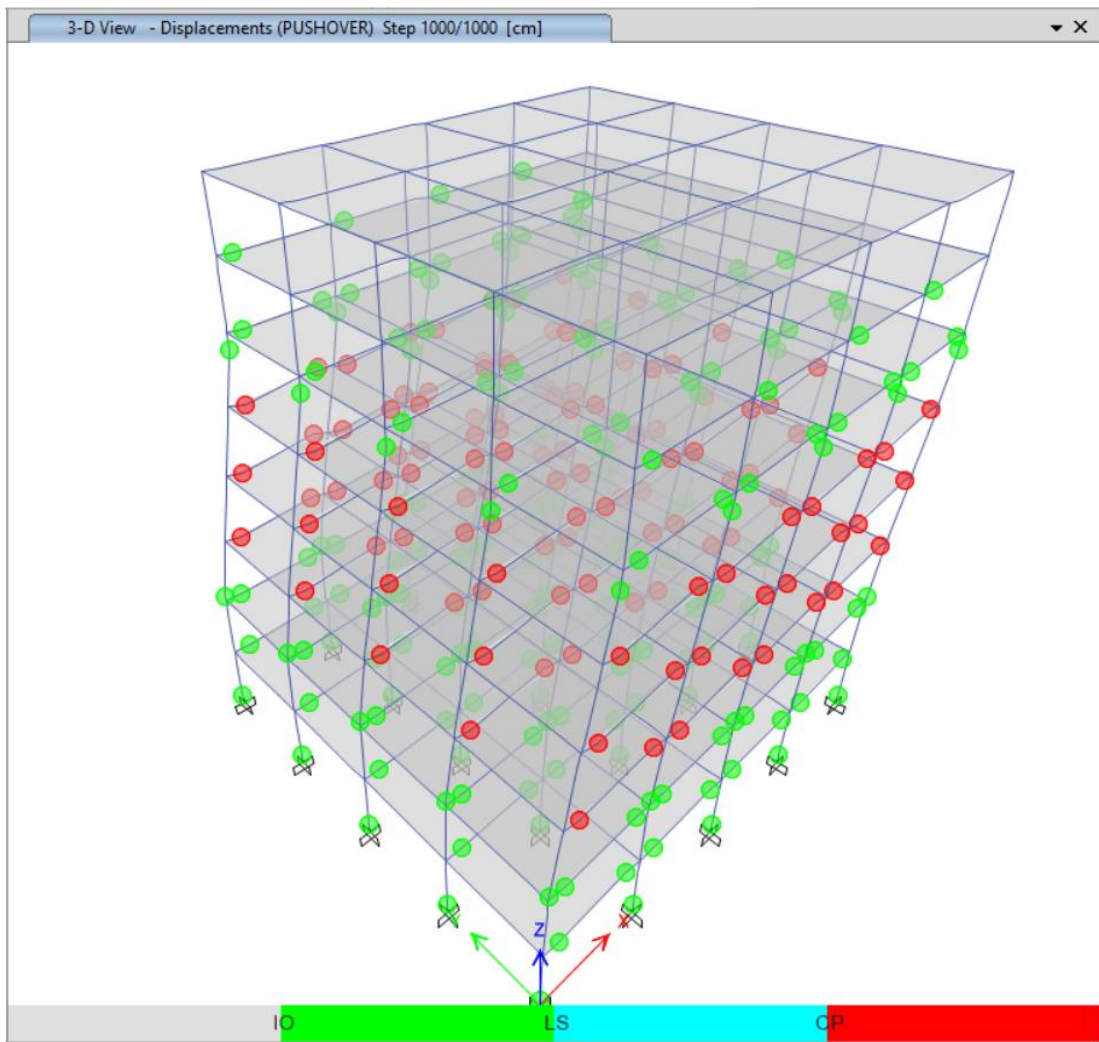


Figura 2-10 - Formación de mecanismo tipo panel y distribución de rótulas plásticas en estado final del análisis pushover

Elaboración: Propia

La Figura 2-10 presenta la configuración deformada y la distribución de rótulas plásticas en el estado final del análisis. Se observó la concentración de deformaciones inelásticas en los pisos tres, cuatro y cinco; evidenciando un mecanismo tipo panel. Este comportamiento se caracteriza por la pérdida de rigidez lateral y una elevada concentración de deformaciones en dicho nivel.

2.7. Curva de capacidad estructural

Como resultado del análisis estático no lineal, se obtuvo la curva de capacidad estructural, la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral del nivel superior de la estructura.

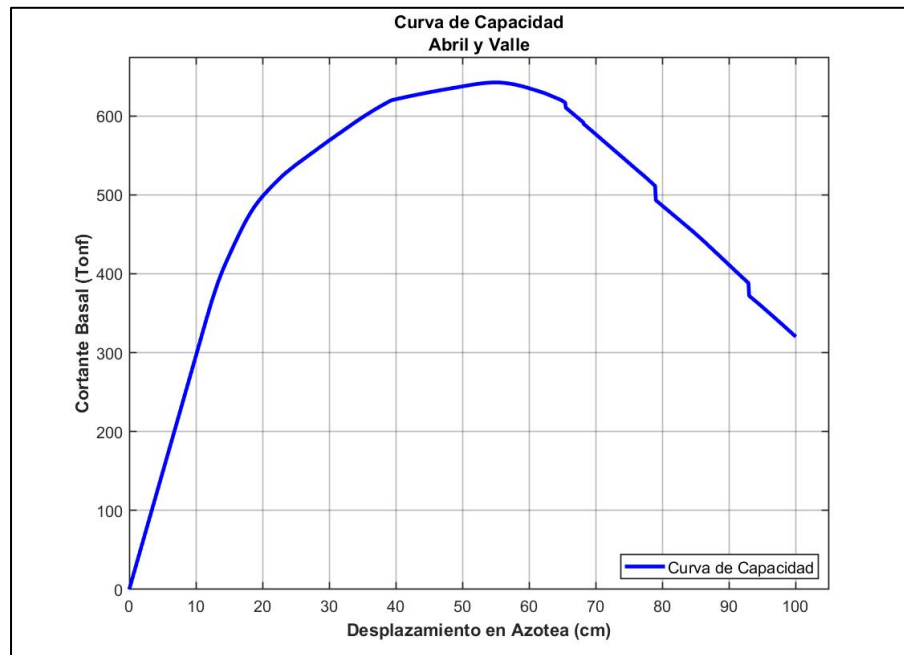


Figura 2-11 - Curva de capacidad estructural
Elaboración: Propia

En esta representación inicial, la curva se expresa en términos de cortante basal y desplazamiento, con el fin de visualizar directamente la respuesta global de la estructura.

En el tramo inicial, la curva presenta un comportamiento aproximadamente lineal, correspondiente al régimen elástico. A partir de la formación de rótulas plásticas, se observa una reducción progresiva de la rigidez, evidenciando el ingreso al rango inelástico.

La estructura alcanza un valor máximo de resistencia, correspondiente a su capacidad última. Posteriormente, se presenta una degradación de resistencia, asociada a la acumulación de daño y a la formación de un mecanismo global.

Esta curva constituye la base para la evaluación del desempeño estructural mediante métodos basados en desplazamientos (FEMA 440, 2005).

2.8. Método de los coeficientes (ASCE 41-13)

2.8.1. Fundamento del método

El análisis estático no lineal permite estimar la capacidad global de la estructura mediante la obtención de la curva de capacidad; sin embargo, esta curva por sí sola no define directamente la respuesta sísmica ante las demandas impuestas por un evento sísmico específico (Chopra, 2014).

Para estimar dicha demanda, la ASCE/SEI 41 – 13 establece el método de los coeficientes, mediante el cual el sistema estructural de múltiples grados de libertad (MDOF) se representa por un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF), incorporando factores que consideran efectos de inelasticidad y degradación (ASCE/SEI 41-13, 2014).

El resultado es el desplazamiento objetivo, que representa la máxima respuesta global esperada para un nivel de amenaza sísmica y constituye la base para la evaluación del desempeño estructural (Fajfar, 2000).

2.8.2. Idealización bilineal de la curva de capacidad

La aplicación del método de coeficientes requiere la idealización de la curva de capacidad mediante un modelo bilineal equivalente, con el fin de representar de forma simplificada el comportamiento inelástico global de la estructura (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Esta idealización se realiza a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis pushover, definiendo una rigidez inicial, un punto de fluencia efectivo y una rama post – elástica. El punto de fluencia se determina de manera que se cumpla la equivalencia de áreas entre la curva real y la idealizada, garantizando que ambas representen la misma energía disipada durante la respuesta inelástica (ATC-40, 1996).

Se definió el desplazamiento último como aquel correspondiente al punto en la rama descendente en el que la resistencia se reduce al 80% del valor máximo alcanzado. Este criterio es empleado en procedimientos de análisis no lineal para representar la degradación de resistencia en la estructura (ATC-40, 1996).

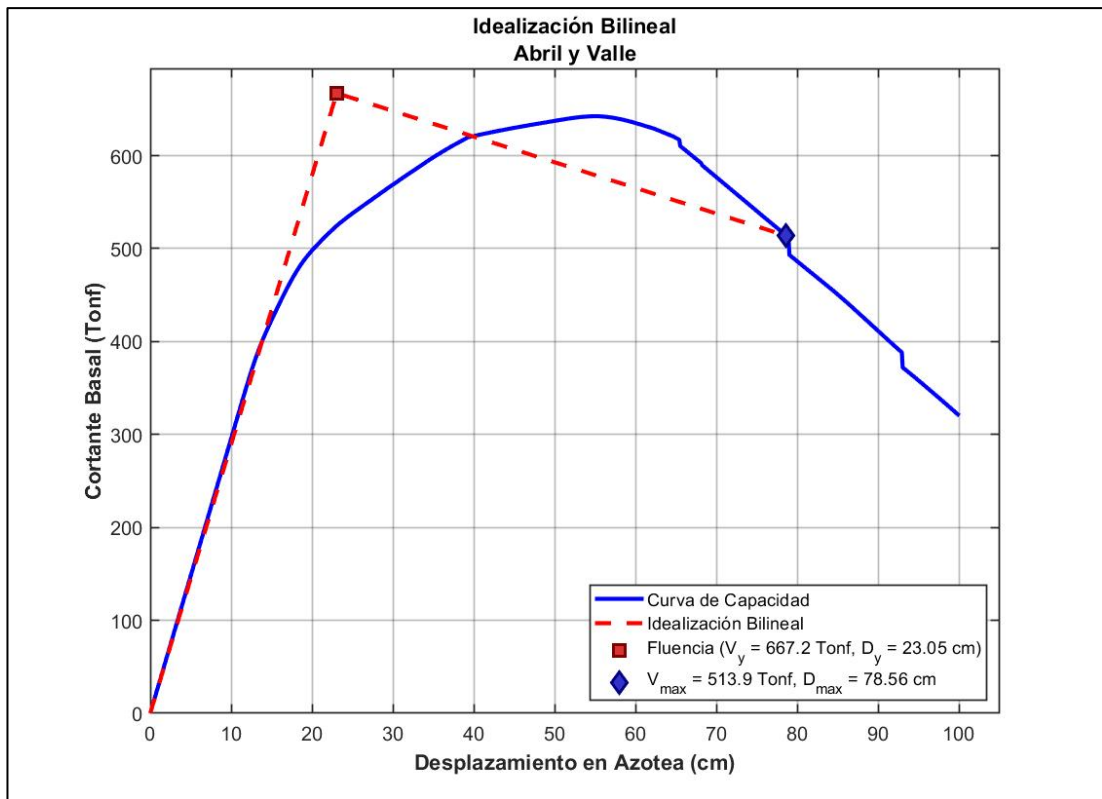


Figura 2-12 - Idealización bilineal

Elaboración: Propia

Adicionalmente, la definición del punto de fluencia considera que la resistencia correspondiente en la idealización bilineal se ubique en torno al 60% del cortante máximo ($0,6 V_y$), conforme a los lineamientos establecidos en ASCE/SEI 41-13. Este criterio permite una representación adecuada del inicio del comportamiento inelástico.

Tabla 2-10 - Parámetros de la idealización bilineal

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Cortante de fluencia	V_y	667.2	tonnef
Desplazamiento de fluencia	Δy	23.05	cm
Cortante asociado al desplazamiento último	V_u	513.93	tonnef
Desplazamiento último	Δu	78.556	cm
Rigidez inicial	K_e	29.56	tonnef/cm

Elaboración: Propia

La idealización bilineal obtenida permite caracterizar la resistencia y rigidez efectiva del sistema estructural, constituyendo la base para la aplicación del método de los coeficientes en la determinación del desplazamiento objetivo.

2.8.3. Determinación del desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo se determinó mediante el método de coeficientes establecido en ASCE/SEI 41-13, el cual permite estimar la respuesta máxima inelástica del sistema estructural a partir de la curva de capacidad idealizada.

$$\delta t = C0 \cdot C1 \cdot C2 \cdot \left(\frac{Sa \cdot Te^2}{4\pi^2 g} \right)$$

Ecuación 2-11 - Ecuación del desplazamiento objetivo

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Elaboración: Propia

Donde:

δt = Desplazamiento objetivo.

$C0$ = Factor de transformación del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) a un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF).

$C1$ = Factor que considera efectos de la inelasticidad.

$C2$ = Factor que incorpora la degradación de rigidez y resistencia.

Sa = Aceleración espectral asociada al período efectivo T_e

g = Aceleración de la gravedad

- Factor $C0$

El factor $C0$ se determinó mediante la expresión analítica establecida en la ecuación C7-5 de ASCE/SEI 41 -13, la cual se basa en la forma modal dominante de la estructura.

$$C0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_1^N (m_i \cdot \varphi_{i,n})}{\sum_1^N (m_i \cdot \varphi_{i,n}^2)}$$

Ecuación 2-12 - Ecuación factor C0

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Elaboración: Propia

Donde:

m_i : Masa del nivel i

ϕ_i : Valor modal del modo 1 en el nivel i

Los valores de masa y factores modales empleados para el cálculo del coeficiente C0 se presentan en la Tabla 2-12.

Tabla 2-11 - *Parámetros para el cálculo del coeficiente C0*

Nivel	m_i (tonnef)	ϕ_i	$m_i * \phi_i$	$m_i * \phi_i^2$
Piso 8	497.03	0.0027	1.34	0.0036
Piso 7	497.03	0.0023	1.14	0.0026
Piso 6	524.57	0.0019	0.99	0.0018
Piso 5	564.15	0.0015	0.84	0.0012
Piso 4	564.15	0.0011	0.62	0.0006
Piso 3	573.33	0.0007	0.40	0.0002
Piso 2	605.45	0.0004	0.24	9,6872E-05
Piso 1	605.45	0.0001	0.06	6,0545E-06

Elaboración: Propia

Obteniendo un factor $C0 = 1.45601596$.

- Factor C1 y C2

El período fundamental de la estructura, correspondiente al primer modo de vibración es $T_1 = 1.61$ s; valor obtenido del análisis modal. Dado que este período se ubica en el rango de períodos largos, el comportamiento dinámico del sistema se aproxima al de un sistema elástico equivalente. En consecuencia, los factores C1 y C2 se adoptaron iguales a la unidad, conforme a las recomendaciones normativas

- Periodo efectivo T_e y aceleración espectral S_a

El período efectivo fue obtenido a partir de la rigidez inicial definida en la idealización bilineal de la curva de capacidad, mientras que la aceleración espectral (S_a) se determinó a partir de los espectros de demanda correspondientes a cada uno de los niveles de amenaza sísmica considerados.

- Desplazamiento objetivo

Tabla 2-12 - *Parámetros del método de los coeficientes*

Escenario	C0	C1	C2	T_e (s)	S_a (g)
72 años	1.45	1	1	1.61	0.16
475 años	1.45	1	1	1.61	0.25
2500 años	1.45	1	1	1.61	0.42

Elaboración: Propia

De acuerdo con la consideración 7.4.3.2. de ASCE 41-13, el análisis pushover debe desarrollarse hasta alcanzar al menos el 150% del desplazamiento objetivo, con el fin de capturar el comportamiento post-elástico y posibles mecanismos de inestabilidad, por lo cual se verificó que se cumpla el requerimiento.

Tabla 2-13 - Desplazamientos objetivos

Escenario	Desplazamiento Objetivo (cm)	Desarrollo mínimo pushover (cm)
72 años	15.01	22.52
475 años	23.46	35.19
2500 años	39.41	59.12

Elaboración: Propia

2.8.4. Idealización bilineal de la curva de capacidad evaluada al desplazamiento objetivo

Para cada escenario sísmico, la respuesta estructural se evaluó sobre la curva bilineal idealizada hasta el desplazamiento objetivo correspondiente, determinado mediante el método de los coeficientes.

Este procedimiento permite definir el punto de desempeño sobre la curva de capacidad y caracterizar la demanda estructural para cada escenario.

Sismo frecuente

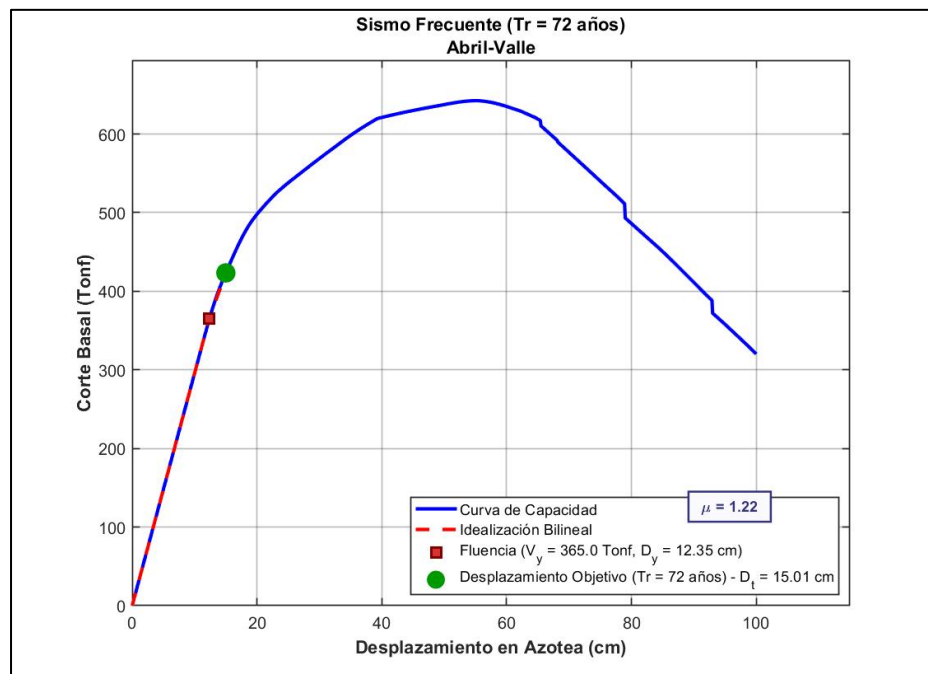


Figura 2-13 - Idealización bilineal en función del sismo frecuente

Elaboración: Propia

Tabla 2-14 - *Parámetros de la idealización bilineal asociada al sismo frecuente*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Desplazamiento objetivo	δ_t	15.01	cm
Desplazamiento de fluencia	Δy	12.35	cm
Demanda de ductilidad	$\mu: \delta_t/\Delta y$	1.22	adimensional

Elaboración: Propia

La Tabla 2-14 muestra los parámetros asociados a la idealización bilineal de la Figura 2-13.

- Sismo de diseño

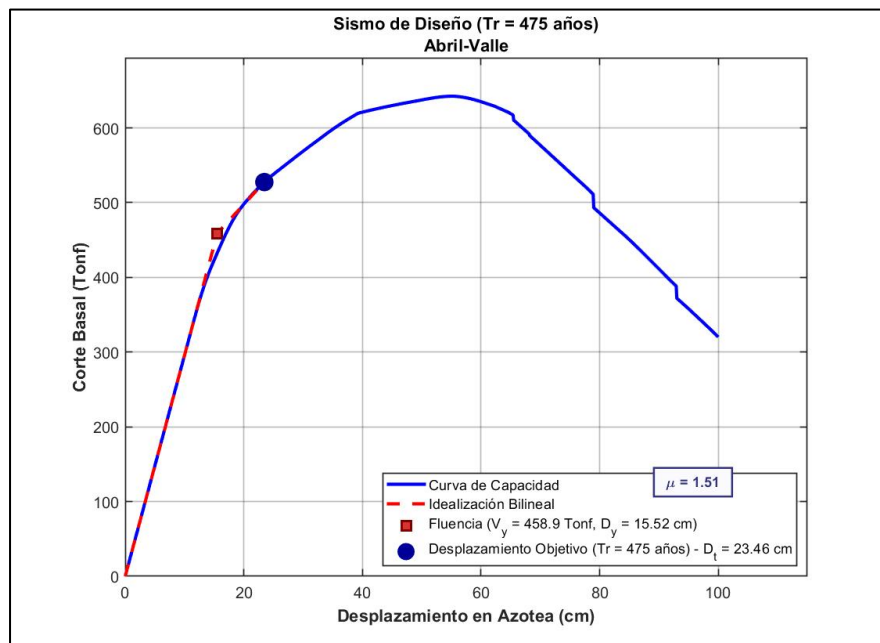


Figura 2-14 - *Idealización bilineal en función del sismo de diseño*

Elaboración: Propia

Tabla 2-15 - *Parámetros de la idealización bilineal asociada al sismo de diseño*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Desplazamiento objetivo	δ_t	23.46	cm
Desplazamiento de fluencia	Δy	15.52	cm
Demanda de ductilidad	$\mu: \delta_t/\Delta y$	1.51	adimensional

Elaboración: Propia

La Tabla 2-15 muestra los parámetros asociados a la idealización bilineal de la Figura 2-14.

- Sismo extremo

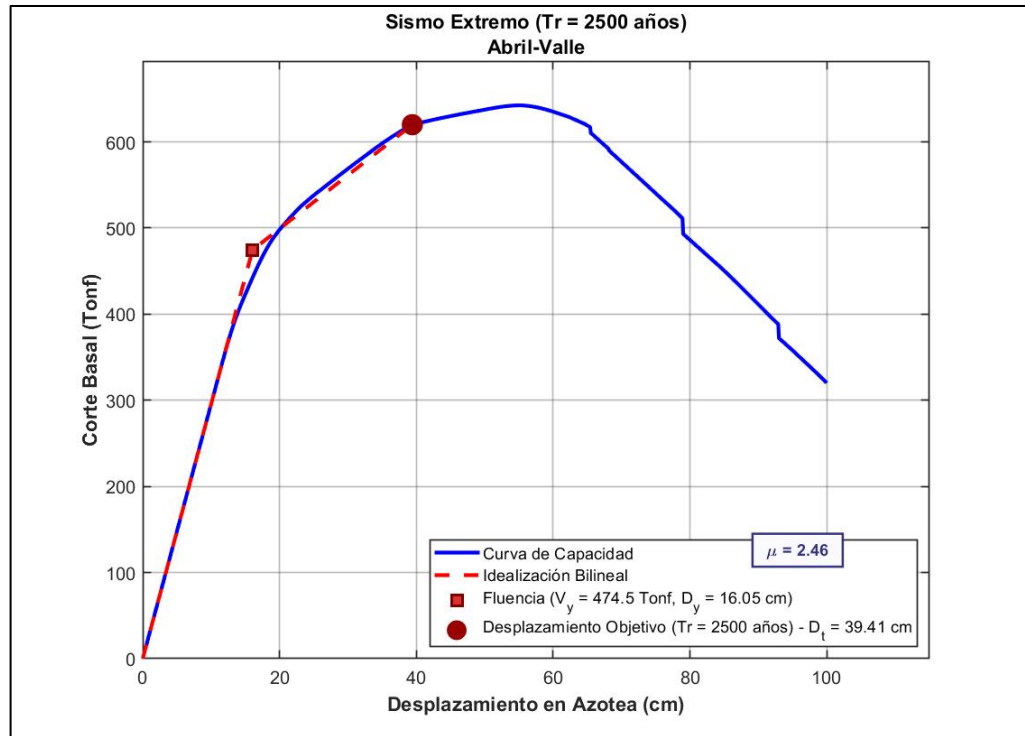


Figura 2-15 - Idealización bilineal en función del sismo extremo

Elaboración: Propia

Tabla 2-16 - Parámetros de la idealización bilineal asociada al sismo extremo

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Desplazamiento objetivo	δ_t	39.41	cm
Desplazamiento de fluencia	Δy	16.05	cm
Demanda de ductilidad	$\mu: \delta_t/\Delta y$	2.46	adimensional

Elaboración: Propia

La Tabla 2-16 muestra los parámetros asociados a la idealización bilineal de la Figura 2-15.

2.8.5. Verificación del desplazamiento objetivo mediante ETABS

Con el fin de verificar la consistencia de los resultados obtenidos mediante el procedimiento analítico, se realizó una validación del desplazamiento objetivo utilizando la implementación de la herramienta “Plot Type ASCE 41 – 13 NSP” en el software ETABS, el cuál usa también el método de los coeficientes. Los resultados se muestran en las Figuras 2-16, 2-17 y 2-18.

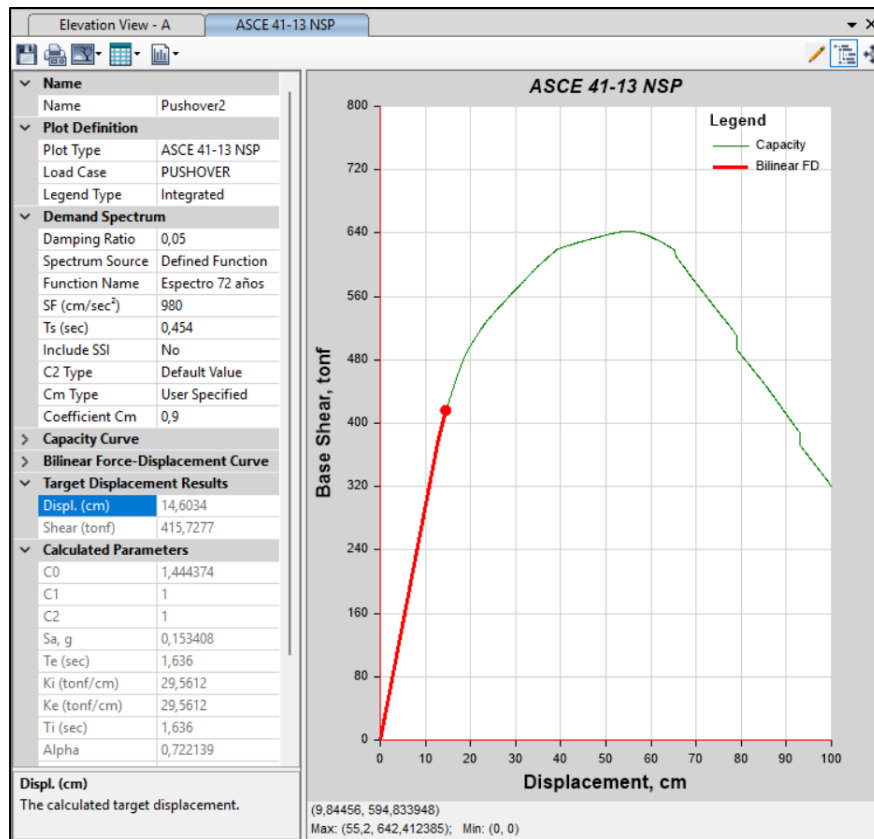


Figura 2-16 - Desplazamiento objetivo Tr = 72 años (ETABS)

Elaboración: Propia

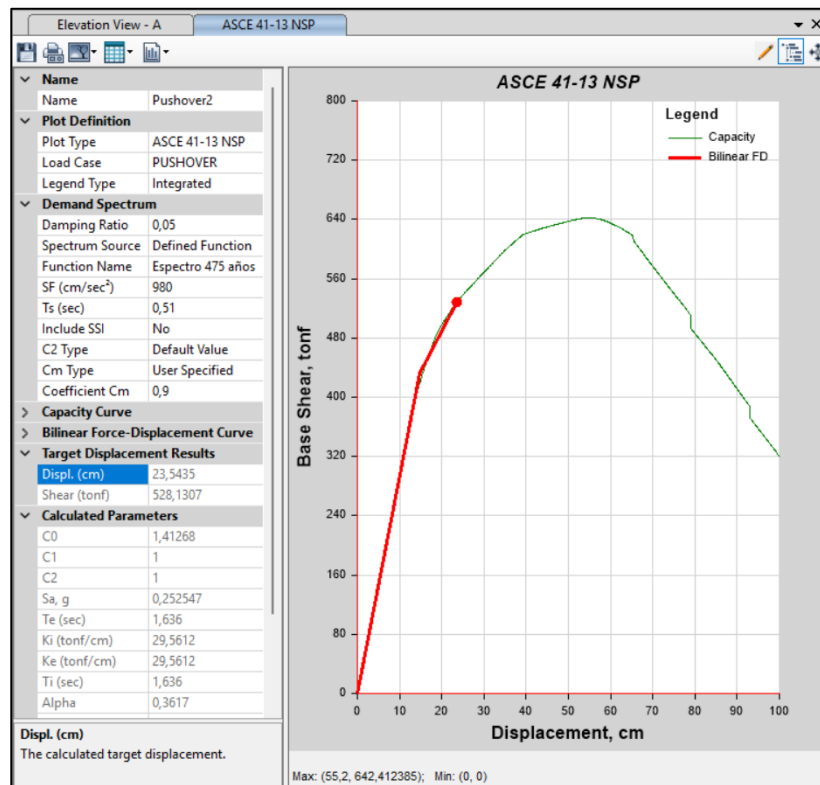


Figura 2-17 - Desplazamiento objetivo Tr = 475 años (ETABS)

Elaboración: Propia

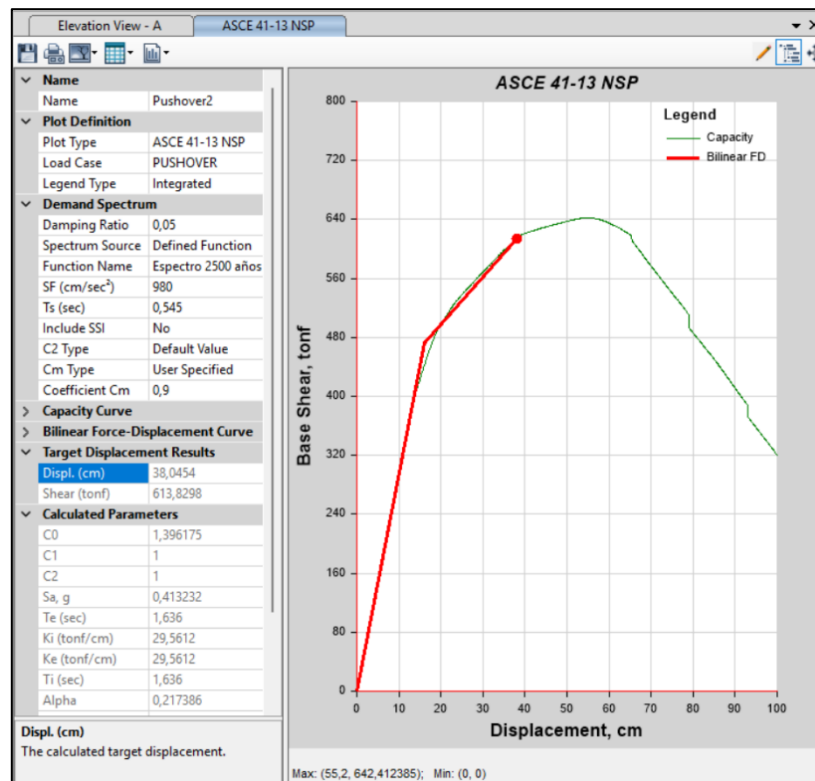


Figura 2-18 - Desplazamiento objetivo Tr = 2500 años (ETABS)

Elaboración: Propia

Tabla 2-17 - Comparación del desplazamiento objetivo

Escenario	Desplazamiento objetivo	Desplazamiento objetivo	Error
	MANUAL (cm)	ETABS (cm)	(%)
72 años	15.01	14.60	2.81
475 años	23.46	23.54	0.36
2500 años	39.41	38.05	3.60

Elaboración: Propia

Los desplazamientos objetivo obtenidos mediante el procedimiento analítico son consistentes con los calculados en ETABS, con diferencias porcentuales reducidas.

Estos resultados se emplean en el capítulo siguiente para la evaluación del desempeño estructural.

CAPÍTULO III

3. EVALUACIÓN DE RESULTADOS

3.1. Alcance y metodología de la evaluación

El desempeño sísmico de la estructura se evalúa a partir de los desplazamientos objetivos determinados en el Capítulo 2. La respuesta estructural se analiza en dichos estados mediante la verificación de derivas de entrepiso y la distribución de rótulas plásticas

La evaluación se realiza para los distintos escenarios sísmicos considerados, incorporando los efectos P-Delta y examinando su influencia en la respuesta estructural.

3.2. Definición de los niveles de desempeño estructural

Los niveles de desempeño estructural considerados corresponden a Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP). Estos niveles permiten clasificar el comportamiento de la estructura en función del daño esperado ante la acción sísmica (PEER, 2010)

El nivel Ocupación Inmediata (IO) corresponde a un estado con daños mínimos y comportamiento esencialmente elástico. El nivel Seguridad de Vida (LS) representa una condición con deformaciones inelásticas significativas, manteniendo capacidad resistente frente al colapso. El nivel de Prevención de Colapso (CP) corresponde a un estado límite con deformaciones severas y degradación importante de rigidez (FEMA 356, 2000).

Estos niveles de desempeño se asocian a límites de deriva de 1%, 2% y 4%, respectivamente en marcos especiales a momento según la *Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage* (FEMA 356, 2000).

Los desplazamientos del techo fueron transformados a deriva mediante la relación con la altura total de la edificación, permitiendo expresar los niveles de desempeño sobre el eje horizontal de la curva de capacidad.

Adicionalmente, el cortante basal fue normalizado respecto a la masa sísmica total, obteniendo el coeficiente sísmico. Esta representación facilita la interpretación de la respuesta estructural y la comparación entre escenarios.

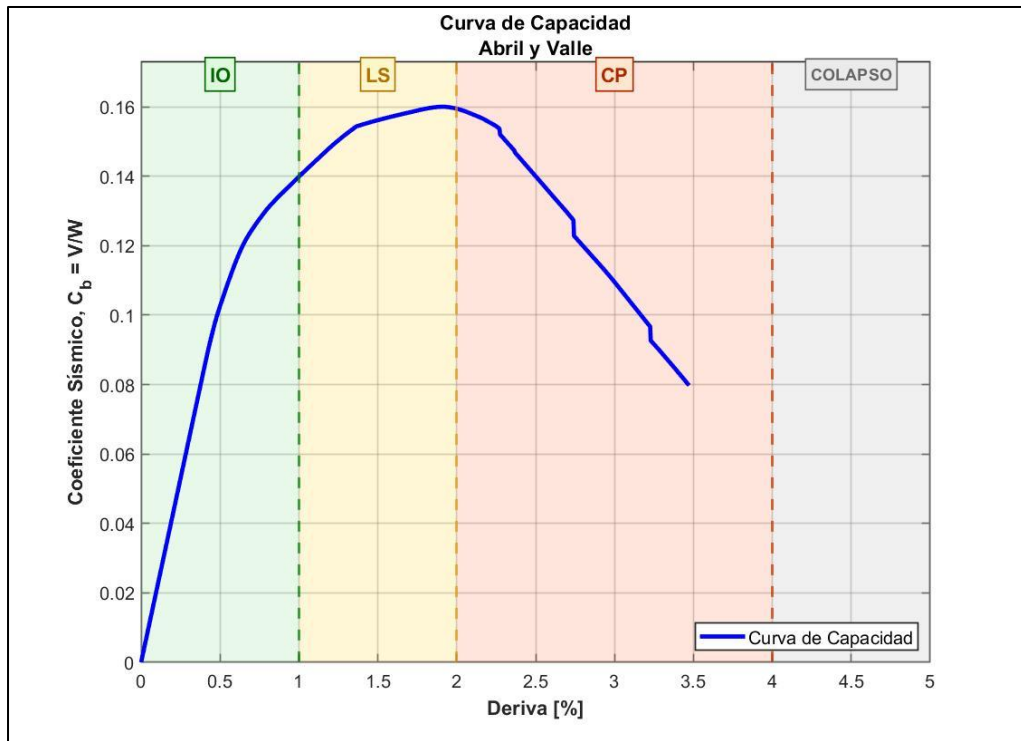


Figura 3-1 - Curva de capacidad normalizada (Niveles de desempeño)

Elaboración: Propia

3.3. Secuencia de formación de rótulas plásticas

El análisis estático no lineal permite identificar la evolución del comportamiento estructural mediante la secuencia de formación de rótulas plásticas.

- Estado elástico

En los primeros incrementos de carga, la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico, sin formación de rótulas plásticas como se muestra en la Figura 3-2.

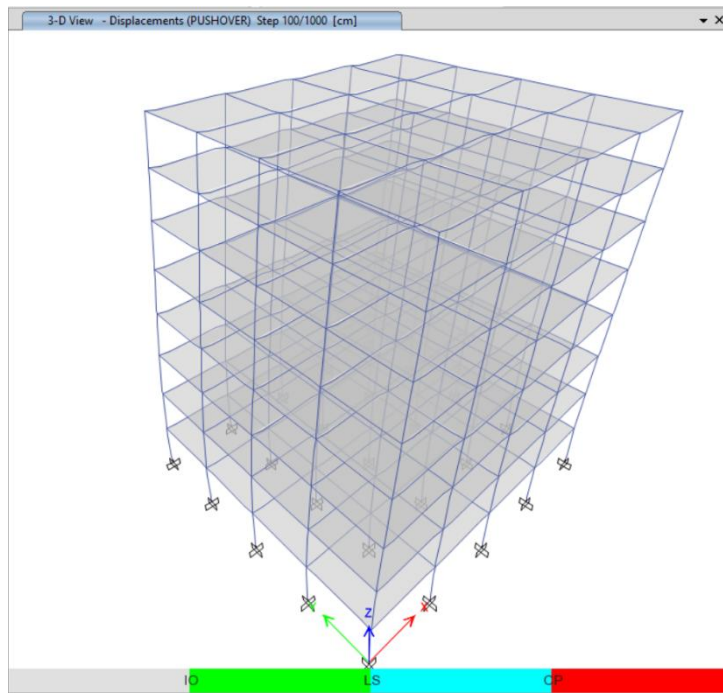


Figura 3-2 - Estado elástico de la estructura (sin formación de rótulas plásticas)

Elaboración: Propia

- Primera rótula en vigas

A medida que aumenta la carga lateral, se observa la formación de las primeras rótulas plásticas en vigas, ubicadas en los extremos de los elementos, como se muestra en la Figura 3-3.

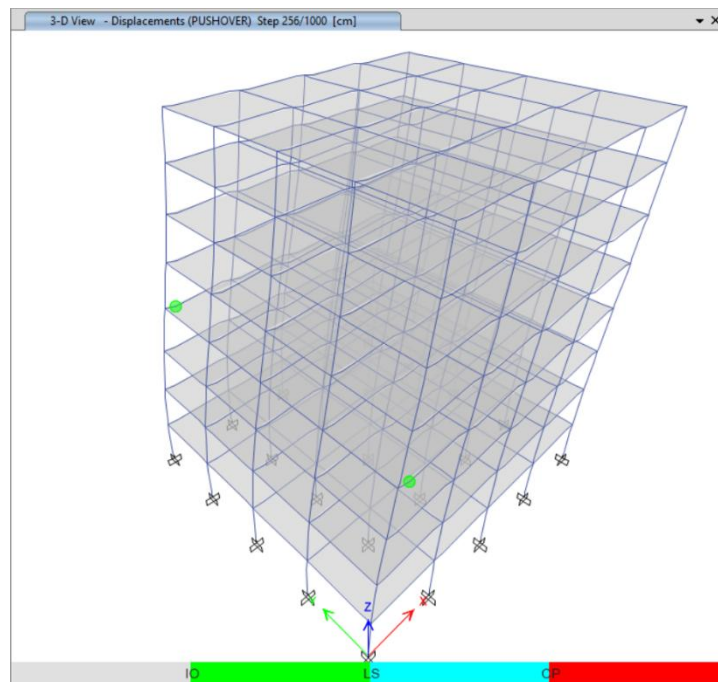


Figura 3-3 - Formación inicial de rótulas plásticas en vigas

Elaboración: Propia

- Primera rótula en columnas

Con incrementos adicionales de desplazamiento, se identifican las primeras rótulas en base de las columnas, y la mayoría de rótulas de vigas activadas como se muestra en la Figura 3-4.

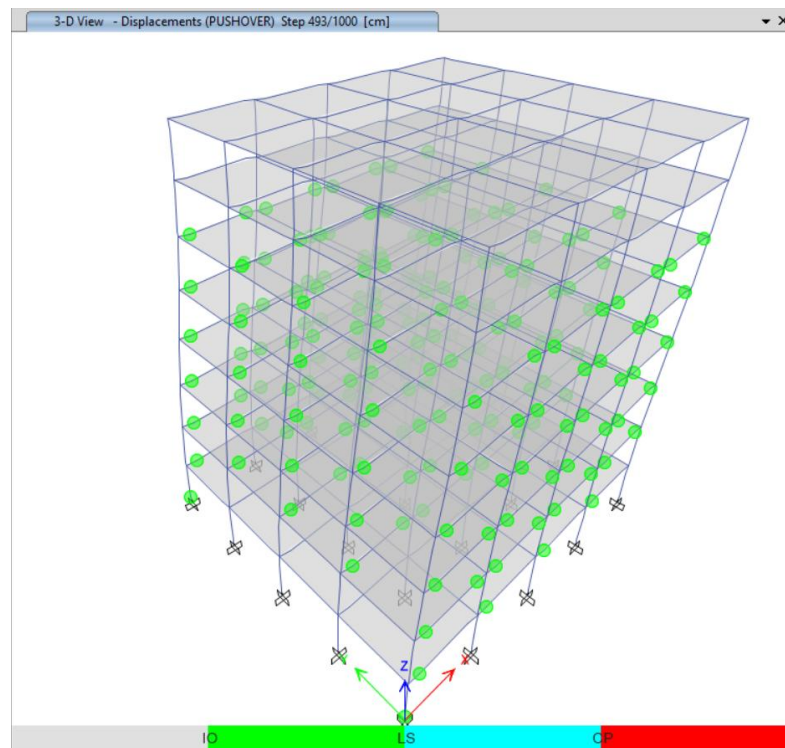


Figura 3-4 - Formación inicial de rótulas plásticas en columnas

Elaboración: Propia

- Inicio de degradación

Posteriormente, se observa el ingreso de rótulas de vigas a estados de degradación en el piso 4, evidenciando la reducción de rigidez y resistencia del sistema estructural, representado en la Figura 3-5.

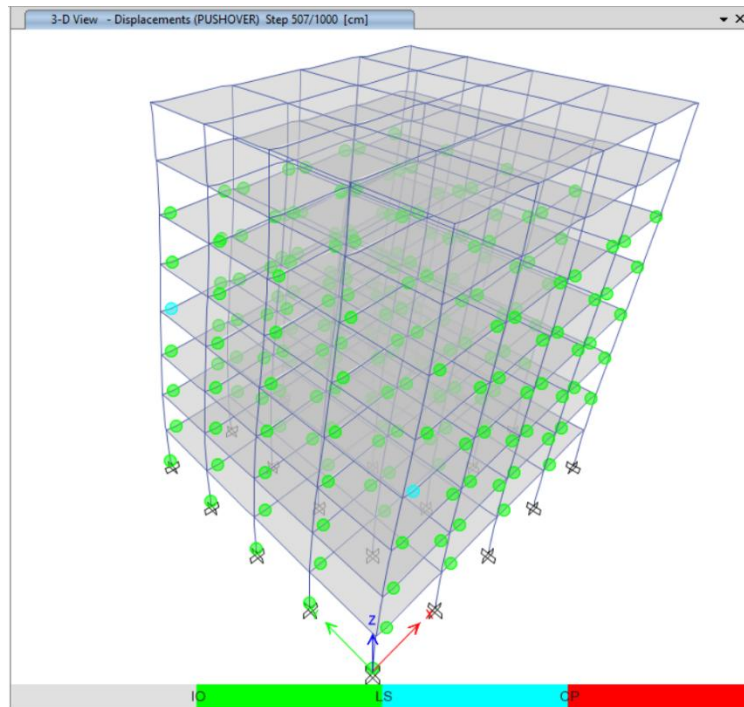


Figura 3-5 - Inicio de degradación de la respuesta estructural

Elaboración: Propia

- Desarrollo del mecanismo de falla

Se concentra la plastificación en los pisos 3, 4 y 5; con las primeras rótulas llegando a CP como se muestra en la Figura 3-6.

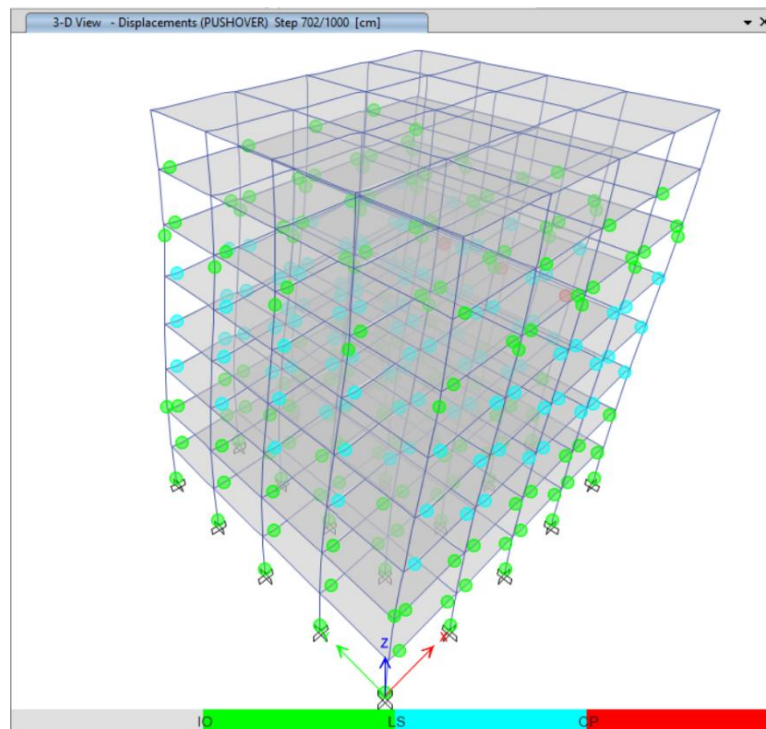


Figura 3-6 - Desarrollo del mecanismo de respuesta estructural

Elaboración: Propia

- Estado avanzado

En estados avanzados, se presenta una concentración de rótulas en los niveles 3, 4 y 5; evidenciando la formación de un mecanismo tipo panel. El mecanismo de tipo panel es caracterizado por la pérdida de rigidez lateral y la concentración de deformaciones en los niveles mencionados como se puede ver en la Figura 3-7.

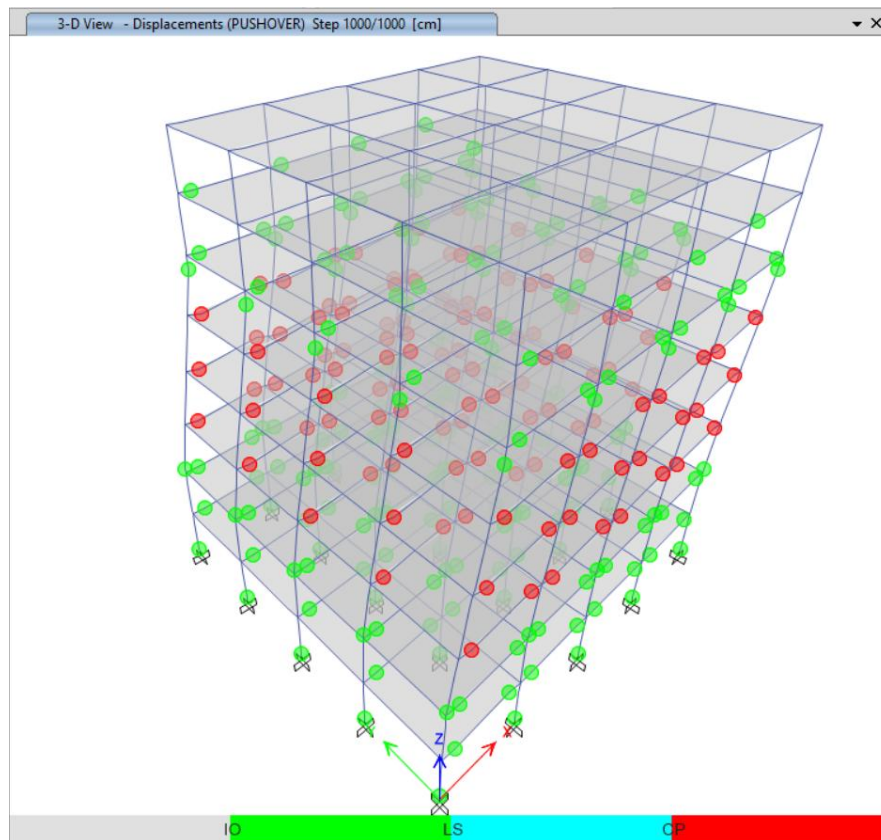


Figura 3-7 - Estado avanzado del análisis pushover y formación del mecanismo tipo panel

Elaboración: Propia

3.4. Evaluación para el período de retorno de 72 años

3.4.1. Análisis global

La evaluación global se realizó mediante la ubicación del desplazamiento objetivo sobre la curva de capacidad normalizada. La Figura 3-8 muestra el punto de desempeño correspondiente al escenario de sismo frecuente.

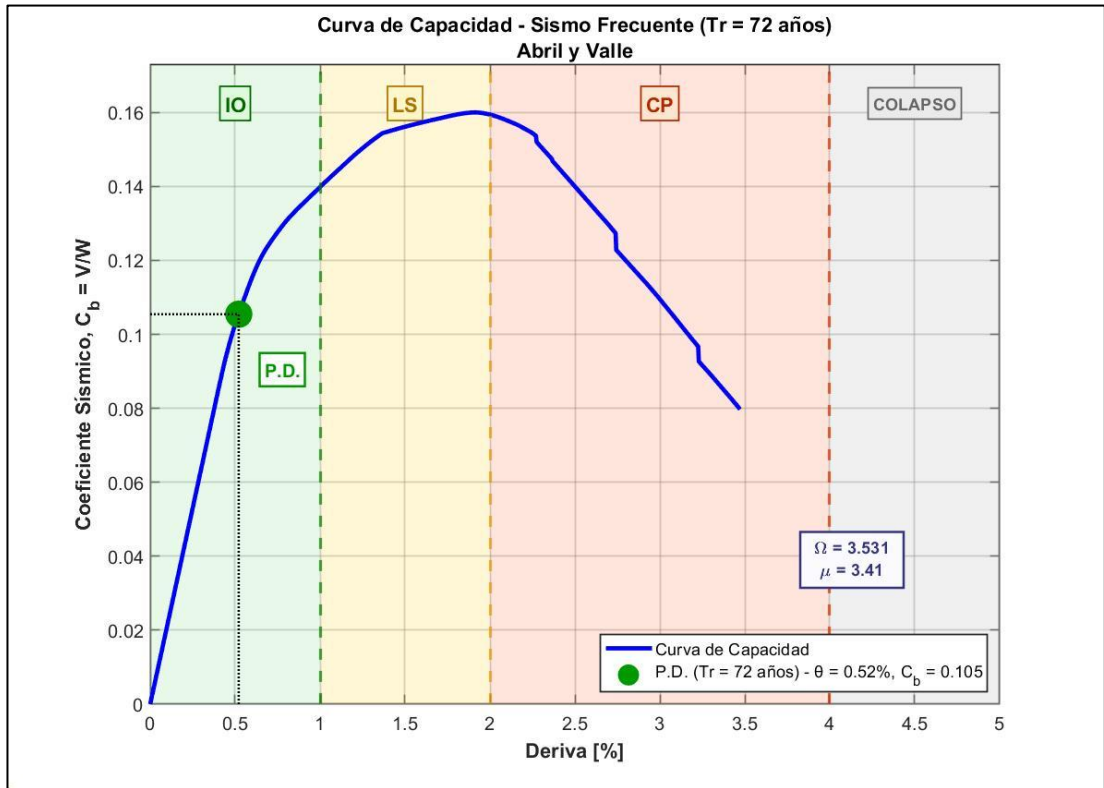


Figura 3-8 - Punto de Desempeño para el sismo frecuente

Elaboración: Propia

El desplazamiento objetivo se ubica dentro del rango de desempeño (IO), con una deriva de 0.52% de acuerdo con los límites de deriva establecidos.

3.4.2. Análisis a nivel de piso

En el estado correspondiente al desplazamiento objetivo, se evaluaron las derivas de entrepiso a partir de los resultados del análisis estático no lineal.

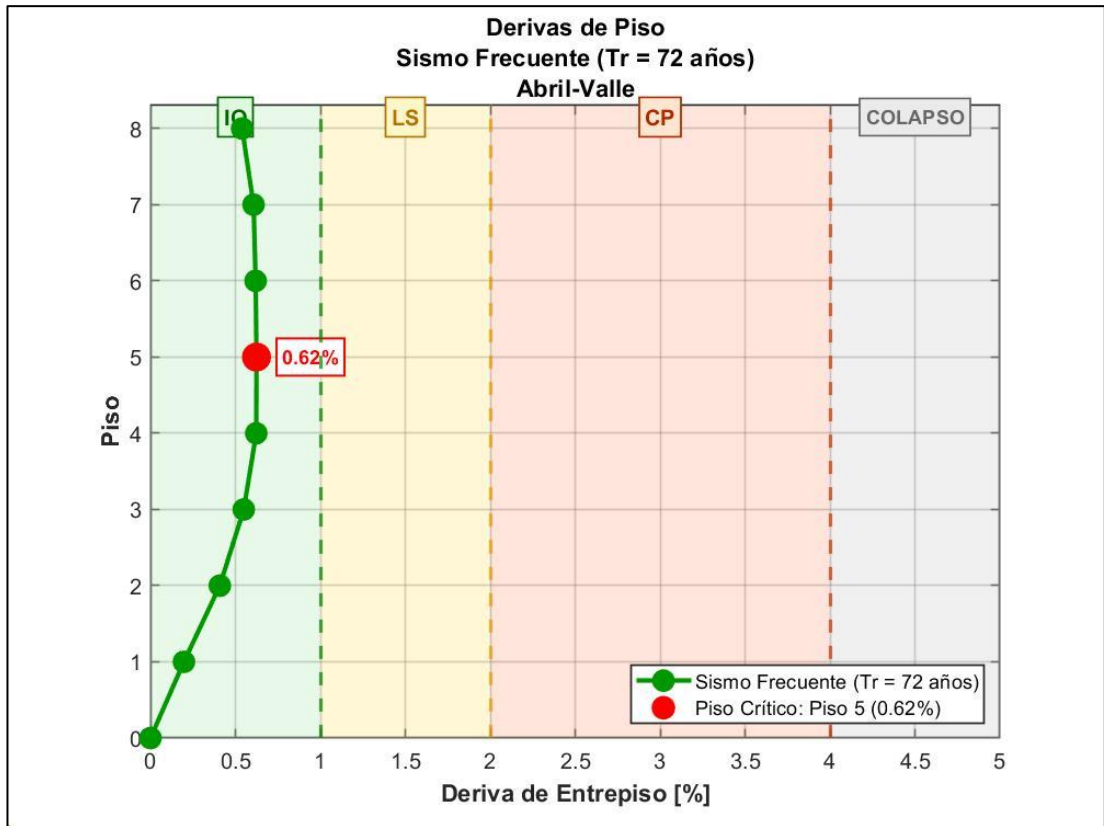


Figura 3-9 - Derivas de piso para el sismo frecuente

Elaboración: Propia

La Figura 3-9 presenta la distribución de derivas por nivel, observándose que el valor máximo se registra en el piso 5, con una deriva de 0.62%, correspondiente al nivel de desempeño (IO).

3.4.3. Análisis a nivel local

Se evaluó la distribución de rótulas plásticas en el estado correspondiente al desplazamiento objetivo. La Tabla 3-1 y la Figura 3-10 muestran el número de rótulas que se encuentran en cada nivel de desempeño, evidenciando que el comportamiento local se encuentra en el rango de desempeño (IO)

Tabla 3-1 - Análisis local de rótulas para el sismo frecuente

A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
1040	0	0	0	1040

Elaboración: Propia

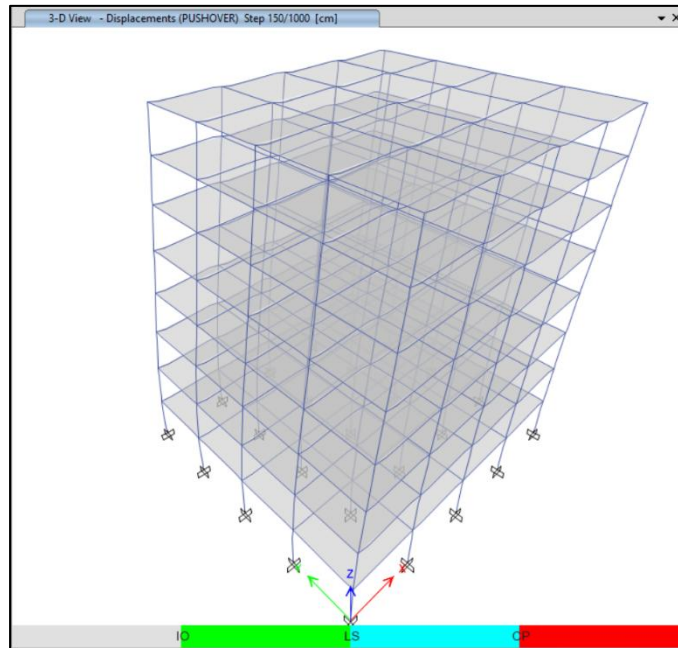


Figura 3-10 - Rótulas formadas para el sismo frecuente

Elaboración: Propia

3.4.4. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño estructural se define a partir del criterio más crítico entre la respuesta global, las derivas de entrepiso y el comportamiento local de las rótulas plásticas.

Para el escenario de 72 años, la estructura alcanza un nivel de desempeño (IO), controlado por las derivas de piso.

3.5. Evaluación para el período de retorno de 475 años

3.5.1. Análisis global

La evaluación global se realizó mediante la ubicación del desplazamiento objetivo sobre la curva de capacidad normalizada. La Figura 3-11 muestra el punto de desempeño correspondiente al escenario de sismo de diseño.

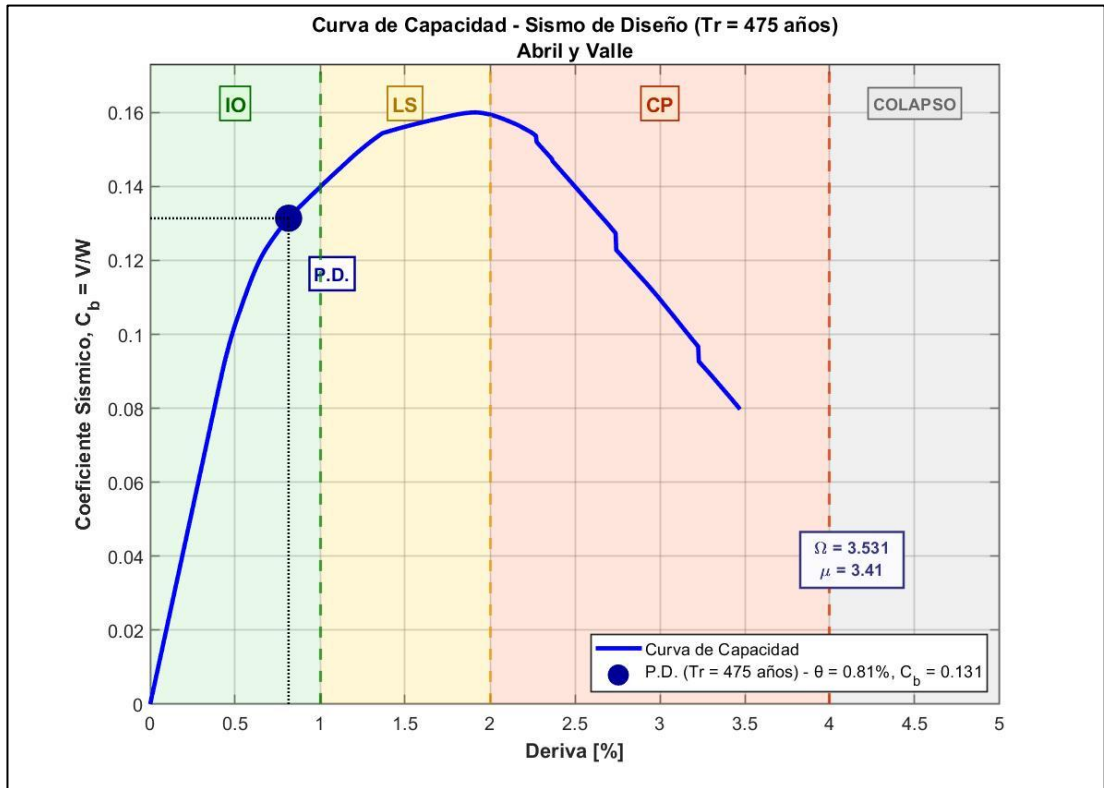


Figura 3-11 - Punto de Desempeño para el sismo de diseño

Elaboración: Propia

El desplazamiento objetivo se ubica dentro del rango de desempeño (IO), con una deriva de 0.81% de acuerdo con los límites de deriva establecidos.

3.5.2. Análisis a nivel de piso

En el estado correspondiente al desplazamiento objetivo, se evaluaron las derivas de entrepiso a partir de los resultados del análisis estático no lineal.

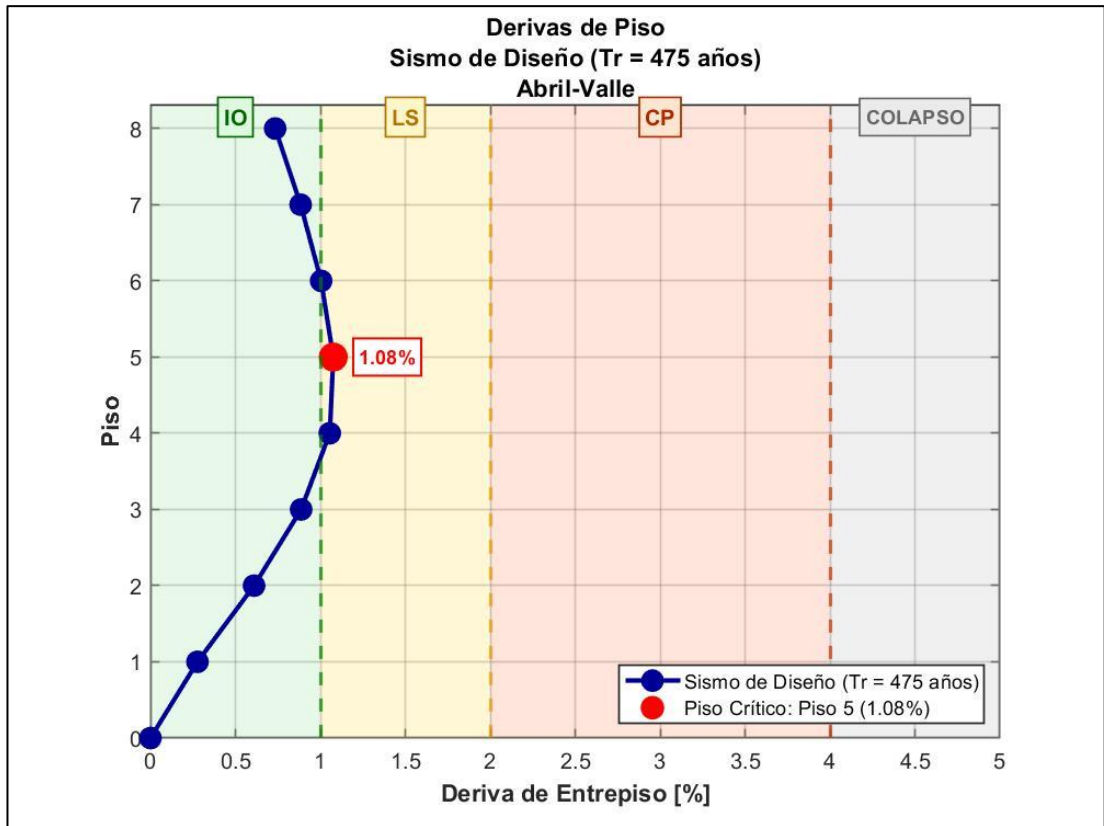


Figura 3-12 - Derivas de piso para el sismo de diseño

Elaboración: Propia

La Figura 3-12 presenta la distribución de derivas por nivel, observándose que el valor máximo se registra en el piso 5, con una deriva de 1.08%, correspondiente al nivel de desempeño (LS).

3.5.3. Análisis a nivel local

Se evaluó la distribución de rótulas plásticas en el estado correspondiente al desplazamiento objetivo. La Tabla 3-2 y la Figura 3-13 muestran el número de rótulas que se encuentran en cada nivel de desempeño, evidenciando que el comportamiento local se encuentra en el rango de desempeño (IO)

Tabla 3-2 - Análisis local de rótulas para el sismo de diseño

A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
1040	0	0	0	1040

Elaboración: Propia

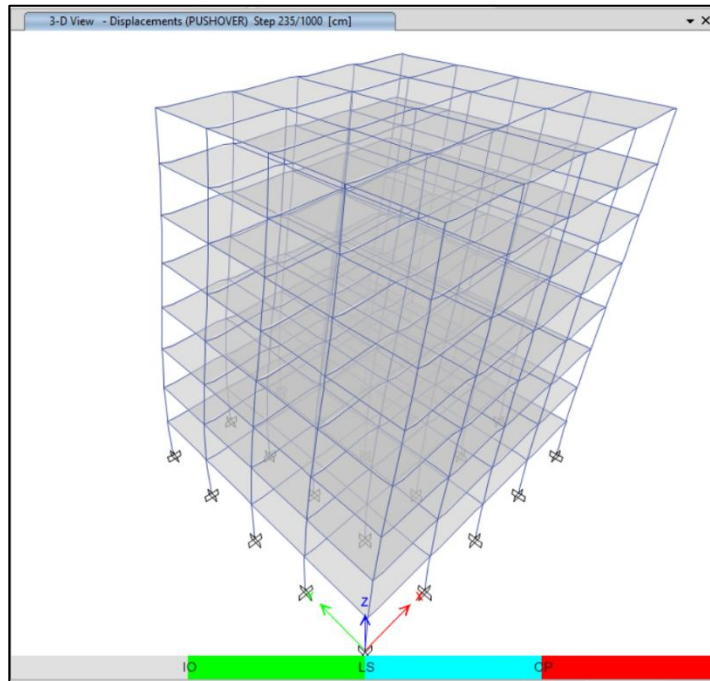


Figura 3-13 - Rótulas formadas para el sismo de diseño

Elaboración: Propia

3.5.4. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño estructural se define a partir del criterio más crítico entre la respuesta global, las derivas de entrepiso y el comportamiento local de las rótulas plásticas.

Para el escenario de 475 años, la estructura alcanza un nivel de desempeño (LS), controlado por las derivas de piso.

3.6. Evaluación para el período de retorno de 2500 años

3.6.1. Análisis global

La evaluación global se realizó mediante la ubicación del desplazamiento objetivo sobre la curva de capacidad normalizada. La Figura 3-14 muestra el punto de desempeño correspondiente al escenario de sismo extremo.

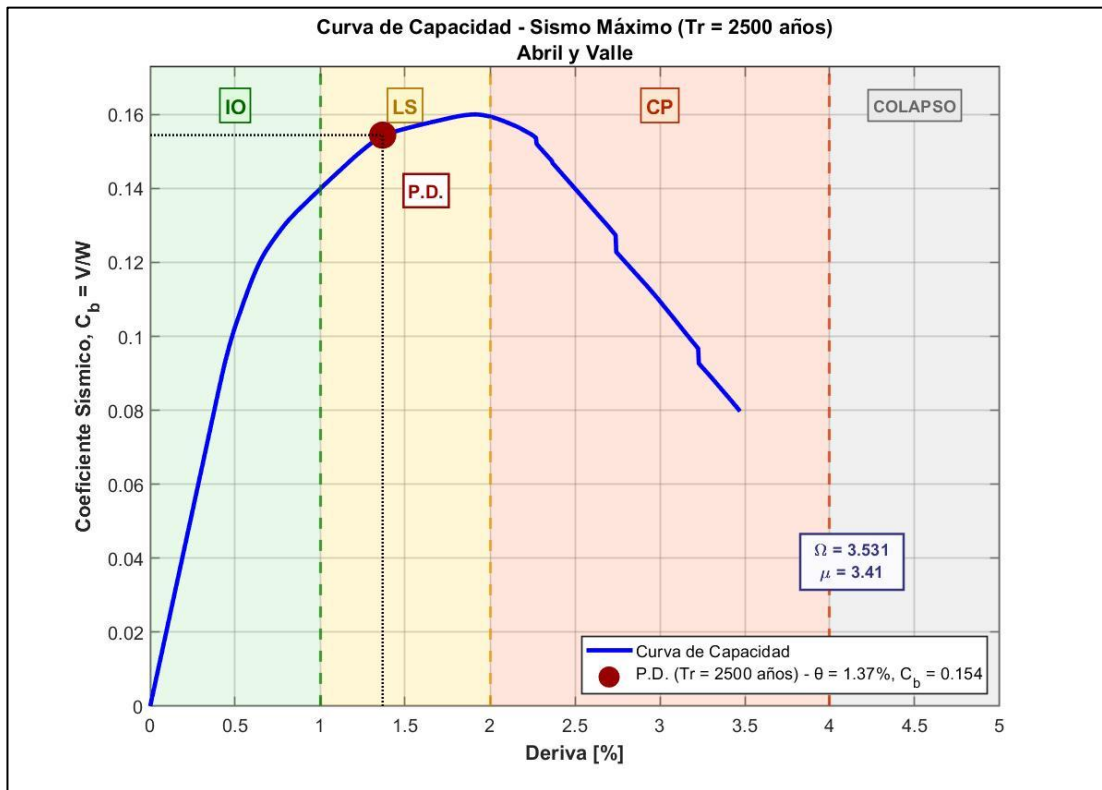


Figura 3-14 - Punto de Desempeño para el sismo extremo

Elaboración: Propia

El desplazamiento objetivo se ubica dentro del rango de desempeño (LS), con una deriva de 1.37% de acuerdo con los límites de deriva establecidos.

3.6.2. Análisis a nivel de piso

En el estado correspondiente al desplazamiento objetivo, se evaluaron las derivas de entrepiso a partir de los resultados del análisis estático no lineal.

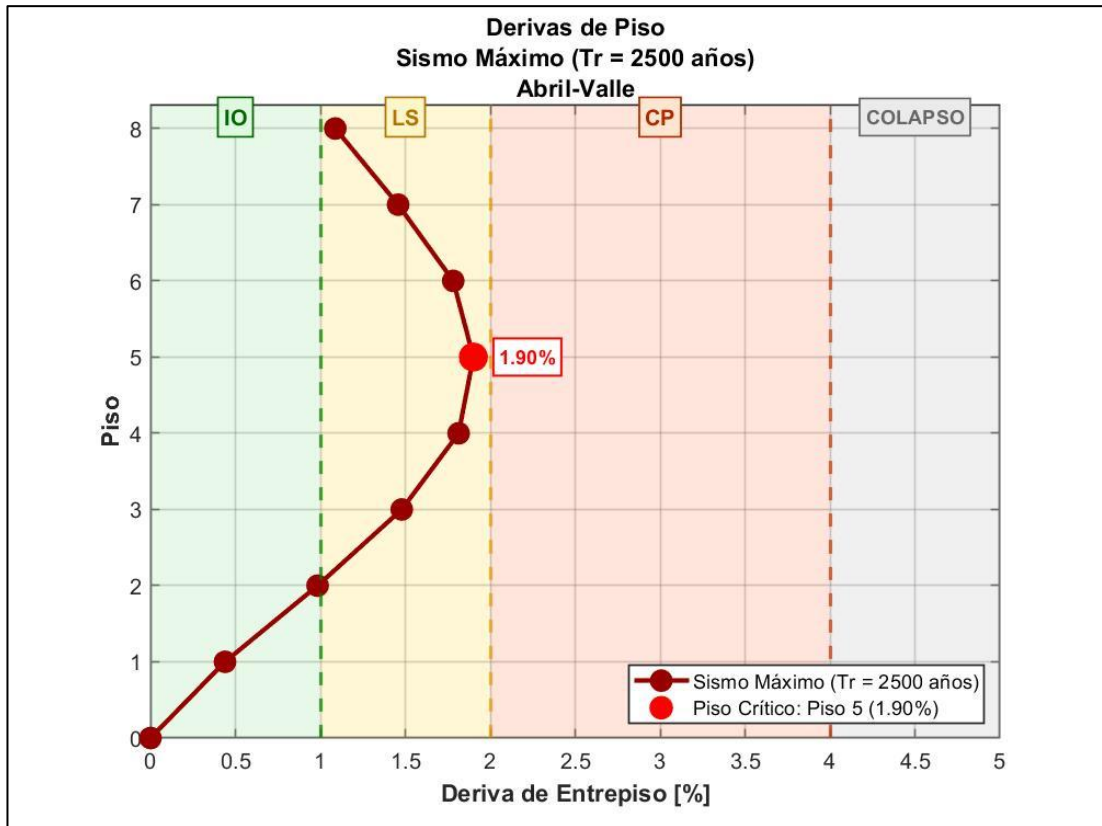


Figura 3-15 - Derivas de piso para el sismo extremo

Elaboración: Propia

La Figura 3-15 presenta la distribución de derivas por nivel, observándose que el valor máximo se registra en el piso 5, con una deriva de 1.90%, correspondiente al nivel de desempeño (LS).

3.6.3. Análisis a nivel local

Se evaluó la distribución de rótulas plásticas en el estado correspondiente al desplazamiento objetivo. La Tabla 3-3 y la Figura 3-16 muestra el número de rótulas que se encuentran en cada nivel de desempeño, evidenciando que el comportamiento local se encuentra en el rango de desempeño (LS)

Tabla 3-3 - Análisis local de rótulas para el sismo extremo

A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
860	180	0	0	1040

Elaboración: Propia

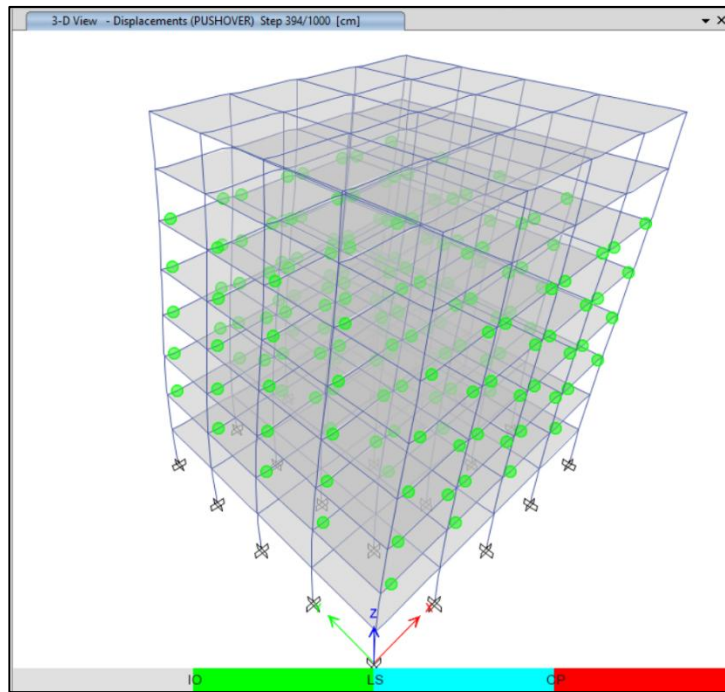


Figura 3-16 - Rótulas formadas para el sismo extremo

Elaboración: Propia

3.6.4. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño estructural se define a partir del criterio más crítico entre la respuesta global, las derivas de entrepiso y el comportamiento local de las rótulas plásticas.

Para el escenario de 2500 años, la estructura alcanza un nivel de desempeño (LS), controlado por las derivas de piso.

3.7. Comparación entre escenarios sísmicos

La comparación entre los escenarios sísmicos considerados permite evaluar la variación del comportamiento estructural en función del nivel de demanda. La Figura 3-muestra la curva de capacidad normalizada con los puntos de desempeño de cada escenario.

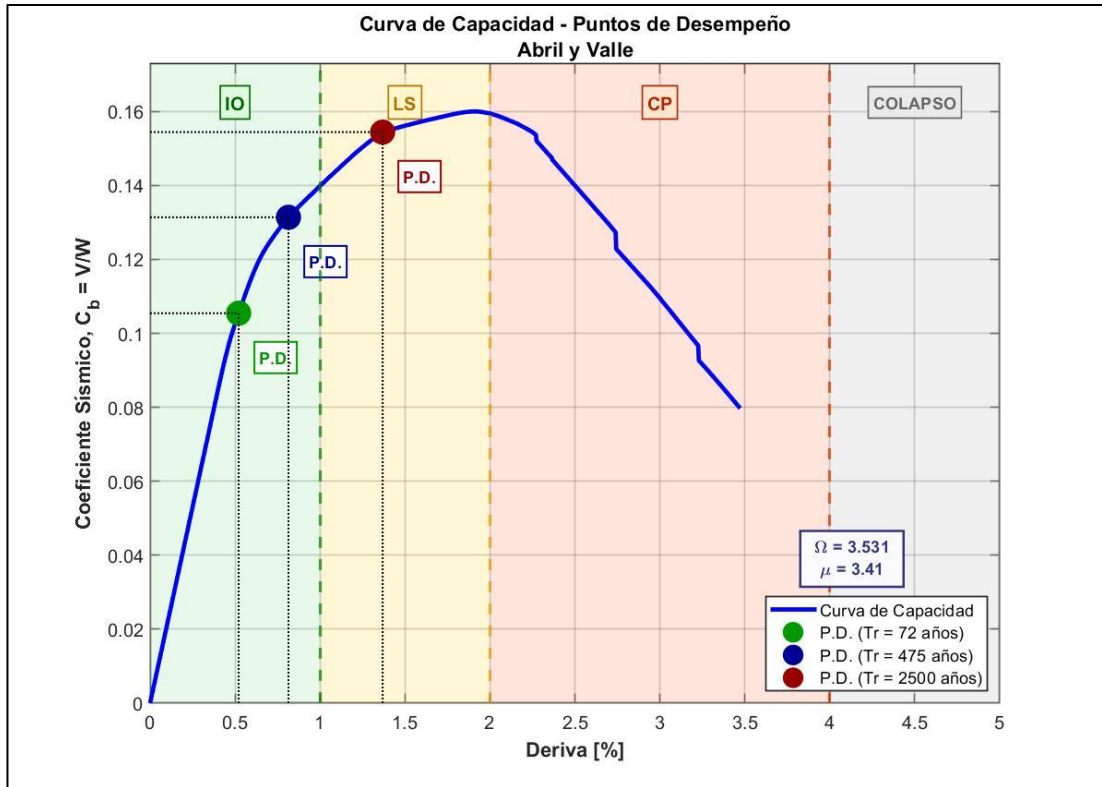


Figura 3-17 - Curva de capacidad con puntos de desempeño para los diferentes escenarios sísmicos

Elaboración: Propia

Para el período de retorno de 72 años, el punto de desempeño se ubica dentro del rango de Ocupación Inmediata (IO) Esto indica un comportamiento esencialmente elástico y sin presencia de daño estructural.

En el escenario de 475 años, el punto de desempeño global se ubica en el rango de Ocupación Inmediata (IO). Sin embargo, la deriva máxima de entrepiso supera el límite del 1% asociado al nivel IO y corresponde al rango de Seguridad de Vida (LS). Dado que el nivel de desempeño se define por el criterio más crítico entre la respuesta global y las derivas de piso, el nivel asignado para este escenario es LS.

Para el período de retorno de 2500 años, el punto de desempeño global se ubica en el rango de Seguridad de Vida (LS). A nivel de piso, la estructura también alcanza LS, con mayor concentración de daños y proximidad al nivel de Prevención de Colapso (CP).

Los niveles de desempeño obtenidos para cada escenario sísmico, se pueden presentar en una matriz de desempeño, la Figura 3-18 muestra un ejemplo de la misma.

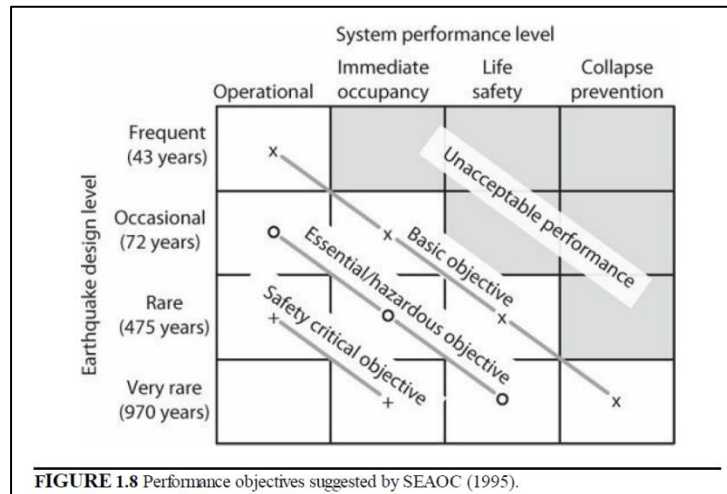


Figura 3-18 - Matriz de desempeño SEAOC (1995)
Fuente: (Moehle J, 2015)

La matriz de desempeño fue adaptada a los escenarios sísmicos analizados y requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En conjunto con los resultados se presenta en la Figura 3-19.

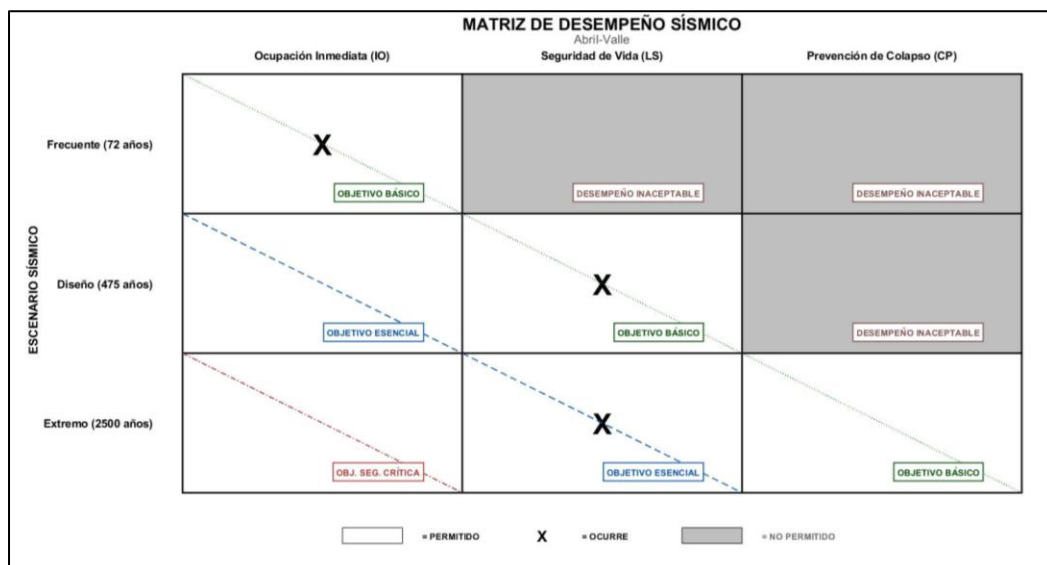


Figura 3-19 - Matriz de desempeño sísmico - Caso analizado
Elaboración: Propia

3.8. Sobrerresistencia y ductilidad

La sobrerresistencia de la estructura se determinó como la relación entre el cortante basal máximo obtenido de la curva de capacidad y el cortante de diseño considerado en el Capítulo 1.

Tabla 3-4 - *Parámetros de sobrerresistencia estructural*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Cortante basal máximo	V_{\max}	642.41	tonnef
Cortante basal de diseño	$V_{\text{diseño}}$	181.91	cm
Sobrerresistencia	Ω	3.53	adimensional

Elaboración: Propia

Para la estructura analizada, se obtuvo el valor de Ω : 3.53, indicado en la Tabla 3-4. Este valor es consistente con los niveles de sobrerresistencia considerados en la *Table 12.2-1. ASCE 7-22* para marcos especiales a momento.

La ductilidad global se evaluó como la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia, obtenidos a partir de la idealización bilineal de la curva de capacidad.

Tabla 3-5 - *Parámetros de ductilidad estructural*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Desplazamiento último	Δu	78.55	cm
Desplazamiento de fluencia	Δy	23.05	cm
Ductilidad	μ	3.41	adimensional

Elaboración: Propia

Se obtuvo un valor de ductilidad de μ : 3.41, indicado en la Tabla 3-5. Este valor refleja la capacidad del sistema estructural para desarrollar deformaciones inelásticas antes de alcanzar el estado límite.

En conjunto, estos resultados son presentados a manera de resumen en la Figura 3-20.

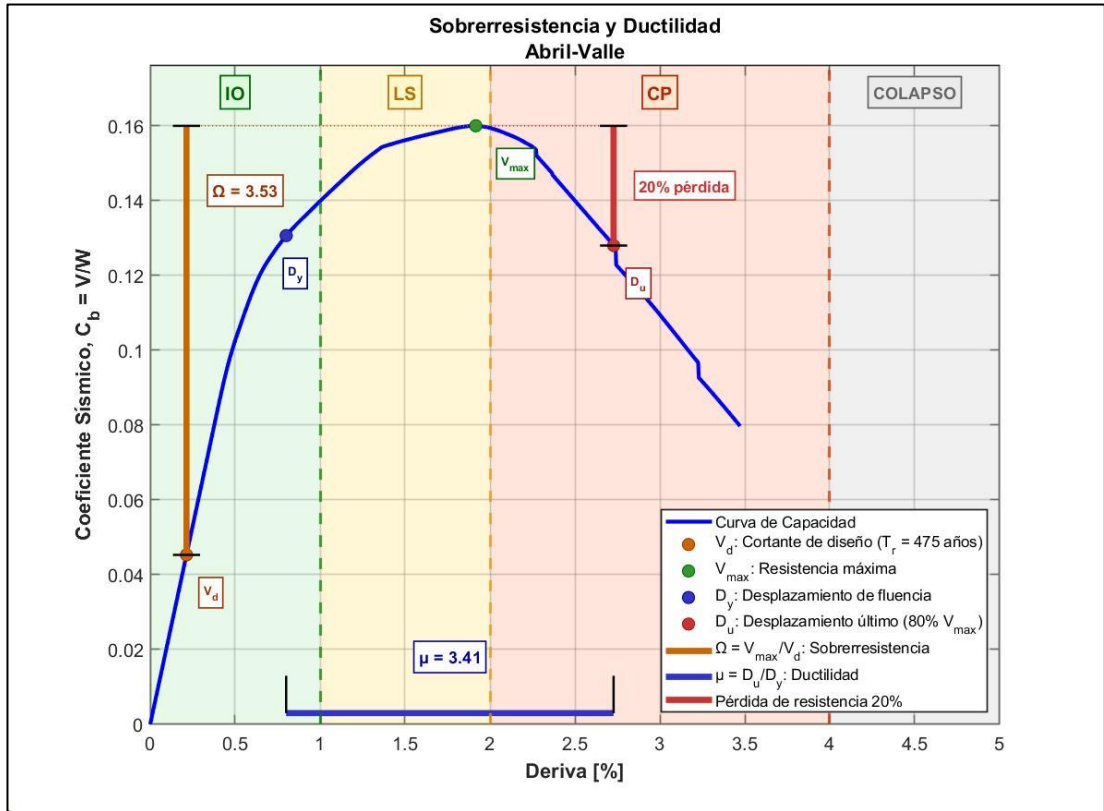


Figura 3-20 - Sobrerresistencia y ductilidad

Elaboración: Propia

CONCLUSIONES

El edificio de ocho pisos con marcos especiales a momento fue diseñado conforme a la NEC-15 y el ACI 318-19, siguiendo los requisitos del diseño por capacidad. Los elementos estructurales cumplieron las verificaciones de resistencia y ductilidad exigidas por ambas normas. Las derivas del modelo en ETABS se mantuvieron dentro de los límites normativos para el sismo de diseño. El criterio de columna fuerte – viga débil se verificó en todos los nodos del sistema. La plastificación se orientó hacia las vigas y no se presentaron mecanismos de falla por piso blando.

El análisis estático no lineal se desarrolló aplicando un patrón de cargas laterales proporcional a la distribución modal del primer modo. Este patrón se justifica por la regularidad en planta y elevación del edificio y por la predominancia del primer modo en la respuesta. El punto de desempeño se determinó mediante el método de los coeficientes conforme a ASCE 41-13. La curva de capacidad mostró formación progresiva de rótulas plásticas en vigas, con mayor concentración en los niveles intermedios. Los desplazamientos objetivo analíticos fueron validados en ETABS con errores inferiores al 5%.

La evaluación del desempeño arrojó resultados diferenciados por nivel de amenaza. Para el sismo de 72 años, la estructura alcanzó Ocupación Inmediata (IO). Este nivel corresponde a una respuesta dentro del rango elástico, sin daño estructural significativo. Para el sismo de 475 años, el desempeño correspondió a Seguridad de Vida (LS), con incursión inelástica moderada y capacidad resistente preservada. Para el sismo de 2500 años, la estructura se mantuvo en el límite de Seguridad de Vida (LS), sin alcanzar el umbral de Prevención de Colapso (CP). En los tres casos, el comportamiento estuvo gobernado por las derivas de piso.

Los resultados responden a la problemática planteada: el diseño por fuerzas de la NEC no evalúa el comportamiento ante sismos frecuentes. El análisis por desempeño cubrió ese vacío para este caso de estudio. Para el sismo de 72 años, la estructura analizada superó la hipótesis inicial, alcanzando IO en lugar de LS. Estos resultados, propios del edificio analizado, muestran que el análisis no lineal aporta información sobre el comportamiento calculado que el procedimiento normativo convencional no entrega.

RECOMENDACIONES

Este estudio se desarrolló sobre un arquetipo único de configuración regular. Extender la metodología a edificios con irregularidades geométricas o de rigidez permitiría evaluar el efecto de esas variables sobre los niveles de desempeño.

Las rótulas plásticas se asignaron con parámetros por defecto del ASCE 41-13. Calibrar esos parámetros con ensayos de materiales reduciría la incertidumbre en los desplazamientos objetivo, particularmente en columnas con cargas axiales elevadas.

El análisis estático no lineal se limitó a una dirección sobre una estructura regular. Evaluar ambas direcciones en edificios con asimetría en planta permitiría detectar diferencias en la capacidad sísmica del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2019). ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. En *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- ASCE/SEI 41-13. (2014). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- ATC-40 *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. (1996). 1.
- Bertero, R. D. (2002). *DISEÑO SISMO-RESISTENTE BASADO EN LA PERFORMANCE*.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. En *Earthquake Spectra* (Vol. 16, Número 3).
- Fardis, M. N. (2009). *SEISMIC DESIGN, ASSESSMENT AND RETROFITTING OF CONCRETE BUILDINGS*. Advisory Boar. <http://www.springer.com/series/6011>
- FEMA 356. (2000). *FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY FEMA 356 / November 2000 PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA nehrp*.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. En *Engineering Structures* (Vol. 20).
- MacGregor, J. G., & Wight, J. K. (2012). *REINFORCED CONCRETE Mechanics & design* (Sixth). PEARSON.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)*.
- Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379. <https://doi.org/10.1193/1.1585778>
- Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. (2010). www.ATCCouncil.org

- Moehle, J. P., & Hooper, J. D. (2016). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers, Second Edition*.
<https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-40>
- Park, R., & Paulay, Y. T. (1983). *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*.
- Paulay, T. ., & Priestley, M. J. N. . (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS PRESS.

ANEXOS

Anexo 1 - Elaboración del modelo estructural en ETABS

A. ELABORACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS

A.1. Modelo lineal – ETABS (Capítulo 1)

- Definición de materiales

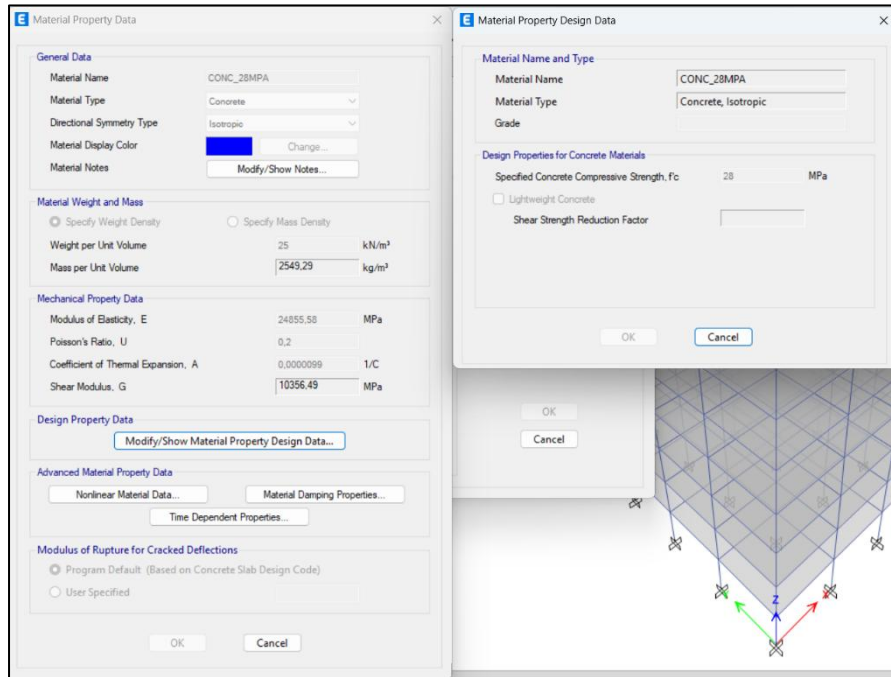


Figura A-1 - Definición del concreto (ETABS)

Elaboración: Propia

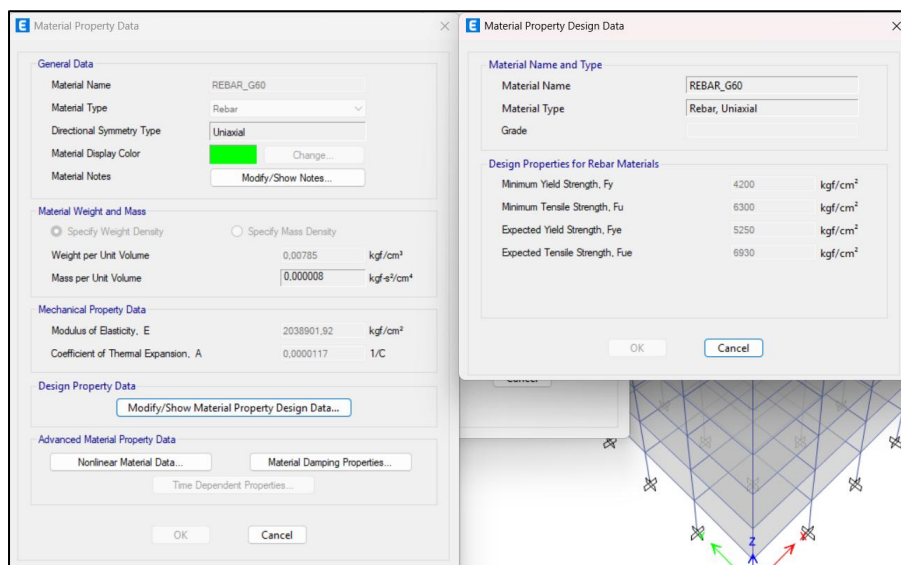


Figura A-2 - Definición del acero (ETABS)

Elaboración: Propia

- Definición de secciones

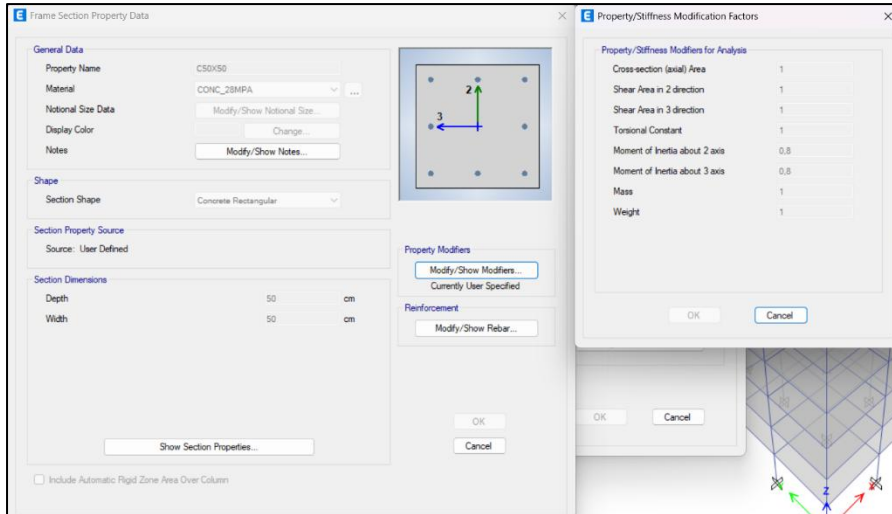


Figura A-3 - Definición de sección de columna (ETABS)

Elaboración: Propia

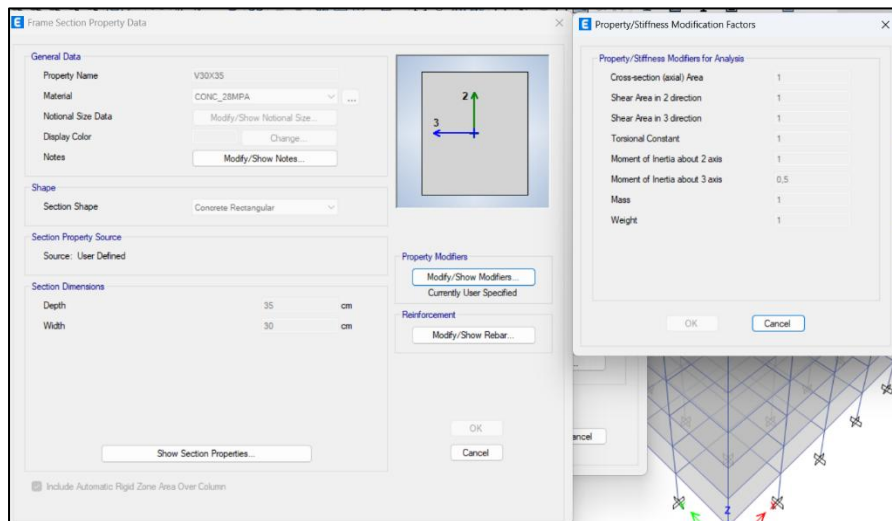


Figura A-4 - Definición de sección de viga (ETABS)

Elaboración: Propia

- Asignación de cargas gravitacionales

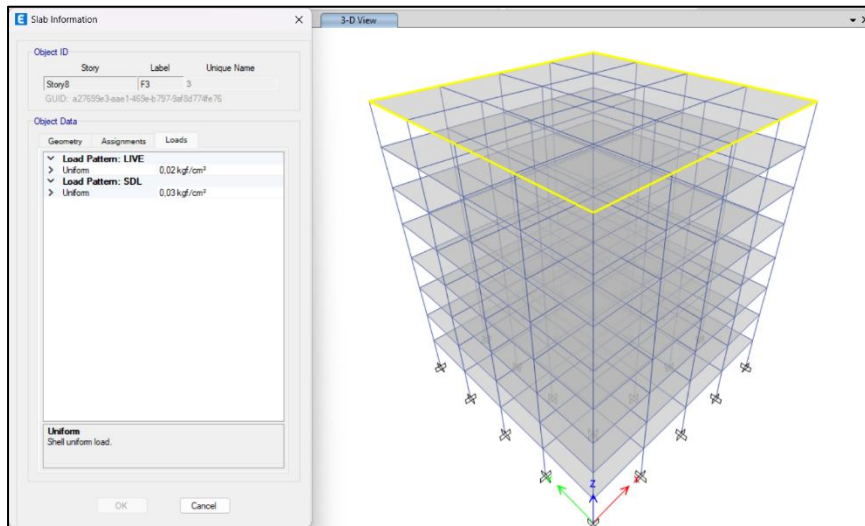


Figura A-5 - Cargas gravitacionales aplicadas en losas (ETABS)

Elaboración: Propia

- Definición del espectro de diseño

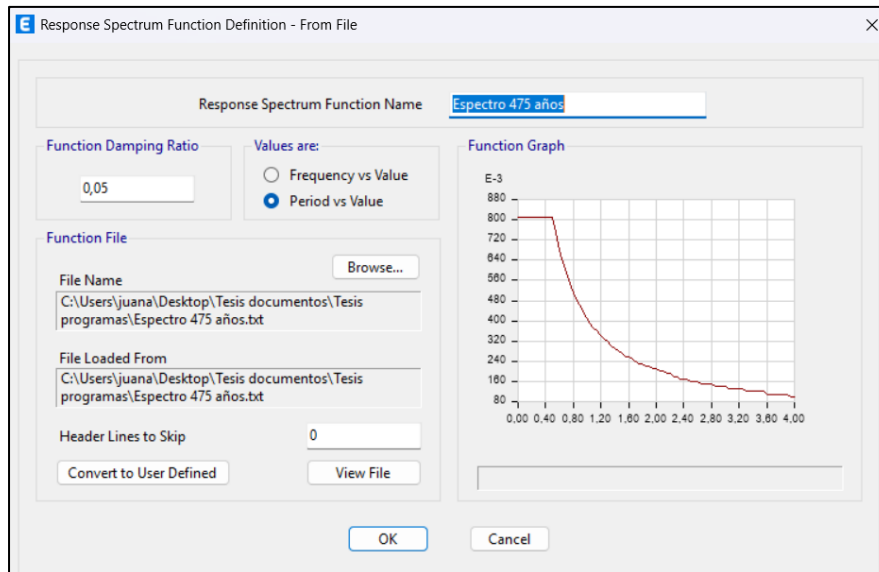


Figura A-6 - Espectro de diseño (ETABS)

Elaboración: Propia

A.2. Modelo no lineal y rótulas – ETABS (Capítulo 2)

- Definición de rótulas

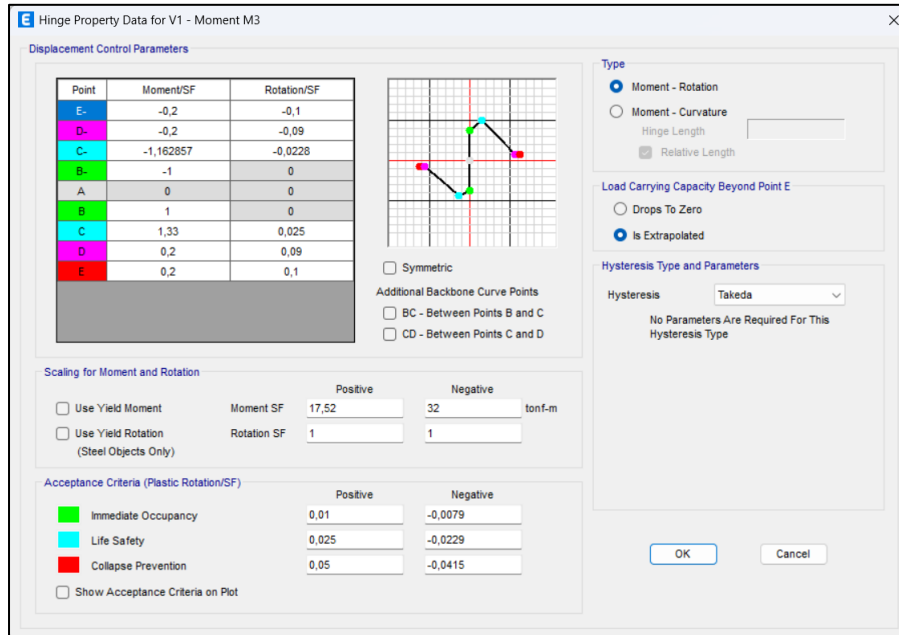


Figura A-7 - Definición de rótulas en vigas (ETABS)

Elaboración: Propia

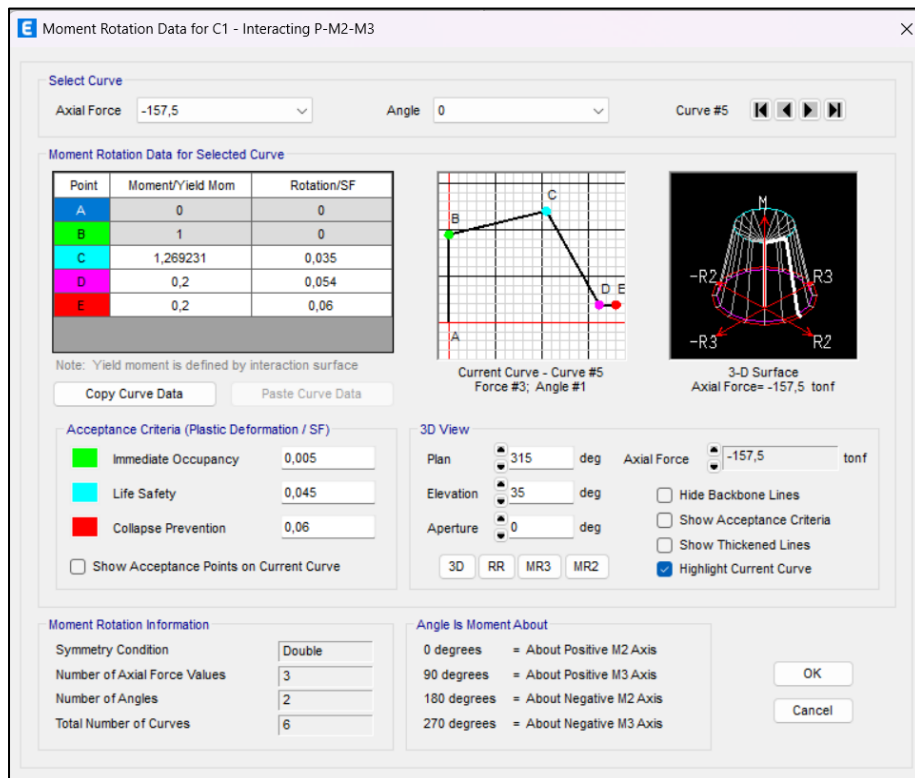


Figura A-8 - Definición de rótulas en columnas (ETABS)

Elaboración: Propia

- Modelo con rótulas asignadas

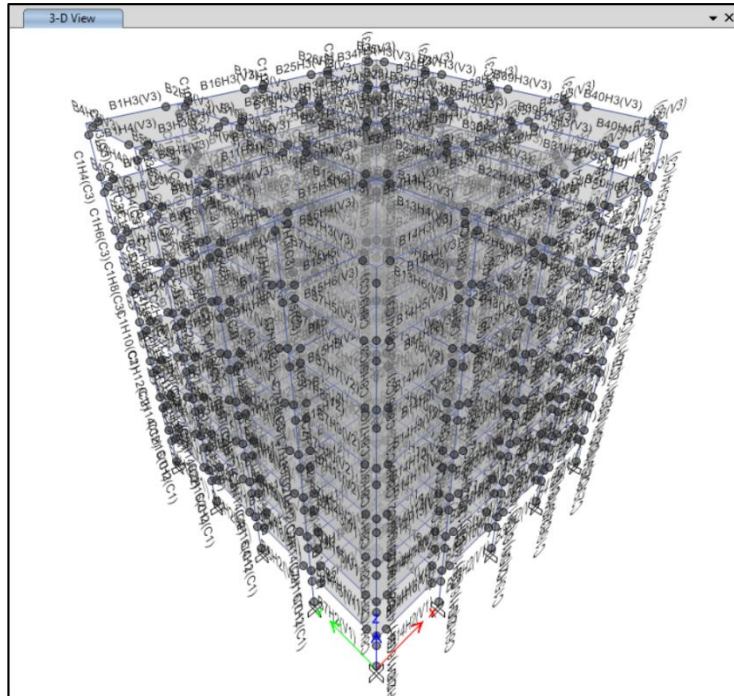


Figura A-9 - Modelo con rótulas asignadas (ETABS)

Elaboración: Propia

A.3. Análisis estático no lineal y resultados – ETABS (Capítulo 3)

- Configuración del caso estático no lineal

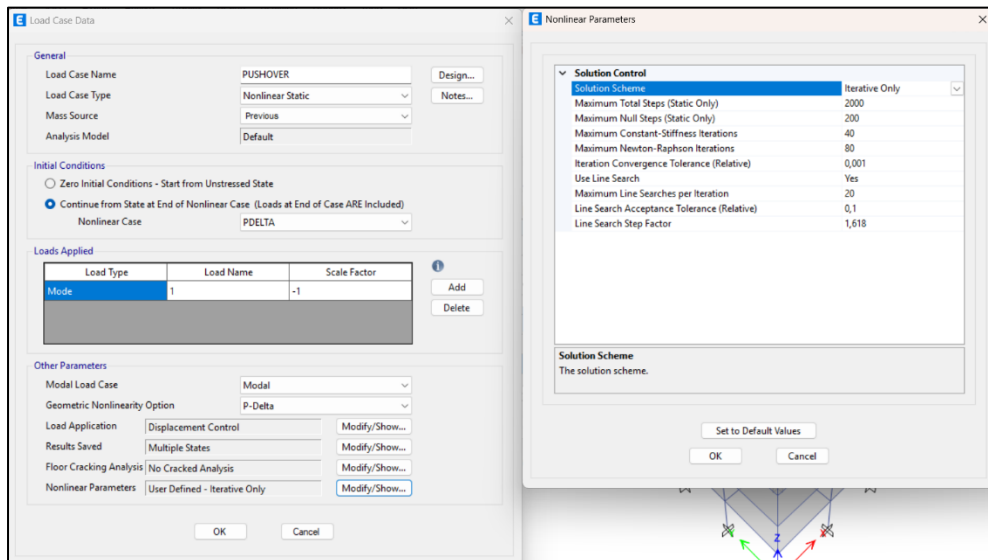
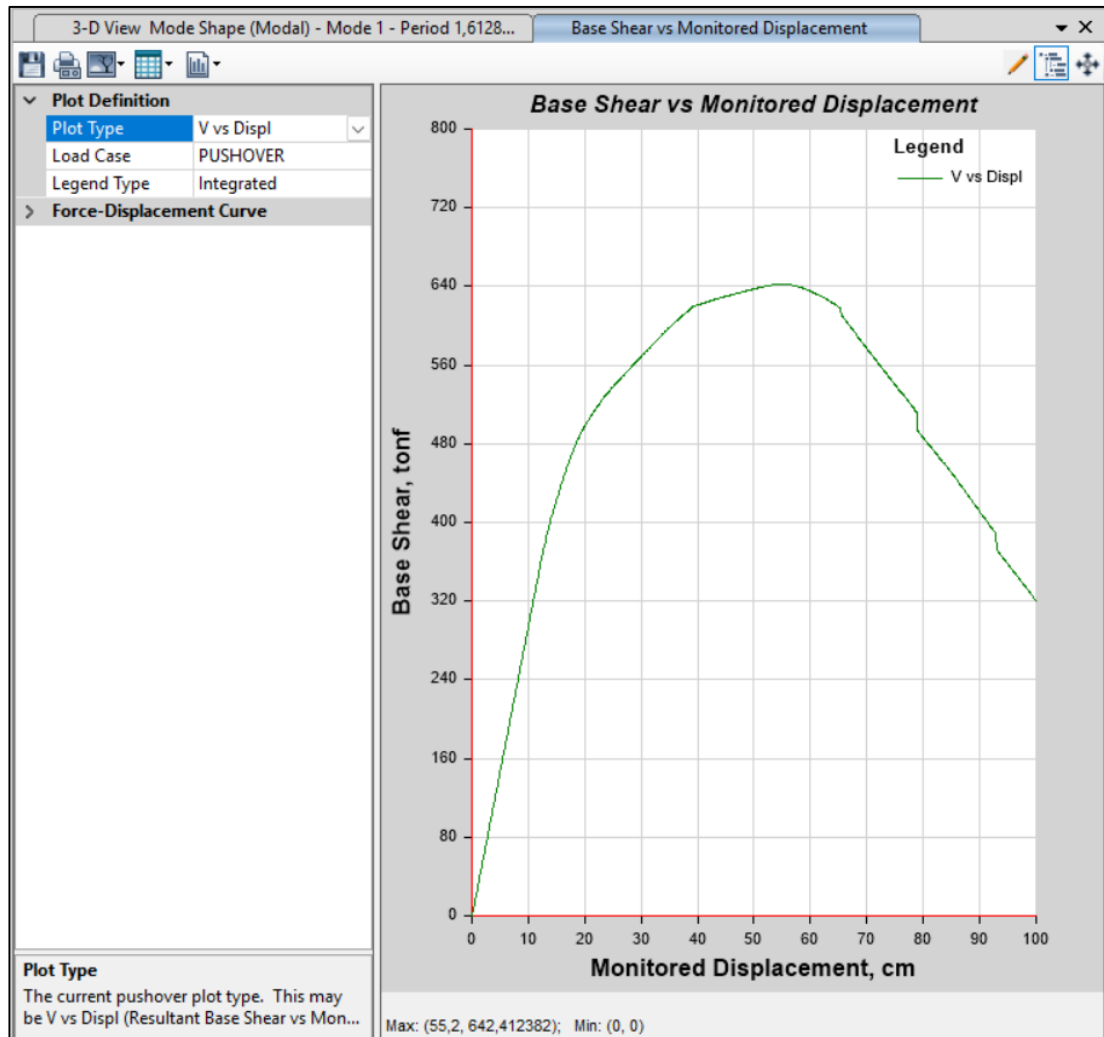


Figura A-10 - Configuración del caso estático no lineal (ETABS)

Elaboración: Propia

- Curva de capacidad



Elaboración: Propia

Figura A-11 - Curva de capacidad (ETABS)

Anexo 2 - Memoria de cálculo (MATHCAD)

B. MEMORIA DE CÁLCULO (MATHCAD)

1. Definición de los materiales

1.1. Características del concreto

Propiedad	Descripción
$f'_c := 280 \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a compresión simple del concreto
$\gamma_c := 2400 \frac{kgf}{m^3}$	Peso específico del concreto
$\nu_c := 0.20$	Módulo de Poisson del concreto
$E_c := 15100 \cdot kgf \frac{1}{cm^2} \cdot \sqrt{f'_c} = 252671.328 \frac{kgf}{cm^2}$	Módulo de elasticidad del concreto

1.2. Características del acero

Propiedad	Descripción
$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal
$\gamma_s := 7850 \frac{kgf}{m^3}$	Peso específico del acero
$E_s := 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$	Módulo de elasticidad del acero

2. Definición del sistema estructural

Tomado de la tabla 12.2.1. Coeficientes de diseño y factores para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, ASCE 7-22.

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures	18. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP	
	19. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP	
	20. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP	
	21. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP	
	22. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP	
	23. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65	
	24. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65	
	25. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP	
	26. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100	
	27. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100	
	28. Steel and concrete coupled composite plate shear walls	14.3	8	2½	5½	NL	NL	160	160	100	
	C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS										
	1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
	2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP	
	3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35*	NP*	NP*	
	4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP*	NP*	NP*	
	5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
	6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP	
	7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP	
	8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
	9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP	
	10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP	
	11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP	
	12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½	3*	3½	35	35	35	35	35	
	D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES										
	1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	
	2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
	3. Special reinforced concrete shear walls ^{6A}	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
	4. Reinforced concrete ductile coupled walls ⁶	14.2	8	2½	8	NL	NL	NL	NL	NL	
	5. Ordinary reinforced concrete shear walls ⁶	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	
	6. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	
	7. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	
	8. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	
	9. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	
	10. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	
	11. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL	
	12. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP	
	13. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	
	14. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL	
	15. Steel and concrete coupled composite plate shear walls	14.3	8	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
	E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES										
	1. Steel special concentrically braced frames ⁶	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP	
	2. Special reinforced concrete shear walls ^{6A}	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100	
	3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP	

continues

2.1. C: Sistema de marcos resistentes a momentos

5. Marcos especiales de concreto reforzado resistentes a momentos.

3. Carga actuante en el sistema

Para el cálculo de la masa sísmica se consideran los siguientes casos de carga:

- Carga muerta: Peso propio de los elementos permanentes de la edificación.
- Carga viva: Carga que varía según la funcionalidad de la estructura.

3.1. Carga muerta (CM)

Al peso propio se le suma la siguiente carga muerta de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos del proyecto, suele oscilar entre 200-400 kgf/m²:

$$LY := 24 \text{ m}$$

$$LX := 24 \text{ m} \quad \text{AreaPorPlanta} := LY \cdot LX = 576 \text{ m}^2$$

Los pesos unitarios de carga muerta usados en el diseño son tomados directamente del índice 4.1 del capítulo 1 de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción). La tabla indica los valores en kN/m²

$$P_{\text{vidrio}} := 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad P_{\text{aluminio}} := 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad P_{\text{ladrillo}} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$P_{\text{ceramica}} := 0.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_{\text{rasante}} := 0.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carga muerta adicional: Planta tipo

$$\text{VentanasTipo1} := 2.84 \text{ m} \cdot 2. \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} = 0.114 \text{ m}^3$$

$$\text{VentanasTipo1CM} := \frac{\text{VentanasTipo1} \cdot 16 \cdot P_{\text{vidrio}}}{\text{AreaPorPlanta}} = 8.366 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{AluminioTipo1} := 2.915 \text{ m} \cdot 2.08 \text{ m} \cdot 0.07 \text{ m} - \text{VentanasTipo1} = 0.311 \text{ m}^3$$

$$\text{AluminioTipo1CM} := \frac{\text{AluminioTipo1} \cdot 16 \cdot P_{\text{aluminio}}}{\text{AreaPorPlanta}} = 23.771 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{MamposteríaLadrillo} := 3.60 \text{ m} \cdot (LX \cdot 2 + LY \cdot 2) \cdot 0.15 \text{ m} - 16 \cdot (\text{VentanasTipo1} + \text{AluminioTipo1}) = 45.049 \text{ m}^3$$

$$\text{MamposteríaLadrilloCM} := \frac{\text{MamposteríaLadrillo} \cdot P_{\text{ladrillo}}}{\text{AreaPorPlanta}} = 151.53 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CerámicaCM} := 2 \cdot P_{\text{ceramica}} = 40.789 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{RasanteCM} := 1 \cdot P_{\text{rasante}} = 22.434 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CieloRasoCM} := 0.20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 20.394 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{InstalacionesCM} := 0.30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 30.591 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$CM_{\text{PlantaTipo}} := \text{VentanasTipo1CM} + \text{AluminioTipo1CM} + \text{MamposteríaLadrilloCM} + \text{CerámicaCM} + \text{RasanteCM} + \text{CieloRasoCM} + \text{InstalacionesCM}$$

$$CM_{\text{PlantaTipo}} = 297.876 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$CM_{\text{in}} := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

3.2. Carga viva (CV)

El uso dado a la edificación es residencial, con una cubierta no accesible.

La carga viva seguida en el diseño es tomada directamente de la tabla 4.2.1 del capítulo 1 de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción). La tabla indica los valores en kN/m^2

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m^2)	Carga concentrada (kN)
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
Instituciones penales		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Véase sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm^2)		1.40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

$$CV := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$CV = 203.943 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

4. Combinaciones de Carga

Las combinaciones seguidas en el diseño por última resistencia son las combinaciones número 1 y 2 del índice 3.4.3 del capítulo 1 de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).

4.1. Definición de patrones de carga

Propiedad	Descripción
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
CS	Carga Sísmica
ELF	Fuerza Lateral Equivalente
ENVOLVENTE	ENVOLVENTE DE LAS COMBINACIONES

4.1. Definición de combinaciones de carga	
Número de combinación	Descripción de la combinación
1	0.9CM + CS
2	0.9CM - CS
3	ENVOLVENTE DE GRAVEDAD
4	0.9CM + ELF
5	0.9CM - ELF
6	1.2CM + 1.6 CV
7	1.2CM + CS + CV
8	1.2CM - CS + CV
9	1.2CM + ELF + CV
10	1.2CM - ELF + CV
11	1.4CM
12	CM + CV
13	ENVOLVENTE
5. Parámetros sísmicos de diseño	
5.1. Zona sísmica	
Parámetro	Descripción
<i>Amenaza</i> := “Alta”	Caracterización de zona del peligro sísmico
<i>Z</i> := 0.25	Factor de zona
Tipo II	Categoría de zona sísmica
5.2. Tipo de suelo	
Parámetro	Descripción
<i>Suelo</i> := “C”	Tipo de suelo
<i>F_a</i> := 1.3	Coficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto

$F_d := 1.28$

Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

$F_s := 0.94$

Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos

$\eta := 2.48$

Razón entre aceleración espectral y PGA.

5.2.1 Tablas de los coeficientes Fa, Fd y Fs.

Las tablas se obtuvieron de la NEC-SE-DS-parte 1, en la sección 3.2.2.

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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s

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

Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

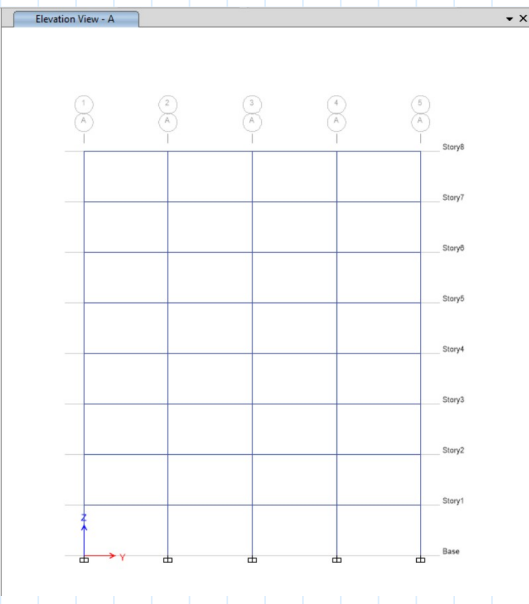
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles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

Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

5.3. Regularidad / Configuración Estructural e

Elevación Estructural



Planta Estructural

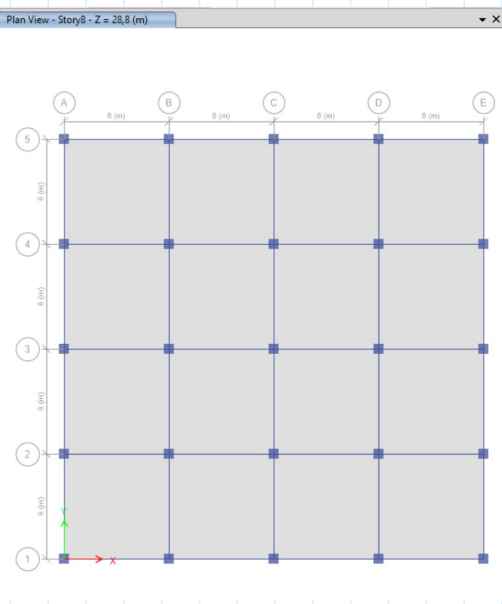


Tabla 11. NEC - SE - DS

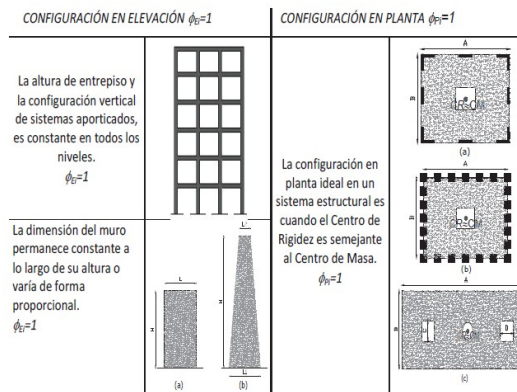


Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

Parámetro

Descripción

$\phi_E := 1$

Coefficiente de regularidad en elevación

$\phi_P := 1$

Coefficiente de regularidad en planta

5.4. Coeficientes de reducción y comportamiento

Tabla 12.2.1. ASCE 7-22.

112

Isolated Criteria for Buildings

Table 12.2-1. Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω _s ^b	Deflection Amplification Factor, C _d ^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h _s , Limits (ft) ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^g	NP ^h	NP ^h
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^h	NP ^h	NP ^h
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	35

Parámetro

Descripción

$R := 8$

Coefficiente de reducción de demanda sísmica

$\Omega := 1.25$

Factor de sobre resistencia del acero

$C_d := 0.75 \cdot R = 6$

Factor de amplificación de deformaciones

5.5. Importancia de la edificación

Tabla 6. NEC - SE - DS

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar	1.3

	continuamente	
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

$$I := 1$$

Coefficiente de importancia de edificación

5.6. Periodo fundamental de la estructura

Método obtenido del capítulo 6.3.3 de la NEC - SE - DS.

a. Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = c_t h_a^\alpha$$

Dónde:

c_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_a Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

$$c_t := 0.055$$

$$h_a := 28.8$$

$$\alpha := 0.9$$

$$T_a := c_t \cdot h_a^\alpha \cdot s = 1.132 \text{ s}$$

Para:

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

Parámetro

Descripción

$$T_a = 1.132 \text{ s}$$

Periodo fundamental aproximado de la estructura.

6. Método de análisis

6.1. Análisis por Cargas a Gravedad

Este método evalúa la respuesta estructural bajo la influencia de las cargas gravitacionales (Carga Viva, Carga Muerta y Peso Propio). De esta manera se puede verificar que la configuración del diseño estructural sea resistente a su demanda según los criterios normativos.

6.2. Análisis por Carga Estática Equivalente

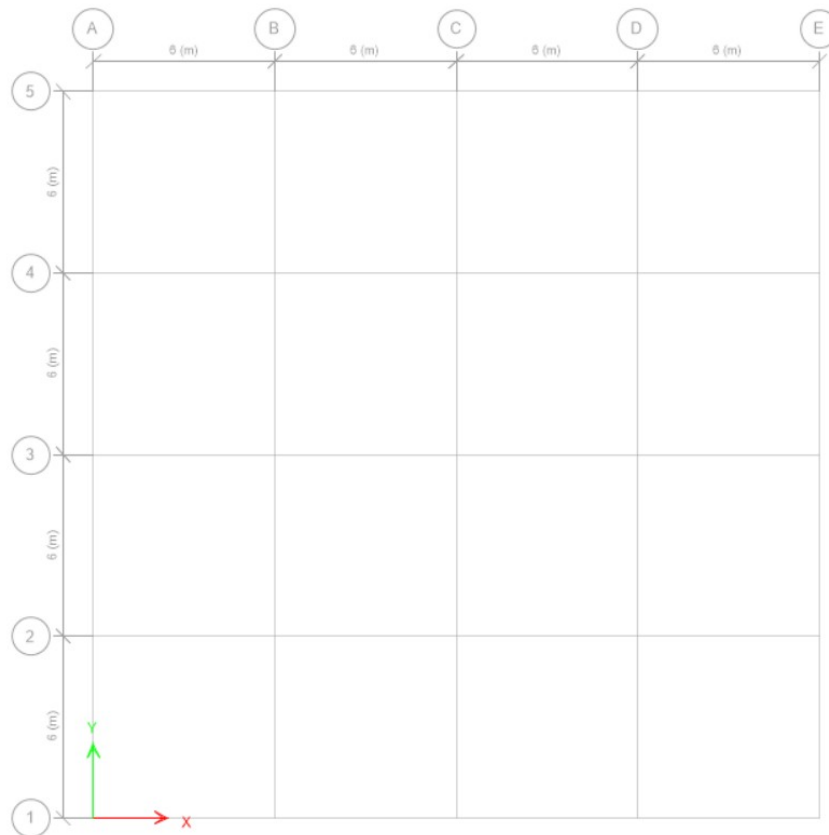
Este método es utilizado para evaluar el comportamiento de la estructura de forma lineal ante cargas laterales distribuidas (en representación de la acción sísmica), cumpliendo con los parámetros establecidos por la normativa sísmica vigente.

6.3. Análisis Modal - Espectral

Este es un método de análisis dinámico lineal que permite la evaluación la respuesta estructural ante cargas sísmicas considerando los modos de vibrar del modelo. Obteniendo las fuerzas internas y su desplazamiento a través de un espectro de diseño establecido por la norma, obteniendo un análisis más preciso.

7. Predimensionamiento de elementos estructurales

Propuesta de planta estructural - ETABS



7.1. Vigas

7.1.1. Luz principal de las vigas

Parámetro	Descripción
$l_v := 6 \text{ m}$	Luz libre de las vigas
$r := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo

7.1.2. Dimensiones

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Parámetro	Descripción
$h_{vpmin} := \left(\frac{l_v}{21}\right) = 28.571 \text{ cm}$	Límite inferior de peralte
$h_{vp_1} := 55 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga pisos 1-3
$h_{vp_2} := 50 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga pisos 4-6
$h_{vp_3} := 35 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga pisos 7-8
El ancho de las vigas se adoptó con un valor de 30 cm, cumpliendo con los requisitos normativos de la sección 18.6.2.1 de la ACI-318, manteniendo un ancho mayor a los valores mínimos de $h/3$ y 250mm.	
$b_{vp} := 30 \text{ cm}$	Base asumida de viga

7.2. Losas

7.2.1. Luces principales de las losas

Parámetro	Descripción
$l_{n_x} := 6 \text{ m}$	Luz libre en la dirección horizontal
$l_{n_y} := 6 \text{ m}$	Luz libre en la relación vertical
$\beta := \frac{l_{n_y}}{l_{n_x}} = 1$	Relación luces de vigas

El prediseño corresponderá a una Losa Nervada bidireccional.

7.2.2. Dimensiones impuestas

Se utilizará una configuración de losa nervada general en Ecuador, para cada metro unitario del área.

Parámetro	Descripción
$h_{ch} := 5 \text{ cm}$	Altura de la chapa de compresión
$b_{ch} := 100 \text{ cm}$	Base de la chapa de compresión
$h_n := 20 \text{ cm}$	Altura de los nervios
$b_n := 10 \text{ cm}$	Base de los nervios
$h_{ln} := h_{ch} + h_n = 25 \text{ cm}$	Peralte de la losa nervada
$r_{ln} := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo de la malla

7.2.3. Cálculo de la inercia de la sección impuesta

Procedimiento

Utilizando el método de Steiner

$$A_{ch} := b_{ch} \cdot h_{ch} = 500 \text{ cm}^2$$

$$y_{ch} := h_n + \frac{h_{ch}}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_n := b_n \cdot h_n = 200 \text{ cm}^2$$

$$y_n := \frac{h_n}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$y_{ln} := \frac{A_{ch} \cdot y_{ch} + 2 \cdot A_n \cdot y_n}{A_{ch} + 2 \cdot A_n} = 16.944 \text{ cm}$$

$$I_{ln} := \frac{b_{ch} \cdot h_{ch}^3}{12} + A_{ch} \cdot (y_{ch} - y_{ln})^2 + 2 \left(\left(\frac{b_n \cdot h_n^3}{12} \right) + A_n \cdot (y_n - y_{ln})^2 \right) = 49097.22 \text{ cm}^4$$

7.2.4. Peralte equivalente a losa maciza

A fin de facilitar los cálculos, se utilizará una sección de losa maciza equivalente.

Valores de prueba	$h_{lm} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$\frac{b_{ch} \cdot h_{lm}^3}{12} = I_{ln}$
Solver	find (h_{lm}) = 18.061 cm

Parámetro**Descripción**

$$I_{ln} = 49097.222 \text{ cm}^4$$

Inercia de la sección de losa nervada asumida

$$h_{lm} := 18.061 \text{ cm}$$

Altura equivalente de la losa maciza

7.2.5. Factor α_{fm} y revisión de flechas.**Parámetro****Descripción**

$$I_{vp} := \frac{b_{vp} \cdot h_{vp-1}^3}{12} = 415937.5 \text{ cm}^4$$

Inercia de la sección de la viga asumida

Se realizó el análisis para el paño central, el cual presenta mayor exigencia.

α_f - Viga izquierda

$$I_{izq} := \frac{\left(\frac{l_{m_x}}{2} + \frac{l_{m_x}}{2} - b_{vp}\right) \cdot h_{lm}^3}{12} = 279845.925 \text{ cm}^4 \quad \alpha_{izq} := \frac{I_{vp}}{I_{izq}} = 1.486$$

α_f - Viga superior

$$I_{sup} := \frac{\left(\frac{l_{m_y}}{2} + \frac{l_{m_y}}{2} - b_{vp}\right) \cdot h_{lm}^3}{12} = 279845.925 \text{ cm}^4 \quad \alpha_{sup} := \frac{I_{vp}}{I_{sup}} = 1.486$$

α_f - Viga derecha

$$I_{der} := \frac{\left(\frac{l_{m_x}}{2} + \frac{l_{m_x}}{2} - b_{vp}\right) \cdot h_{lm}^3}{12} = 279845.925 \text{ cm}^4 \quad \alpha_{der} := \frac{I_{vp}}{I_{der}} = 1.486$$

α_f - Viga inferior

$$I_{inf} := \frac{\left(\frac{l_{m_y}}{2} + \frac{l_{m_y}}{2} - b_{vp}\right) \cdot h_{lm}^3}{12} = 279845.925 \text{ cm}^4 \quad \alpha_{inf} := \frac{I_{vp}}{I_{inf}} = 1.486$$

α_{fm}

$$\alpha_{fm} := \frac{\alpha_{izq} + \alpha_{sup} + \alpha_{der} + \alpha_{inf}}{4} = 1.486$$

Peralte mínimo de la losa equivalente maciza

$$h_{minl} := \frac{l_{m_x} \cdot \left(0.8 + \left(\frac{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{14000}\right)\right)}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_{fm} - 0.2)} = 15.554 \text{ cm} < h_{lm} = 18.061 \text{ cm}$$

Al ser menor al utilizado, no se necesitan revisar flechas.

7.3. Columnas

7.3.1. Número de pisos, cargas, áreas tributarias

Parámetro	Descripción
$n := 8$	Número de pisos de la edificación
$AT_1 := \frac{l_{ln,x}}{2} \cdot \frac{l_{ln,y}}{2} = 9 \text{ m}^2$	Área tributaria de las columnas esquinera
$AT_2 := \frac{l_{ln,x}}{2} \cdot l_{ln,y} = 18 \text{ m}^2$	Área tributaria de las columnas de borde
$AT_3 := l_{ln,x} \cdot l_{ln,y} = 36 \text{ m}^2$	Área tributaria de las columnas centrales
$V_{vp} := h_{vp,1} \cdot b_{vp} \cdot 1 \text{ m} = 0.165 \text{ m}^3$	Volumen de la viga asumida
$W_{vp} := V_{vp} \cdot \frac{\gamma_c}{1 \text{ m}^2} = 396 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Carga del peso propio de la viga
$V_{ln} := 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot h_{ln} - 4 \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot h_n$	Volumen de la losa nervada
$V_{ln} = 0.122 \text{ m}^3$	
$W_{ln} := V_{ln} \cdot \frac{\gamma_c}{1 \text{ m}^2} = 292.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Carga del peso propio de la losa nervada
$CM_{pp} := CM_{in} + W_{vp} + W_{ln} = 988.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Carga muerta incluyendo peso propio de los elementos estructurales
$CC1 := 1.4 \cdot CM_{pp} = (1.384 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Combinación de carga 1 gravedad
$CC2 := 1.2 \cdot CM_{pp} + 1.6 \text{ CV} = (1.513 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Combinación de carga 2 gravedad

7.3.2. Dimensiones

Se realizará el proceso para la columna central, que tiene una mayor área tributaria por lo que es la más exigida, utilizando la combinación de carga 2 la cual es la mayor hasta ese punto. Además se tomarán dimensiones para los primeros 2 pisos, luego para los siguientes 3 y finalizando con los otros 3 para evitar sobredimensionamiento y proteger derivas.

Procedimiento

$$PU1_{pr} := CC2 \cdot AT_3 \cdot n = 435.706 \text{ tonnef}$$

$$PU1.5_{pr} := CC2 \cdot AT_3 \cdot 6 = 326.78 \text{ tonnef}$$

$$PU2_{pr} := CC2 \cdot AT_3 \cdot 3 = 163.39 \text{ tonnef}$$

La dimensión de la sección de la columna central se determinó imponiendo que el punto de trabajo se ubique aproximadamente en el primer tercio del diagrama de interacción axial–flexión, como criterio propio de predimensionamiento.

Sección de columna 1

Valores de prueba	$a := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$PU1_{pr} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{a^2}{3}$
Solver	$\text{find}(a) = 0.741 \text{ m}$

Sección de columna 1.5

Valores de prueba	$a := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$PU1.5_{pr} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{a^2}{3}$
Solver	$\text{find}(a) = 0.642 \text{ m}$

Sección de columna 2

Valores de prueba	$a := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$PU2_{pr} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{a^2}{3}$
Solver	$\text{find}(a) = 0.454 \text{ m}$

Parámetro	Descripción
$hc_{1pr} := 75 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna 1
$bc_{1pr} := 75 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 1
$hc_{1.5pr} := 65 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna 2
$bc_{1.5pr} := 65 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 2
$hc_{2pr} := 50 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna 3
$bc_{2pr} := 50 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 3

7.4. Resumen

7.4.1. Vigas

Parámetro	Descripción
$h_{vp_1} = 55 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga 1
$h_{vp_2} = 50 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga 2
$h_{vp_3} = 35 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga 3
$b_{vp} = 30 \text{ cm}$	Base asumida de las vigas
$r_{vp} := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de viga
$d_{vp_1} := h_{vp_1} - r_{vp} = 51 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección 1
$d_{vp_2} := h_{vp_2} - r_{vp} = 46 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección 2
$d_{vp_3} := h_{vp_3} - r_{vp} = 31 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección 3

7.4.2. Losa

Parámetro	Descripción
$h_{ch} = 5 \text{ cm}$	Altura de la chapa de compresión
$b_{ch} = 100 \text{ cm}$	Base de la chapa de compresión
$h_n = 20 \text{ cm}$	Altura de los nervios
$b_n = 10 \text{ cm}$	Base de los nervios
$h_{ln} = 25 \text{ cm}$	Peralte de la losa nervada

$r_{ln} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo de la malla
$h_{lm} = 18.061 \text{ cm}$	Peralte de la losa equivalente maciza
$d_{ln} := h_{ln} - r_{ln} = 21 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$AT_{Losa} := 24 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 576 \text{ m}^2$	Área total de losa

7.4.3. Columnas

Parámetro	Descripción
$hc_{1pr} = 75 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna 1
$bc_{1pr} = 75 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 1
$hc_{1.5pr} = 65 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna 2
$bc_{1.5pr} = 65 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 2
$hc_{2pr} = 50 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna 3
$bc_{2pr} = 50 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 3
$l_u := 3.6 \text{ m}$	Longitud de entrepiso

8. Demandas ETABS

8.1. Momentos y fuerza axial

8.1.1. Demanda Viga Pisos 1-3 V30x55

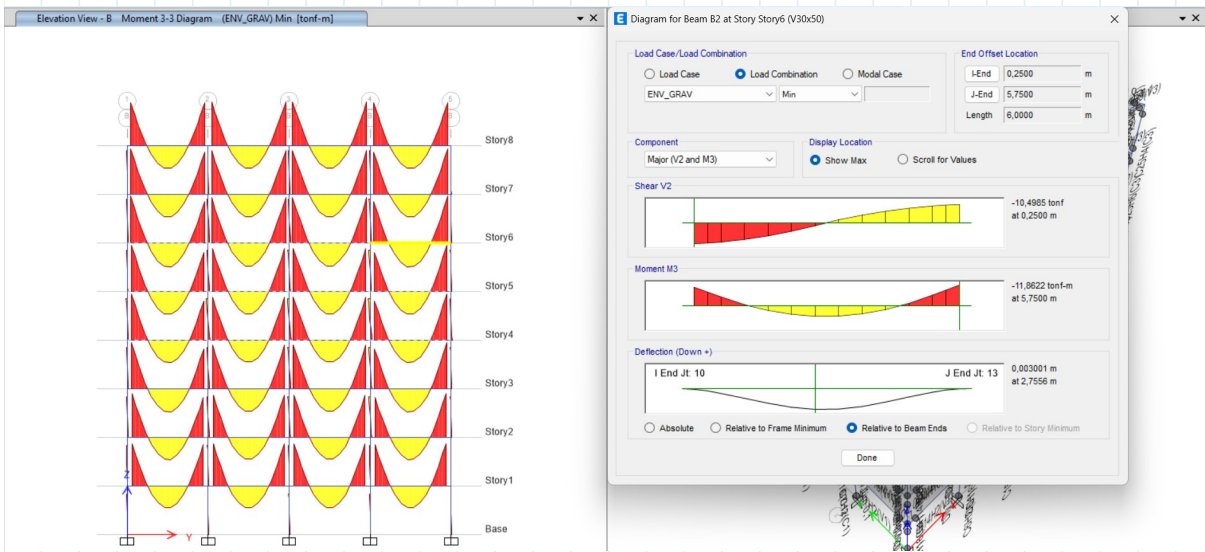
Parámetro	Descripción
	<p>Momento último negativo</p>

$MUv_{1neg} := 11.6964 \text{ tonnef} \cdot m$

$$MUv1_{pos} := 6.7444 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último positivo

8.1.2. Demanda Viga Pisos 4-6 V30x50



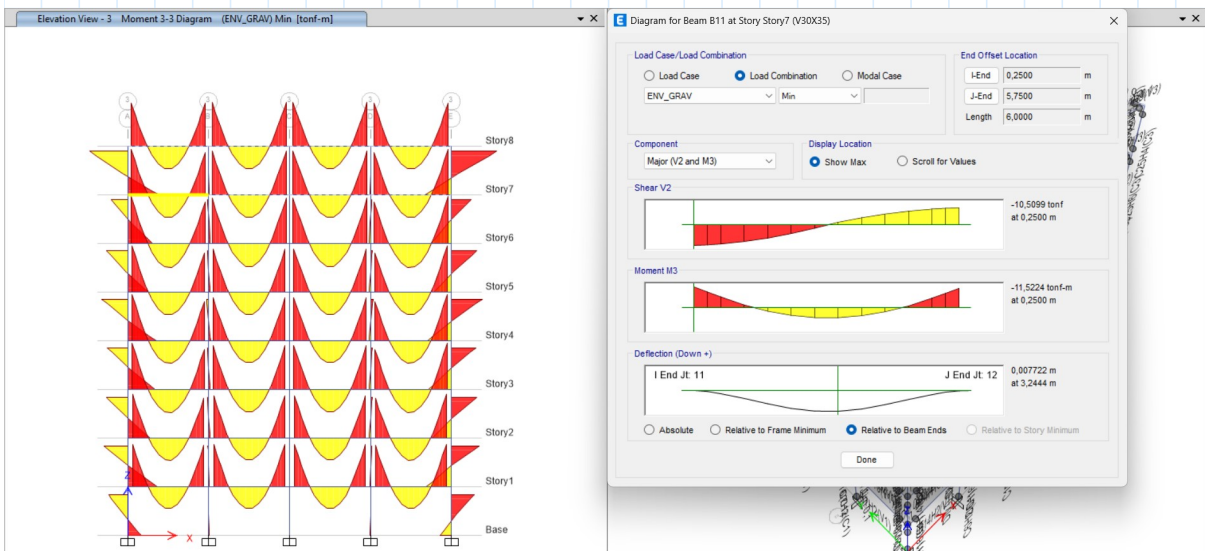
$$MUv2_{neg} := 11.8622 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último negativo

$$MUv2_{pos} := 7.0669 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último positivo

8.1.3. Demanda Viga Pisos 7-8 V30x35



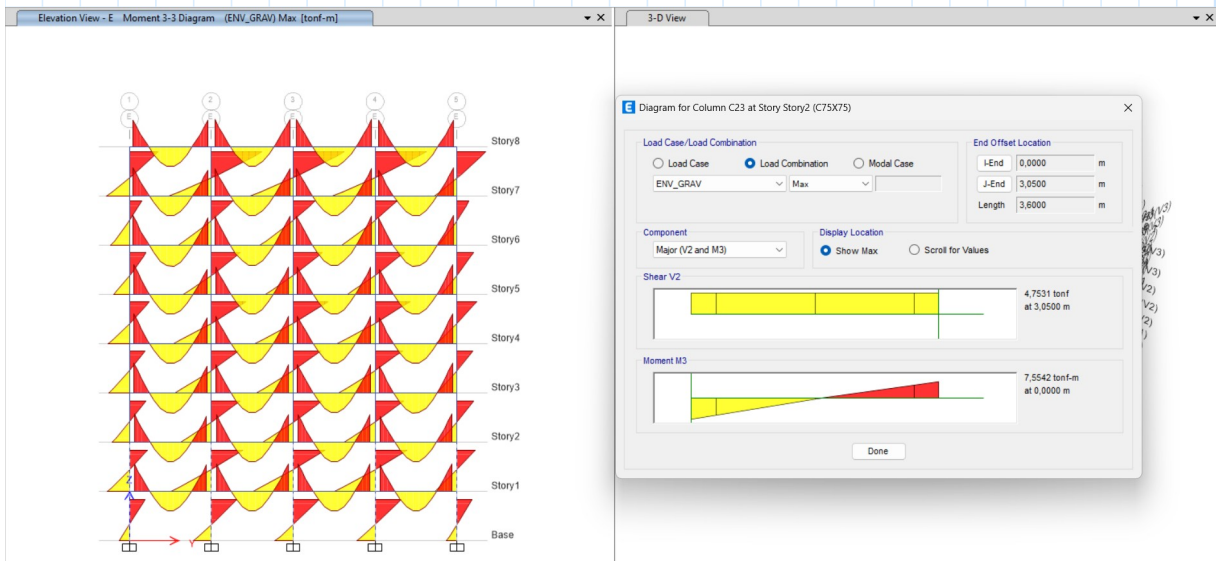
$$MUv3_{neg} := 11.5224 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último negativo

$$MUv3_{pos} := 6.7649 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

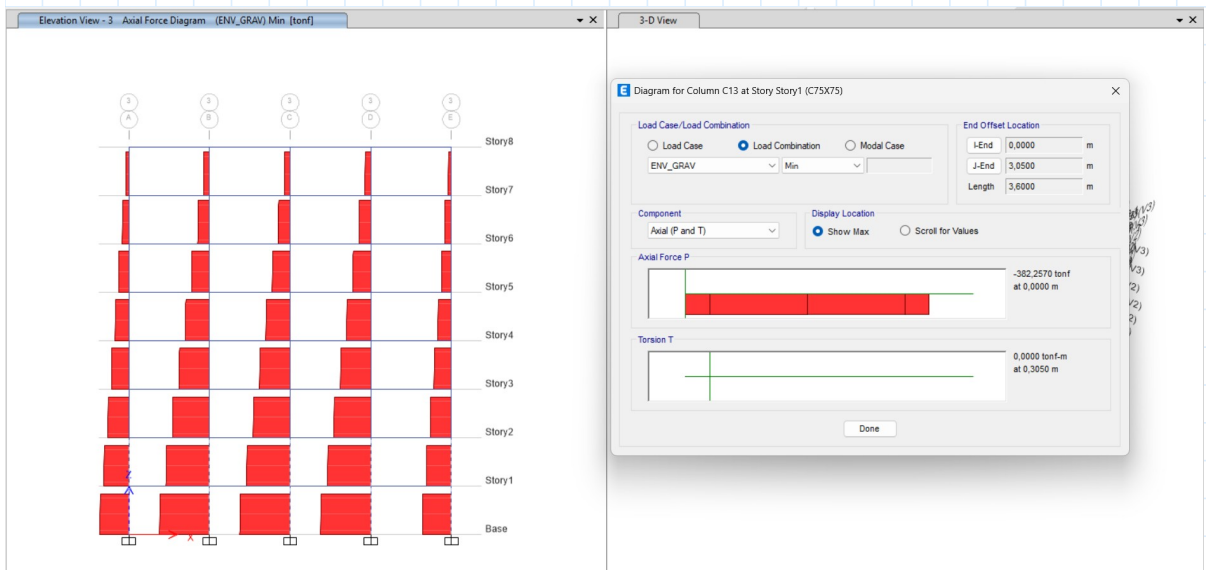
Momento último positivo

8.1.4.Demanda Columna 1 C75x75



$MU_{c1} := 7.5542 \text{ tonnef} \cdot m$

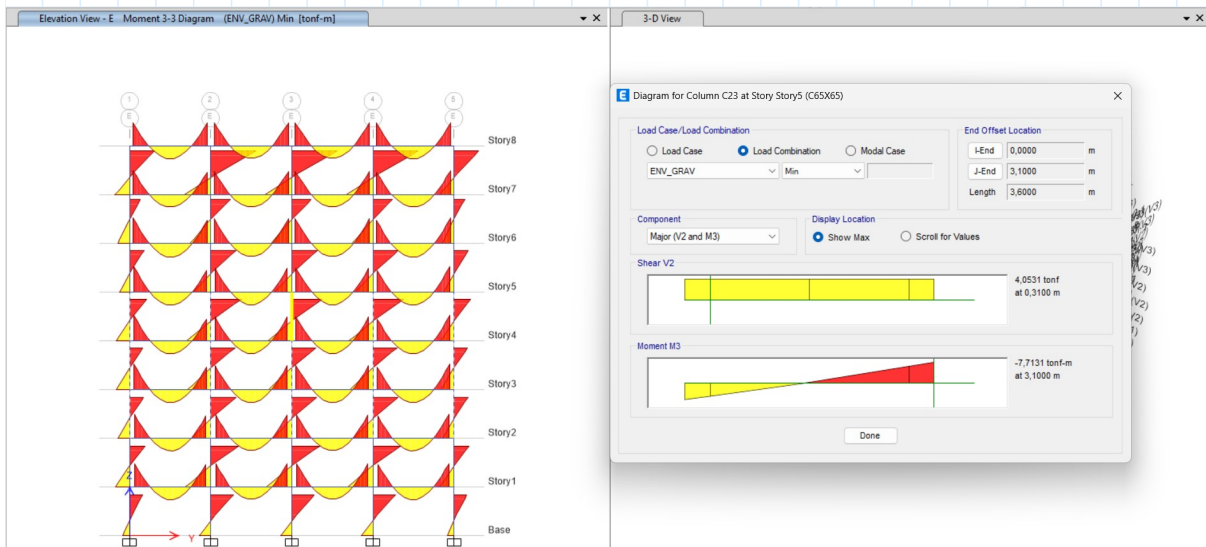
Momento último



$PU_{c1} := 382.257 \text{ tonnef}$

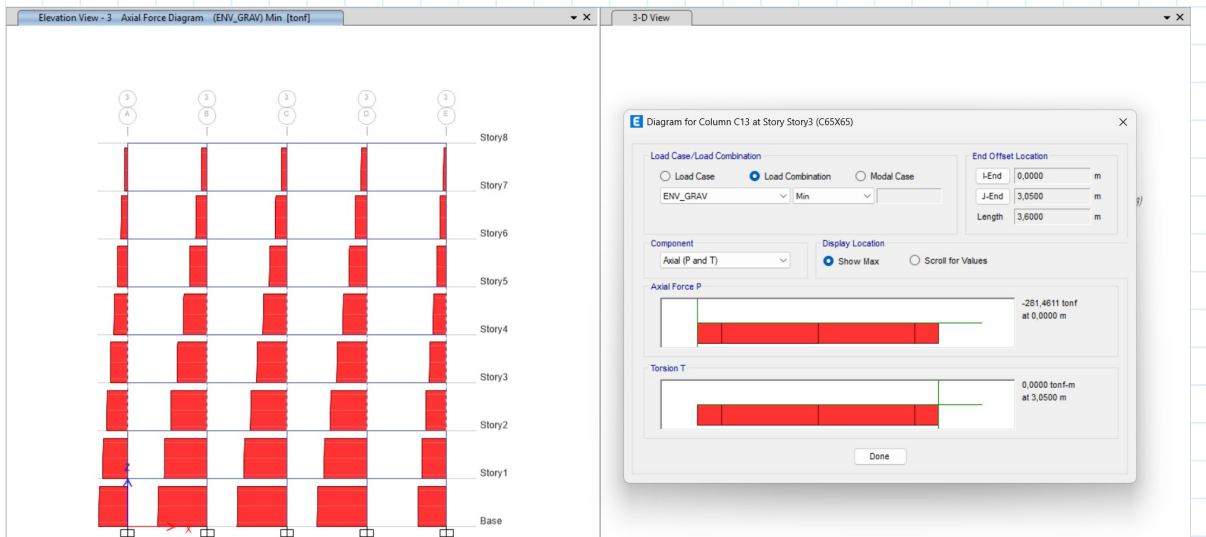
Axial último

8.1.5. Demanda Columna 2 C65X65



$MU_{c2} := 7.7131 \text{ tonnef} \cdot m$

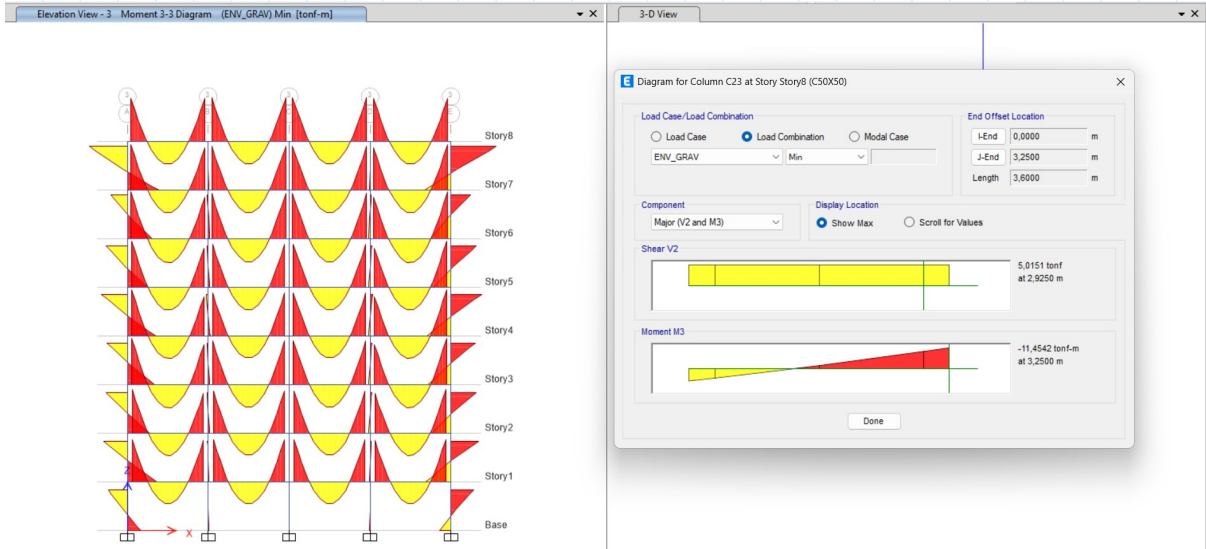
Momento último



$PU_{c2} := 281.4611 \text{ tonnef}$

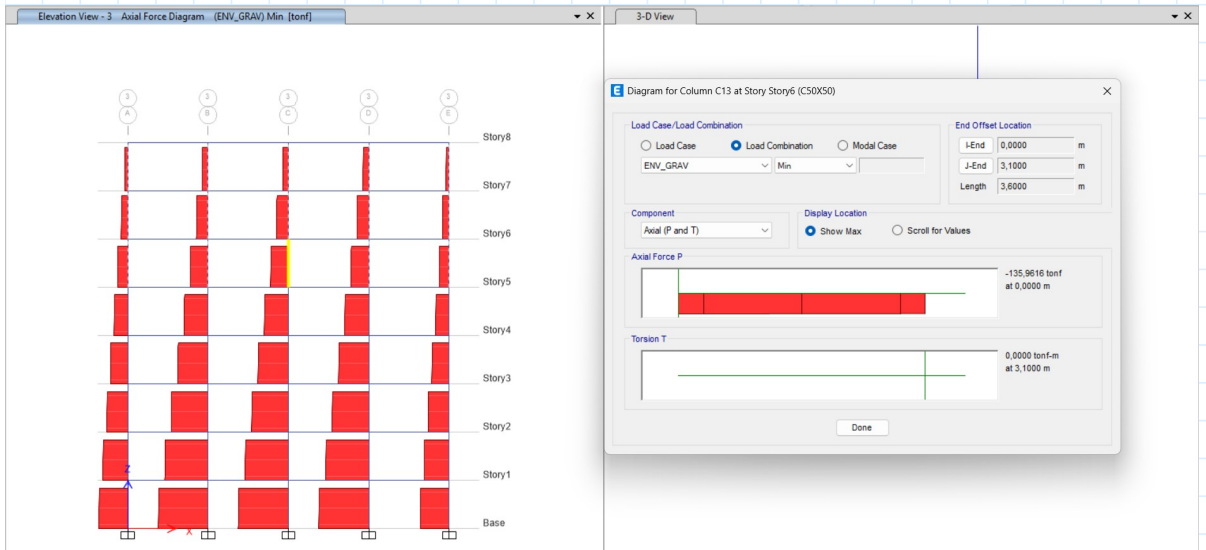
Axial último

8.1.6. Demanda Columna 3 C50X50



$$MU_{c3} := 11.4542 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último

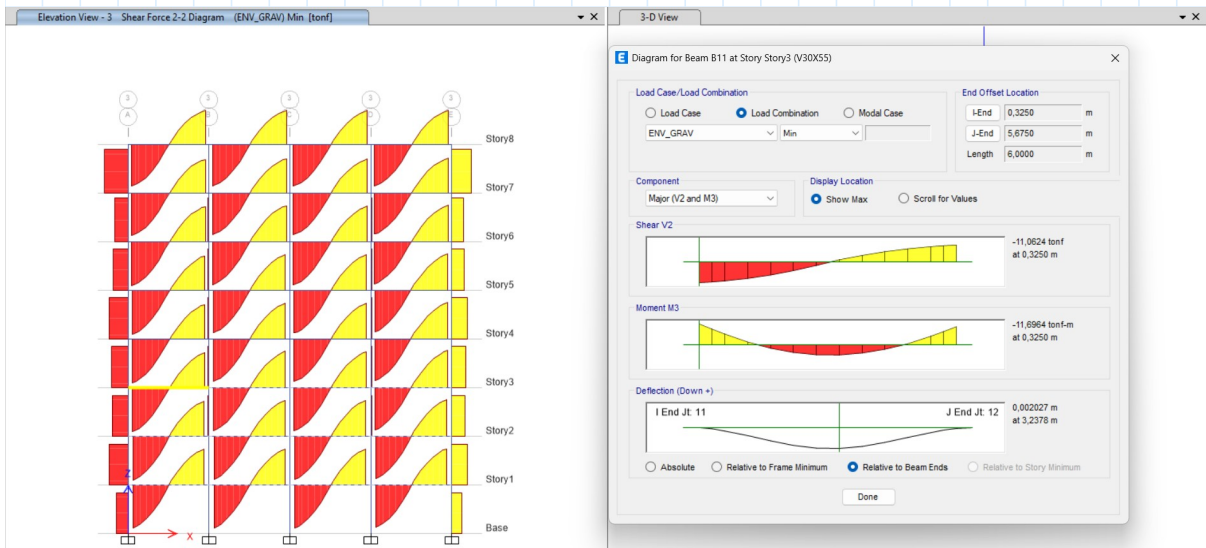


$$PU_{c3} := 135.9616 \text{ tonnef}$$

Momento último

8.2. Cortante

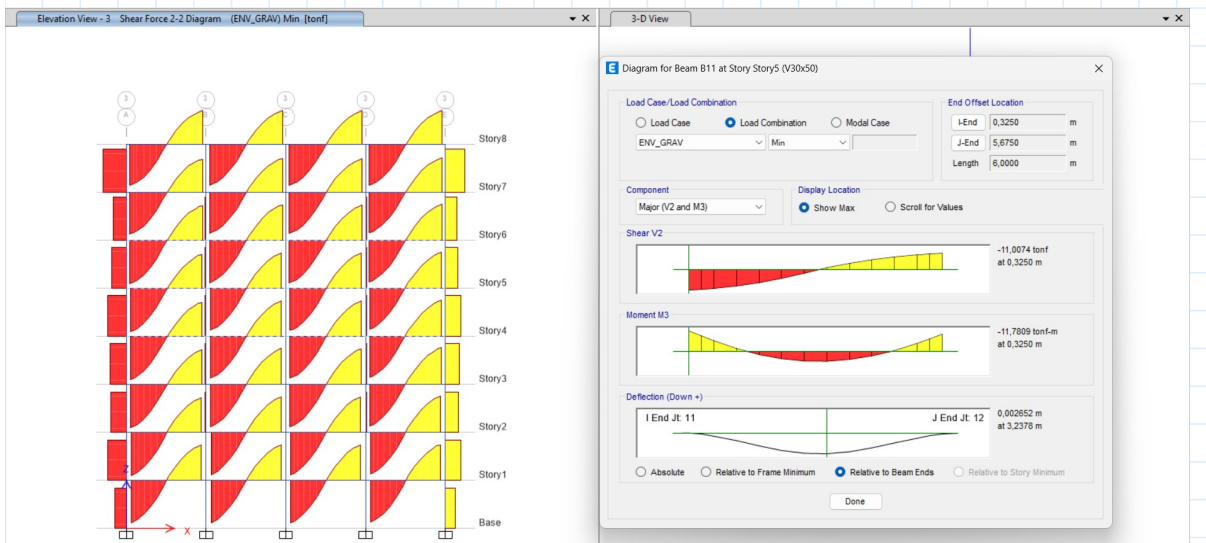
8.2.1. Demanda Vega Pisos 1-3 V30x55



$$VUv_1 := 11.0624 \text{ tonnef}$$

Cortante último

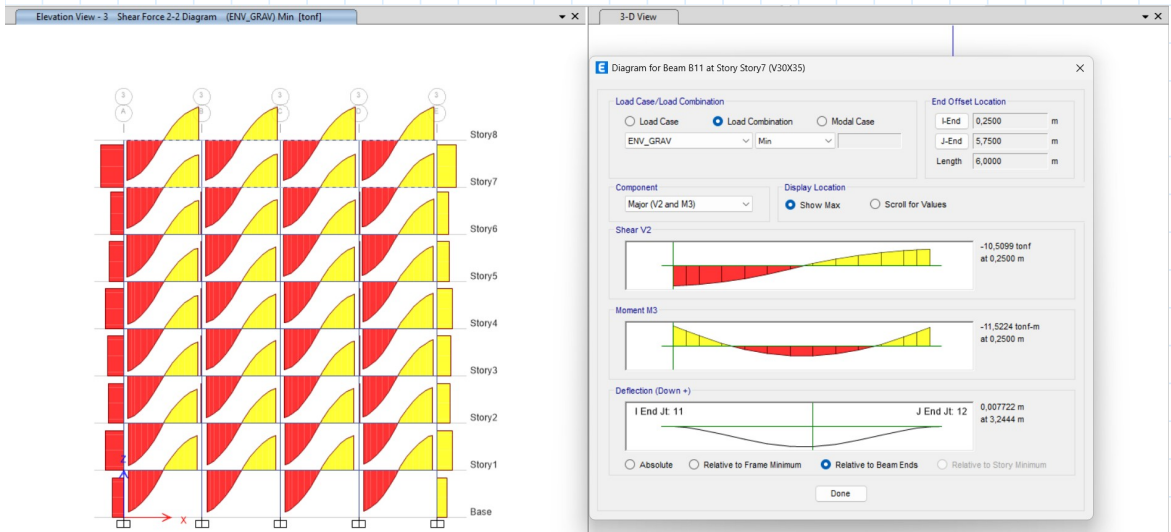
8.2.2. Demanda Vega Pisos 4-6 V30x50



$$VUv_2 := 11.0074 \text{ tonnef}$$

Cortante último

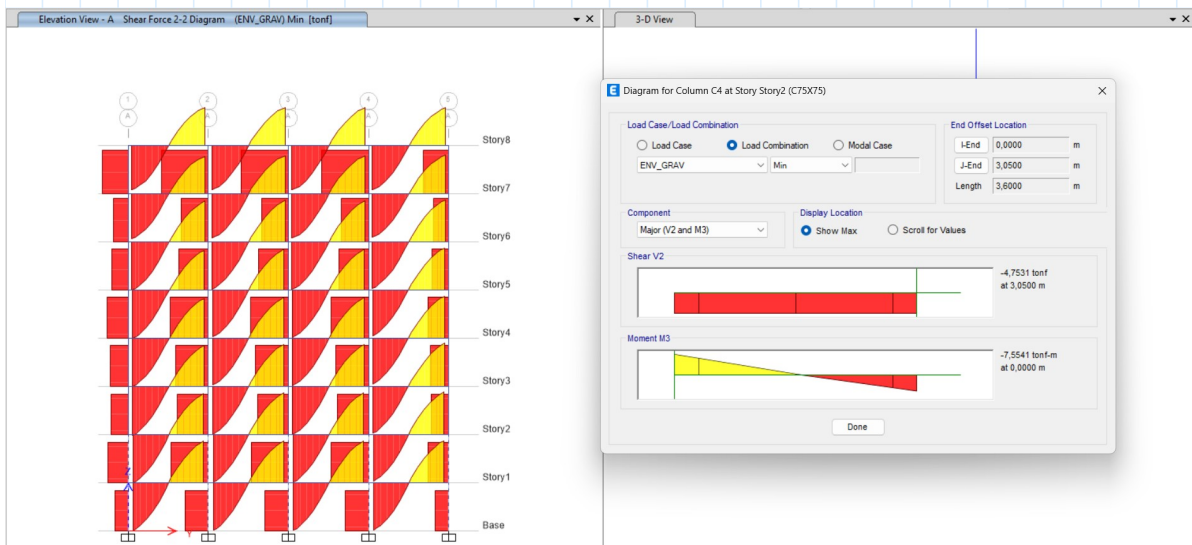
8.2.3. Demanda Viga Pisos 7-8 V30x35



$$VUv_3 := 10.5099 \text{ tonnef}$$

Cortante último

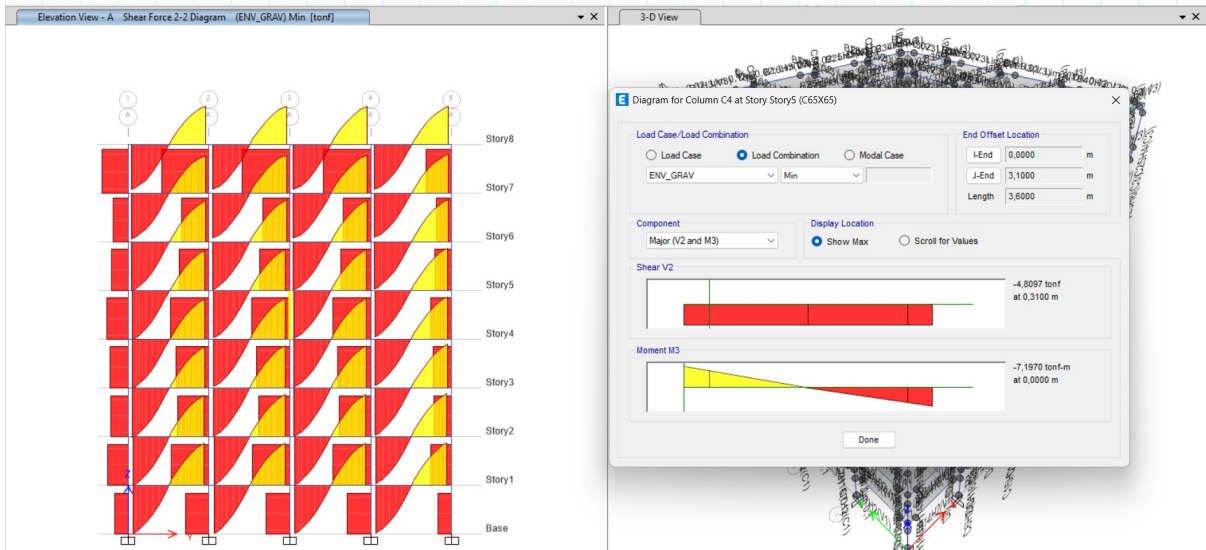
8.2.4. Demanda Columna 1 C75x75



$$VUc_1 := 4.7531 \text{ tonnef}$$

Cortante último

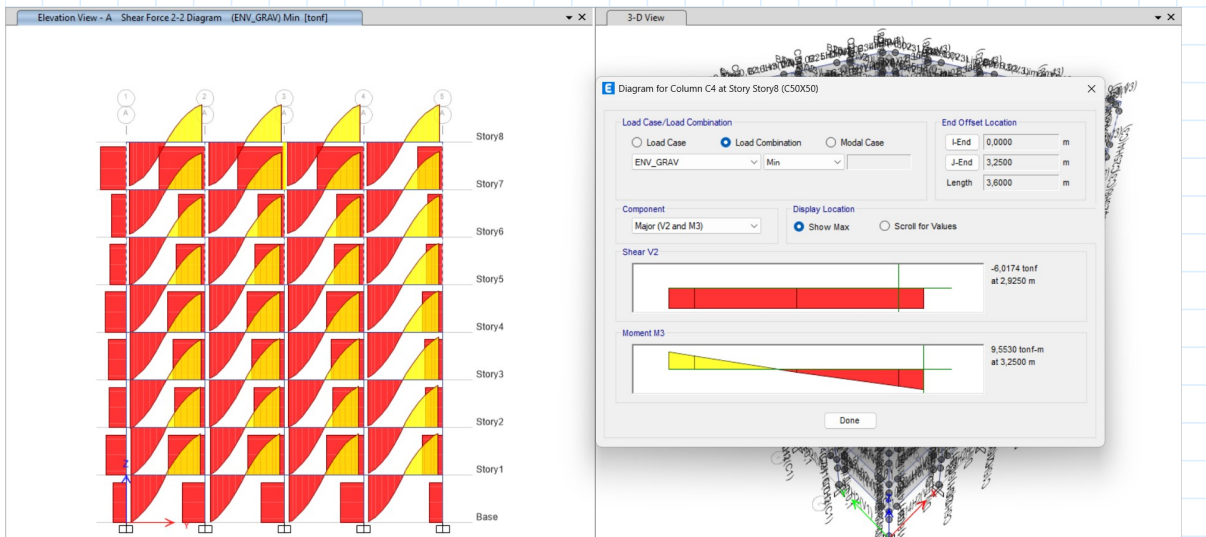
8.2.5. Demanda Columna 2 C65x65



$VU_{c_2} := 4.8097 \text{ tonnef}$

Cortante último

8.2.6. Demanda Columna 3 C50x50



$VU_{c_3} := 6.0174 \text{ tonnef}$

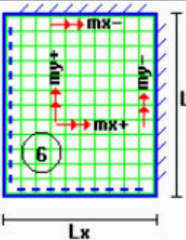
Cortante último

9. Diseño por gravedad

9.1. Diseño a flexión de losa

9.1.1. Método de los Coeficientes

Se realizará el procedimiento del método de los coeficientes para el caso número 6, siendo el más desfavorable del diseño de losas siguiendo el libro Proaño, M. (2008). *Temas de hormigón armado*.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	406	489	572	644	693	712
	$M_{y-} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	839	980	1120	1240	1323	1353
	$M_{y+} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	428	525	621	704	761	782
	$M_{x-} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	839	857	852	827	793	764
	$M_{x+} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	428	409	369	310	271	238

Parámetro

Descripción

$$CM_{losa} := CM_{in} + W_{ln} = 592.8 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga muerta incluyendo peso propio de la losa

$$CC1_{losa} := 1.4 \cdot CM_{losa} = 829.92 \frac{kgf}{m^2}$$

Combinación de carga 1 gravedad

$$CC2_{losa} := 1.2 \cdot CM_{losa} + 1.6 \cdot CV = 1037.669 \frac{kgf}{m^2}$$

Combinación de carga 2 gravedad

$$\beta = 1$$

Relación luces de vigas

$$\phi_f := 0.9$$

Factor de reducción asociado a control por tracción

Resultados de las fórmulas:

$$My_n := 0.0001 \cdot CC2_{losa} \cdot 839 \cdot l_{ln_x}^2 \cdot m = 3.134 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$My_m := 0.0001 \cdot CC2_{losa} \cdot 428 \cdot l_{ln_x}^2 \cdot m = 1.599 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mx_n := 0.0001 \cdot CC2_{losa} \cdot 839 \cdot l_{ln_x}^2 \cdot m = 3.134 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mx_m := 0.0001 \cdot CC2_{losa} \cdot 428 \cdot l_{ln_x}^2 \cdot m = 1.599 \text{ tonnef} \cdot m$$

9.1.2. Aceros mínimos

Acero mínimo necesario por cada área de losa

$$AsminLosa1 := kgf \frac{1}{2} \cdot \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_n \cdot \frac{h_{ln} - r_{ln}}{cm} = 0.669 \text{ cm}^2$$

$$AsminLosa2 := \frac{14}{f_y} \cdot b_n \cdot \frac{h_{ln} - r_{ln}}{cm^2} \cdot kgf = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$As_{minLosa} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1 \text{ cm}^2 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Usando varilla de 10 mm, se cumple con el mínimo.}$$

9.1.3. Acero Superior en Y

Valores de prueba	$ay_n := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$My_n = \phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot ay_n \cdot 2 \cdot b_n \cdot \left(d_{ln} - \frac{ay_n}{2} \right)$
Solver	find (ay_n) = 3.834 cm

$$ay_n := 3.834 \text{ cm}$$

Equilibrio (T=C)

$$As_{y_{total}} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot ay_n \cdot 2 \cdot b_n}{f_y} = 4.345 \text{ cm}^2$$

$$As_{y_n} := \frac{As_{y_{total}}}{2} = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$Dy_{nAprox} := \sqrt{\frac{As_{y_n} \cdot 4}{\pi}} = 16.632 \text{ mm}$$

$$\phi y_n := 18 \text{ mm}$$

$$As_{y_{real}} := \phi y_n^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 2.545 \text{ cm}^2$$

Momento Nominal final

$$ay_{nreal} := \frac{f_y \cdot 2 \cdot As_{y_{real}}}{0.85 \cdot f'_c \cdot 2 \cdot b_n} = 4.491 \text{ cm}$$

$$Mny_n := f_y \cdot 2 \cdot As_{y_{real}} \cdot \left(d_{ln} - \frac{ay_{nreal}}{2} \right) = 4.009 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$cy_n := \frac{ay_{nreal}}{0.85} = 5.283 \text{ cm}$$

$$Esy_n := \frac{(d_{ln} - cy_n)}{cy_n} \cdot 0.003 = 0.0089 > 0.0051 \therefore \text{Funciona a tracción.}$$

$$\phi Mny_n := Mny_n \cdot \phi_f = 3.608 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMny_n := \frac{My_n}{\phi Mny_n} = 0.87$$

9.1.4. Acero Inferior en Y

Valores de prueba
Restricciones
Solver

$$ay_m := 1 \text{ cm}$$

$$My_m = \phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot ay_m \cdot 2 \cdot b_n \cdot \left(d_{ln} - \frac{ay_m}{2} \right)$$

$$\text{find}(ay_m) = 1.956 \text{ cm}$$

$$ay_m := 1.956 \text{ cm}$$

Equilibrio (T=C)

$$Asy_{mtotal} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot ay_m \cdot 2 \cdot b_n}{f_y} = 2.217 \text{ cm}^2$$

$$Asy_m := \frac{Asy_{mtotal}}{2} = 1.108 \text{ cm}^2$$

$$Dy_m \text{ Aprox} := \sqrt{\frac{Asy_m \cdot 4}{\pi}} = 11.88 \text{ mm}$$

$$\phi y_m := 12 \text{ mm}$$

$$Asy_{mreal} := \phi y_m^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Momento Nominal final

$$ay_{mreal} := \frac{f_y \cdot 2 \cdot Asy_{mreal}}{0.85 \cdot f'_c \cdot 2 \cdot b_n} = 1.996 \text{ cm}$$

$$Mny_m := f_y \cdot 2 \cdot Asy_{mreal} \cdot \left(d_{ln} - \frac{ay_{mreal}}{2} \right) = 1.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$cy_m := \frac{ay_{mreal}}{0.85} = 2.348 \text{ cm}$$

$$Esy_m := \frac{(d_{ln} - cy_m)}{cy_m} \cdot 0.003 = 0.024 > 0.0051 \therefore \text{Funciona a tracción.}$$

$$\phi Mny_m := Mny_m \cdot \phi_f = 1.71 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMny_m := \frac{My_m}{\phi Mny_m} = 0.93$$

9.1.5. Acero Superior en X

Valores de prueba	$ax_n := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$Mx_n = \phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot ax_n \cdot 2 \cdot b_n \cdot \left(d_{ln} - \frac{ax_n}{2} \right)$
Solver	find $(ax_n) = 3.834 \text{ cm}$

$$ax_n := 3.834 \text{ cm}$$

Equilibrio (T=C)

$$Asx_{ntotal} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot ax_n \cdot 2 \cdot b_n}{f_y} = 4.345 \text{ cm}^2$$

$$Asx_n := \frac{Asx_{ntotal}}{2} = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$Dx_{nAprox} := \sqrt[2]{\frac{Asx_n \cdot 4}{\pi}} = 16.632 \text{ mm}$$

$$\emptyset x_n := 18 \text{ mm}$$

$$Asx_{nreal} := \emptyset x_n^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 2.545 \text{ cm}^2$$

Momento Nominal final

$$ax_{nreal} := \frac{f_y \cdot 2 \cdot Asx_{nreal}}{0.85 \cdot f'_c \cdot 2 \cdot b_n} = 4.491 \text{ cm}$$

$$Mnx_n := f_y \cdot 2 \cdot Asx_{nreal} \cdot \left(d_{ln} - \frac{ax_{nreal}}{2} \right) = 4.009 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$cx_n := \frac{ax_{nreal}}{0.85} = 5.283 \text{ cm}$$

$$Esx_n := \frac{(d_{ln} - cx_n)}{cx_n} \cdot 0.003 = 8.925 \cdot 10^{-3} > 0.0051 \therefore \text{Funciona a tracción.}$$

$$\phi Mnx_n := Mnx_n \cdot \phi_f = 3.608 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMnx_n := \frac{Mx_n}{\phi Mnx_n} = 0.87$$

9.1.6. Acero Inferior en X

Valores de prueba	$ax_m := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$Mx_m = \phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot ax_m \cdot 2 \cdot b_n \cdot \left(d_{ln} - \frac{ax_m}{2} \right)$
Solver	$\mathbf{find}(ax_m) = 1.86 \text{ cm}$

$$ax_m := 1.86 \text{ cm}$$

Equilibrio (T=C)

$$Asx_{mtotal} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot ax_m \cdot 2 \cdot b_n}{f_y} = 2.108 \text{ cm}^2$$

$$Asx_m := \frac{Asx_{mtotal}}{2} = 1.054 \text{ cm}^2$$

$$Dx_{nrAprox} := \sqrt{\frac{Asx_m \cdot 4}{\pi}} = 11.584 \text{ mm}$$

$$\phi x_m := 12 \text{ mm}$$

$$Asx_{mreal} := \phi x_m^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Momento Nominal final

$$ax_{mreal} := \frac{f_y \cdot 2 \cdot Asx_{mreal}}{0.85 \cdot f'_c \cdot 2 \cdot b_n} = 1.996 \text{ cm}$$

$$Mnx_m := f_y \cdot 2 \cdot Asx_{mreal} \cdot \left(d_{ln} - \frac{ax_{mreal}}{2} \right) = 1.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$cx_m := \frac{ax_{mreal}}{0.85} = 2.348 \text{ cm}$$

$$Esx_m := \frac{(d_{ln} - cx_m)}{cx_m} \cdot 0.003 = 0.024 > 0.0051 \therefore \text{Funciona a tracción.}$$

$$\phi Mnx_m := Mnx_m \cdot \phi_f = 1.71 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMnx_m := \frac{Mx_m}{\phi Mnx_m} = 0.93$$

9.2. Diseño a cortante de losa

Parámetro**Descripción**

$$\phi_c := 0.75$$

Factor de reducción asociado a cortante

Procedimiento

$$CC2_{\text{losapormetro}} := CC2_{\text{losa}} \cdot 1 \text{ m} = 1037.669 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$VU_{ln} := \frac{CC2_{\text{losapormetro}} \cdot l_{ln-x}}{2} = 3.113 \text{ tonnef}$$

$$\phi Vn_{ln} := \phi_c \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 2 \cdot (b_n) \cdot \frac{d_{ln}}{\text{cm} \cdot \text{kgf}^{\frac{-1}{2}}} = 2.794 \text{ tonnef}$$

Como el cortante se acumula en los extremos de las losas, se agrandará el nervio solo en estos extremos medio casetón.

$$\phi Vn_{inc} := \phi_c \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 2 \cdot (b_n + 5 \text{ cm}) \cdot \frac{d_{ln}}{\text{cm} \cdot \text{kgf}^{\frac{-1}{2}}} = 4.19 \text{ tonnef}$$

$$DCVn_{ln} := \frac{VU_{ln}}{\phi Vn_{inc}} = 0.74$$

9.3. Diseño a flexión de Viga 1 (V30x55)

Parámetro**Descripción**

$$r_v := r_{vp} = 4 \text{ cm}$$

Recubrimiento al filo del estribo

$$h_{v1} := h_{vp-1} = 55 \text{ cm}$$

Peralte asumido de viga

$$b_w := b_{vp} = 30 \text{ cm}$$

Base asumida de viga

$$d_{v1} := d_{vp-1} = 51 \text{ cm}$$

Peralte efectivo de la sección

$$\phi_f = 0.9$$

Factor de reducción asociado a control por tracción

$$\emptyset_{\text{estriboinicial}} := 1 \text{ cm}$$

Diámetro del estribo preliminar

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ 0.85 \\ \text{else} \\ \text{if } f'_c \geq 560 \\ 0.65 \\ \text{else} \\ 0.85 - \left(0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280}{1000} \right) \right) \end{cases} = 0.85$$

Relación de altura del bloque de Whitney

9.3.1. Acero mínimo y cuantías requeridas

- **Acero mínimo necesario por sección transversal de viga**

$$A_{s_{minvp}} := \max \left(\frac{1}{kgf} \cdot \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_{vp} \cdot \frac{d_{v1}}{cm}, \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v1}}{cm^2} \cdot kgf \right) = 5.1 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo necesario por temperatura**

$$A_{s_{minvtemp}} := 0.0018 \cdot b_w \cdot h_{v1} = 2.97 \text{ cm}^2$$

- **Cuantía requerida**

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{kgf}{cm^2}}{f_y}, \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)^{\frac{1}{2}}}{f_y} \right) = 0.000996$$

- **Acero mínimo necesario por cuantía**

$$A_{s_{minvpp}} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d_{v1} = 1.524 \text{ cm}^2$$

9.3.2. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento negativo)

Parámetro	Descripción
$R_{flexión1} := \frac{MUv1_{neg}}{\phi_f \cdot b_w \cdot d_{v1}^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot 10000} = 16.655$	Factor de resistencia a flexión
	$MUv1_{neg} = 11.696 \text{ tonnef} \cdot m$

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener ayudas de diseño correspondientes a un factor de resistencia a flexión aproximado, estas ayudas se encuentran anexadas.

$R_{diseño1} := 18.149859$	Factor de resistencia a flexión de diseño
$\rho_{diseño1} := 0.0045$	Cuantía de diseño

Aceros

- **Acero correspondiente a cuantía de diseño**

$$A_{s_{pdiseño1}} := \rho_{diseño1} \cdot b_w \cdot d_{v1} = 6.885 \text{ cm}^2$$

- **Ajuste a varillas reales**

Nota: Se uso un componente en Excel para diámetros de varillas comerciales en Ecuador, estas ayudas se encuentran anexadas.

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
12	1,130973355	6,087676573	6	6,786	0,0044
14	1,5393804	4,472578707	4	6,158	0,0040
16	2,010619298	3,424318072	3	6,032	0,0039
18	2,544690049	2,705634033	3	7,634	0,0050
20	3,141592654	2,191563566	2	6,283	0,0041
22	3,801327111	1,811209559	2	7,603	0,0050
25	4,908738521	1,402600682	1	4,909	0,0032
28	6,157521601	1,118144677	1	6,158	0,0040
32	8,042477193	0,856079518	1	8,042	0,0053

Podemos realizar una combinación de varillas

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
10	0,785398163	1	1	0,785	0,0005
12	1,130973355	2	2	2,262	0,0015
14	1,5393804	2	2	3,079	0,0020
16	2,010619298	2	2	4,021	0,0026
18	2,544690049	2	2	5,089	0,0033
20	3,141592654	2	2	6,283	0,0041
22	3,801327111	2	2	7,603	0,0050
25	4,908738521	2	2	9,817	0,0064
32	8,042477193	2	2	16,085	0,0105
28	6,157521601	2	2	12,315	0,0080
		2 de 20 mm + 1 de 10 mm		7,069	0,0046

$$\varnothing_{f_{neg1v1}} := 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{f_{neg2v1}} := 10 \text{ mm}$$

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{neg1}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{f_{neg1v1}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) + 1 \cdot \left(\varnothing_{f_{neg2v1}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.069 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s_{1\text{mín}}} := \frac{A_{s_{neg1}}}{2} = 3.534 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_1} := 2 \cdot \left(\varnothing_{f_{neg1v1}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

$$d'_1 := r_v + \emptyset_{estriboinicial} + \frac{\emptyset_{fneg1v1}}{2} = 6 \text{ cm}$$

Valores de prueba	$c_{neg1} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg1}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{kgf}{cm^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_1 - f_y \cdot A s_{neg1} \right) \cdot c_{neg1} - 6000 \cdot d'_1 \cdot A's_1 \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0$
Solver	find (c_{neg1}) = 5.592 cm

$$c_{neg1} := 5.592 \text{ cm}$$

$$a_{neg1} := c_{neg1} \cdot \beta_1 = 4.753 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{neg1} > d'_1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”}$

Valores de prueba	$c_{neg1} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg1}^2 + \left(6000 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot A's_1 - f_y \cdot A s_{neg1} \right) \cdot c_{neg1} - 6000 \cdot d'_1 \cdot A's_1 \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0$
Solver	find (c_{neg1}) = 5.481 cm

$$c_{neg1} := 5.481 \text{ cm}$$

$$a_{neg1} := c_{neg1} \cdot \beta_1 = 4.659 \text{ cm}$$

• Deformación del acero

$$\varepsilon_{sT} := \frac{d_{v1} - c_{neg1}}{c_{neg1}} \cdot 0.003 = 0.025$$

Comportamiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT} > 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \text{“Redimensionar”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Sección controlada a tracción”}$

Momento Nominal final

- **Capacidad nominal**

$$f'_{s1} := 6000 \cdot \frac{c_{neg1} - d'_1}{c_{neg1}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = -568.144 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Mn_{v1} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{neg1} \cdot \left(d_{v1} - \frac{a_{neg1}}{2} \right) + f'_{s1} \cdot A'_{s1} \cdot (d_{v1} - d'_1) = 14.583 \text{ tonnef} \cdot m$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi Mn_{v1} := Mn_{v1} \cdot \phi_f = 13.125 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$DCMn_{v1} := \frac{MUv1_{neg}}{\phi Mn_{v1}} = 0.89$$

9.3.3. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento positivo)

Las varillas longitudinales usadas en la zona de compresión en el cálculo de momento negativo se extenderán a lo largo de toda la viga, por lo tanto se los incluye dentro del diseño a momento positivo, también por facilidad constructiva se mantendrán varillas de la zona a tracción.

$$\varnothing_{fpos1v1} := 20 \text{ mm}$$

Aceros

- **Área de acero real a tracción**

$$As_{pos1} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fpos1v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s1mín} := \frac{As_{pos1}}{2} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s1p} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fpos1v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

Valores de prueba	$c_{pos1} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos1}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_{1p} - f_y \cdot A s_{pos1} \right) \cdot c_{pos1} - 6000 \cdot d'_1 \cdot A's_{1p} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	find (c_{pos1}) = 5.35 cm

$$c_{pos1} := 5.35 \text{ cm}$$

$$a_{pos1} := c_{pos1} \cdot \beta_1 = 4.548 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{pos1} > d'_1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”}$

Valores de prueba	$c_{pos1} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos1}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A's_{1p} - f_y \cdot A s_{pos1} \right) \cdot c_{pos1} - 6000 \cdot d'_1 \cdot A's_{1p} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	find (c_{pos1}) = 5.244 cm

$$c_{pos1} := 5.244 \text{ cm}$$

$$a_{pos1} := c_{pos1} \cdot \beta_1 = 4.457 \text{ cm}$$

- **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sT_{pos}} := \frac{d_{v1} - c_{pos1}}{c_{pos1}} \cdot 0.003 = 0.026$$

$$\text{Comportamiento} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT_{pos}} > 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Redimensionar”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_{s1_{pos}} := 6000 \cdot \frac{c_{pos1} - d'_1}{c_{pos1}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = -864.989 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mn_{v1_{pos}} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{pos1} \cdot \left(d_{v1} - \frac{a_{pos1}}{2} \right) + f'_{s1_{pos}} \cdot A'_{s1_p} \cdot (d_{v1} - d'_1) = 13.076 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

• Capacidad nominal de diseño

$$\phi Mn_{v1_{pos}} := Mn_{v1_{pos}} \cdot \phi_f = 11.769 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMn_{v1_{pos}} := \frac{MUv1_{pos}}{\phi Mn_{v1_{pos}}} = 0.57$$

9.3.4. Condición de marcos especiales de concreto reforzado

18.6.3.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$CSMF := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi Mn_{v1_{pos}}}{\phi Mn_{v1}} \cdot 100 < 50 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“No cumple con la condición”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple con la condición”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| \frac{\phi Mn_{v1_{pos}}}{\phi Mn_{v1}} \cdot 100 = 89.664$$

9.4. Diseño a cortante de Viga 1 (V30x55)

Parámetro	Descripción
$r_{vr1} := d'_1 = 6 \text{ cm}$	Recubrimiento hasta el centroide de la barra
$l_n := l_{m_x} = 6 \text{ m}$	Luz de la viga
$\emptyset_{sh} := \emptyset_{estriboinicial} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo por cortante
$\emptyset_{lg1} := \max(\emptyset_{fneg1v1}, \emptyset_{fneg2v1}) = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal
$nr := 2$	Número de ramas de refuerzo
$A_{v1} := nr \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot \emptyset_{sh}^2 = 1.571 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante
$\lambda := 1$	Factor asociado a concreto normal
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción asociado a cortante

Resistencia última al cortante

• Resistencia del concreto

$$A_{g_{v1}} := h_{v1} \cdot b_w = 1650 \text{ cm}^2$$

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d_{v1} = 13.569 \text{ tonnef} \quad \phi V_{c1} := V_{c1} \cdot \phi_c = 10.177 \text{ tonnef}$$

• Resistencia del acero

$$V_{s1} := \max\left(0, \left(\frac{VU_{v1}}{\phi_c} - V_{c1}\right)\right) = 1.181 \text{ tonnef} \quad \phi V_{s1} := V_{s1} \cdot \phi_c = 0.886 \text{ tonnef}$$

• Resistencia a cortante última máxima

$$V_{u_{max1}} := V_{c1} + 2.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d_{v1} = 69.893 \text{ tonnef}$$

Aceros

• Refuerzo a cortante último de diseño

Tabla 9.6.3.1 — Casos donde no se requiere $A_{v,\min}$ si

$$V_u \leq \phi V_c$$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250 \text{ mm}$
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de $2.5l_f$ ó $0.5b_w$
	y $h \leq 600 \text{ mm}$
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i) y	$h \leq 600 \text{ mm}$ y

$$V_u > \phi 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

26.12.7.1(a) y con $f'_c \leq 40$ MPa	$V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

$$A_{v_{s1}} := \begin{cases} \text{if } VUv_1 > Vu_{max1} \\ \quad \text{“Aumentar dimensiones de viga”} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } VUv_1 \leq Vu_{max1} \\ \quad \quad \text{if } VUv_1 \leq \phi_c \cdot 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d_{v1} \\ \quad \quad \quad 0 \\ \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \frac{(VUv_1 - \phi_c \cdot V_{c1})}{\phi_c \cdot f_y \cdot d_{v1}} \end{cases} = (5.513 \cdot 10^{-3}) \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

• **Refuerzo mínimo de cortante**

Tabla 9.6.3.4 — $A_{v,min}$ requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps} f_{se} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$	El	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(a)
	mayor de:	$0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(b)

$$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

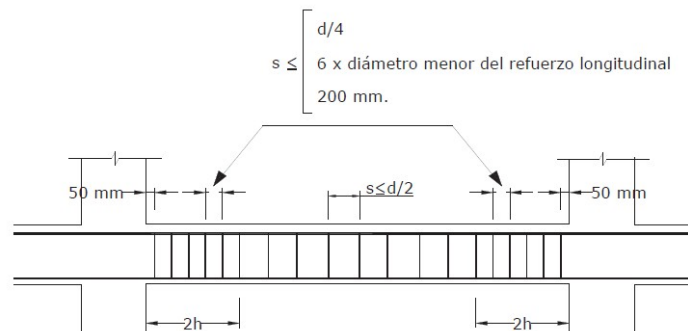
$$A_{v_{min_{s1}}} := \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_w}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_w}{f_y} \right) = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

• **Separación por resistencia**

$$s_1 := \frac{A_{v1}}{\max(A_{v_{min_{s1}}}, A_{v_{s1}})} = 62.832 \text{ cm}$$

• **Separación normativa**

El valor de s calculado anteriormente corresponde a un calculo por resistencia. El valor final de s quedará determinado por el que dicta la normativa NEC-SE-HM, figura 6.



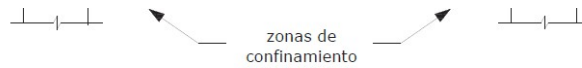


Figura 6: Separación de estribos

Parámetro	Descripción
$s_{conf_1.1} := \frac{d_{v1}}{4} = 12.75 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 1
$s_{conf_2.1} := 6 \cdot \varnothing_{lg1} = 12 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 2
$s_{conf_3.1} := 20 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 3
$s_{conf_min1} := \min(s_{conf_1.1}, s_{conf_2.1}, s_{conf_3.1}) = 12 \text{ cm}$	Separación máxima de confinamiento
$s_{conf1} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida de confinamiento
$s_{central_1} := \frac{d_{v1}}{2} = 25.5 \text{ cm}$	Separación máxima central
$s_{central1} := 20 \text{ cm}$	Separación asumida central
$l_{conf} := 2 \cdot h_{v1} = 1.1 \text{ m}$	Longitud de confinamiento

9.5. Detallamiento de Viga 1 (V30x55)

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Parámetro	Descripción
$s_{lg_1.1} := 2.5 \text{ cm}$	Condición de espaciamento 1
$s_{lg_2.1} := \varnothing_{lg1} = 2 \text{ cm}$	Condición de espaciamento 2
$s_{lg3.1} := 2.54 \text{ cm}$	Condición de espaciamento 3
$s_{lg_min1} := \max(s_{lg_1.1}, s_{lg_2.1}, s_{lg3.1}) = 2.54 \text{ cm}$	Separación mínima de confinamiento
$Es\text{paciamento}_{minv1} := 2 \cdot r_v + 2 (\varnothing_{lg1}) + 1 (\varnothing_{fneg2v1}) + 2 \cdot s_{lg_min1} + 2 \cdot \varnothing_{sh} = 20.08 \text{ cm}$	
$Es\text{paciamento}_{v1} := \begin{cases} \text{if } Es\text{paciamento}_{minv1} < b_w \\ \text{“Espaciamento correcto”} \\ \text{else} \end{cases} = \text{“Espaciamento correcto”}$	

“Redimensionar”

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

$$\ell_{d_v1} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \phi_{fneg2v1} = 37.291 \text{ cm}$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

El corte del refuerzo longitudinal secundario se realizará a un cuarto de la longitud de la viga, para cubrir aproximadamente toda la zona de momento negativo asegurando la longitud de desarrollo.

$$\ell_{\text{corte_secundario}} := \frac{\ell_n}{4} = 150 \text{ cm}$$

9.6. Diseño a flexión de Viga 2 (V30x50)

Parámetro

$$r_v = 4 \text{ cm}$$

$$h_{v2} := h_{vp2} = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d_{v2} := d_{vp2} = 46 \text{ cm}$$

$$\phi_f = 0.9$$

$$\phi_{sh} = 1 \text{ cm}$$

Descripción

Recubrimiento al filo del estribo

Peralte asumido de viga

Base asumida de viga

Peralte efectivo de la sección

Factor de reducción asociado a control por tracción

Diámetro del estribo

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ 0.85 \\ \text{else} \\ \text{if } f'_c \geq 560 \\ 0.65 \\ \text{else} \\ 0.85 - (0.05 \cdot (f'_c - 280)) \end{cases} = 0.85$$

Relación de altura del bloque de Whitney

9.6.1. Acero mínimo y cuantías requeridas

- **Acero mínimo necesario por sección transversal de viga**

$$A_{s_{minvp}} := \max \left(\text{kgf} \frac{1}{2} \cdot \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v2}}{\text{cm}}, \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v2}}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf} \right) = 4.6 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo necesario por temperatura**

$$A_{s_{minvtemp}} := 0.0018 \cdot b_w \cdot h_{v2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

- **Cuantía requerida**

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y}, \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}}}{f_y} \right) = 0.000996$$

- **Acero mínimo necesario por cuantía**

$$A_{s_{minvpp}} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d_{v2} = 1.375 \text{ cm}^2$$

9.6.2. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento negativo)

Parámetro	Descripción
$R_{flexión2} := \frac{MUv2_{neg}}{\phi_f \cdot b_w \cdot d_{v2}^2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 10000} = 20.763$	Factor de resistencia a flexión $MUv2_{neg} = 11.862 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener ayudas de diseño correspondientes a un factor de resistencia a flexión aproximado, estas ayudas se encuentran anexadas.

$R_{diseño2} := 21.979419$	Factor de resistencia a flexión de diseño
$\rho_{diseño2} := 0.0055$	Cuantía de diseño

Aceros

- **Acero correspondiente a cuantía de diseño**

$$A_{s_{pdiseño2}} := \rho_{diseño2} \cdot b_w \cdot d_{v2} = 7.59 \text{ cm}^2$$

- **Ajuste a varillas reales**

Nota: Se uso un componente en Excel para diámetros de varillas comerciales en Ecuador, estas ayudas se encuentran anexadas.

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
12	1,130973355	6,711033434	7	7,917	0,0057
14	1,5393804	4,930555176	5	7,697	0,0056
16	2,010619298	3,774956306	4	8,042	0,0058
18	2,544690049	2,982681526	3	7,634	0,0055
20	3,141592654	2,415972036	2	6,283	0,0046
22	3,801327111	1,996671104	2	7,603	0,0055
25	4,908738521	1,546222103	2	9,817	0,0071
28	6,157521601	1,232638794	1	6,158	0,0045
32	8,042477193	0,943739077	1	8,042	0,0058

Podemos realizar una combinación de varillas

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
10	0,785398163	1	1	0,785	0,0006
12	1,130973355	2	2	2,262	0,0016
14	1,5393804	1	1	1,539	0,0011
16	2,010619298	2	2	4,021	0,0029
18	2,544690049	2	2	5,089	0,0037
20	3,141592654	2	2	6,283	0,0046
22	3,801327111	2	2	7,603	0,0055
25	4,908738521	2	2	9,817	0,0071
32	8,042477193	2	2	16,085	0,0117
28	6,157521601	2	2	12,315	0,0089
		2 de 20 mm + 1 de 14 mm		7,823	0,0057

$$\varnothing_{fneq1v2} := 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{fneq2v2} := 14 \text{ mm}$$

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{neg2}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fneq1v2}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) + 1 \cdot \left(\varnothing_{fneq2v2}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.823 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s_{2\text{mín}}} := \frac{A_{s_{neg2}}}{2} = 3.911 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_2} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fneq1v2}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

$$d'_2 := r_v + \varnothing_{sh} + \frac{\varnothing_{f_{neg1v2}}}{2} = 6 \text{ cm}$$

Valores de prueba	$c_{neg2} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg2}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_2 - f_y \cdot A s_{neg2} \right) \cdot c_{neg2} - 6000 \cdot d'_2 \cdot A's_2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	find (c_{neg2}) = 5.835 cm

$$c_{neg2} := 5.835 \text{ cm}$$

$$a_{neg2} := c_{neg2} \cdot \beta_1 = 4.96 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{neg2} > d'_2 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”}$

Valores de prueba	$c_{neg2} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg2}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} A's_2 - f_y \cdot A s_{neg2} \right) \cdot c_{neg2} - 6000 \cdot d'_2 \cdot A's_2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	find (c_{neg2}) = 5.719 cm

$$c_{neg2} := 5.719 \text{ cm}$$

$$a_{neg2} := c_{neg2} \cdot \beta_1 = 4.861 \text{ cm}$$

- **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sT2} := \frac{d_{v2} - c_{neg2}}{c_{neg2}} \cdot 0.003 = 0.021$$

$$\text{Comportamiento} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{sT2} > 0.005 \\ \quad \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

- **Capacidad nominal**

$$f'_{s2} := 6000 \cdot \frac{c_{neg2} - d'_{2}}{c_{neg2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = -294.807 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mn_{v2} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{neg2} \cdot \left(d_{v2} - \frac{a_{neg2}}{2} \right) + f'_{s2} \cdot A'_{s2} \cdot (d_{v2} - d'_{2}) = 14.381 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi Mn_{v2} := Mn_{v2} \cdot \phi_f = 12.943 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMn_{v2} := \frac{MUv2_{neg}}{\phi Mn_{v2}} = 0.92$$

9.6.3. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento positivo)

Las varillas longitudinales usadas en la zona de compresión en el cálculo de momento negativo se extenderán a lo largo de toda la viga, por lo tanto se los incluye dentro del diseño a momento positivo, también por facilidad constructiva se mantendrán varillas de la zona a tracción.

$$\varnothing_{fpos1v2} := 20 \text{ mm}$$

Aceros

- **Área de acero real a tracción**

$$As_{pos2} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fpos1v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A's_{2mín} := \frac{A_{s_{pos2}}}{2} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A's_{2p} := 2 \cdot \left(\varnothing_{f_{pos1v2}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

Valores de prueba	$c_{pos2} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos2}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_{2p} - f_y \cdot A_{s_{pos2}} \right) \cdot c_{pos2} - 6000 \cdot d'_2 \cdot A's_{2p} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	find (c_{pos2}) = 5.35 cm

$$c_{pos2} := 5.35 \text{ cm}$$

$$a_{pos2} := c_{pos2} \cdot \beta_1 = 4.548 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{pos2} > d'_2 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{"Se procede a calcular momento nominal"} \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{"Se toma el caso de análisis con } a < d \text{"} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{"Se toma el caso de análisis con } a < d \text{"}$

Valores de prueba	$c_{pos2} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos2}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A's_{2p} - f_y \cdot A_{s_{pos2}} \right) \cdot c_{pos2} - 6000 \cdot d'_2 \cdot A's_{2p} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$

Solver

$$\text{find } (c_{pos2}) = 5.244 \text{ cm}$$

$$c_{pos2} := 5.244 \text{ cm}$$

$$a_{pos2} := c_{pos2} \cdot \beta_1 = 4.457 \text{ cm}$$

• Deformación del acero

$$\varepsilon_{sT_{pos2}} := \frac{d_{v2} - c_{pos2}}{c_{pos2}} \cdot 0.003 = 0.023$$

$$\text{Comportamiento} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{sT_{pos2}} > 0.005 \\ \quad \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_{s2_{pos}} := 6000 \cdot \frac{c_{pos2} - d'_2}{c_{pos2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = -864.989 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mn_{v2_{pos}} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{pos2} \cdot \left(d_{v2} - \frac{a_{pos2}}{2} \right) + f'_{s2_{pos}} \cdot A'_{s2p} \cdot (d_{v2} - d'_2) = 11.757 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

• Capacidad nominal de diseño

$$\phi Mn_{v2_{pos}} := Mn_{v2_{pos}} \cdot \phi_f = 10.581 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMn_{v2_{pos}} := \frac{MU_{v2_{pos}}}{\phi Mn_{v2_{pos}}} = 0.67$$

9.6.4. Condición de marcos especiales de concreto reforzado

$$CSMF2 := \begin{cases} \text{if } \frac{\phi Mn_{v2_{pos}}}{\phi Mn_{v2}} \cdot 100 < 50 \\ \quad \text{“No cumple con la condición”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Cumple con la condición”} \end{cases} = \begin{cases} \text{“Cumple con la condición”} \\ \frac{\phi Mn_{v2_{pos}}}{\phi Mn_{v2}} \cdot 100 = 81.749 \end{cases}$$

$$\text{else} \quad \frac{(VUv_2 - \phi_c \cdot V_{c2})}{\phi_c \cdot f_y \cdot d_{v2}}$$

- **Refuerzo mínimo de cortante**

$$A_{v_{min_s2}} := \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_w}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_w}{f_y} \right) = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

- **Separación por resistencia**

$$s_2 := \frac{A_{v2}}{\max(A_{v_{min_s2}}, A_{v_{s2}})} = 62.832 \text{ cm}$$

- **Separación normativa**

El valor de s calculado anteriormente corresponde a un cálculo por resistencia. El valor final de s quedará determinado por el que dicta la normativa NEC-SE-HM, figura 6.

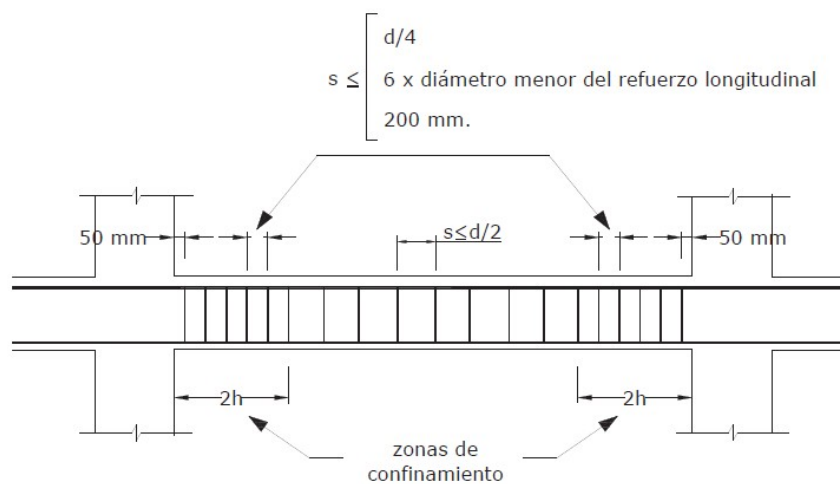


Figura 6: Separación de estribos

Parámetro	Descripción
$s_{conf_1.2} := \frac{d_{v2}}{4} = 11.5 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 1
$s_{conf_2.2} := 6 \cdot \phi_{lg2} = 12 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 2
$s_{conf_3.2} := 20 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 3

$s_{conf_min2} := \min (s_{conf_1.2}, s_{conf_2.2}, s_{conf_3.2}) = 11.5 \text{ cm}$	Separación máxima de confinamiento
$s_{conf2} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida de confinamiento
$s_{central_2} := \frac{d_{v2}}{2} = 23 \text{ cm}$	Separación máxima central
$s_{central2} := 20 \text{ cm}$	Separación asumida central
$l_{conf2} := 2 \cdot h_{v2} = 1 \text{ m}$	Longitud de confinamiento

9.8. Detallamiento de Viga 2 (V30x50)

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Parámetro	Descripción
$s_{lg.1.2} := 2.5 \text{ cm}$	Condición de espaciamento 1
$s_{lg.2.2} := \varnothing_{lg2} = 2 \text{ cm}$	Condición de espaciamento 2
$s_{lg3.2} := 2.54 \text{ cm}$	Condición de espaciamento 3
$s_{lg_min2} := \max (s_{lg.1.2}, s_{lg.2.2}, s_{lg3.2}) = 2.54 \text{ cm}$	Separación mínima de confinamiento
$Espaciamento_{minv2} := 2 \cdot r_v + 2 (\varnothing_{lg2}) + 1 (\varnothing_{fneg2v2}) + 2 \cdot s_{lg_min2} + 2 \cdot \varnothing_{sh} = 20.48 \text{ cm}$	
$Espaciamento_{v2} := \begin{cases} \text{if } Espaciamento_{minv2} < b_w \\ \quad \text{“Espaciamento correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Espaciamento correcto”}$	

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15

- **Acero mínimo necesario por temperatura**

$$A_{s_{minvtemp}} := 0.0018 \cdot b_w \cdot h_{v3} = 1.89 \text{ cm}^2$$

- **Cuantía requerida**

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y}, \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}}}{f_y} \right) = 0.000996$$

- **Acero mínimo necesario por cuantía**

$$A_{s_{minpp}} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d_{v3} = 0.926 \text{ cm}^2$$

9.9.2. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento negativo)

Parámetro	Descripción
$R_{flexión3} := \frac{MUv3_{neg}}{\phi_f \cdot b_w \cdot d_{v3}^2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 10000} = 44.407$	Factor de resistencia a flexión

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener ayudas de diseño correspondientes a un factor de resistencia a flexión aproximado, estas ayudas se encuentran anexadas.

$R_{diseño3} := 45.065664$	Factor de resistencia a flexión de diseño
$\rho_{diseño3} := 0.012$	Cuantía de diseño

Aceros

- **Acero correspondiente a cuantía de diseño**

$$A_{s_{pdiseño3}} := \rho_{diseño3} \cdot b_w \cdot d_{v3} = 11.16 \text{ cm}^2$$

- **Ajuste a varillas reales**

Nota: Se uso un componente en Excel para diámetros de varillas comerciales en Ecuador, estas ayudas se encuentran anexadas.

D (mm)	Ad (cm ²)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
12	1,130973355	9,867606472	10	11,310	0,0122
14	1,5393804	7,249670061	7	10,776	0,0116
16	2,010619298	5,55052864	6	12,064	0,0130
18	2,544690049	4,385602876	4	10,179	0,0109
20	3,141592654	3,55233833	4	12,566	0,0135
22	3,801327111	2,935816801	3	11,404	0,0123
25	4,908738521	2,273496531	2	9,817	0,0106
28	6,157521601	1,812417515	2	12,315	0,0132
32	8,042477193	1,38763216	1	8,042	0,0086

Podemos realizar una combinación de varillas

D (mm)	Ad (cm ²)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
10	0,785398163		1	0,785	0,0008
12	1,130973355		2	2,262	0,0024
14	1,5393804		1	1,539	0,0017
16	2,010619298		2	4,021	0,0043
18	2,544690049		2	5,089	0,0055
20	3,141592654		2	6,283	0,0068
22	3,801327111		2	7,603	0,0082
25	4,908738521		2	9,817	0,0106
32	8,042477193		2	16,085	0,0173
28	6,157521601		2	12,315	0,0132
		2 de 20 mm + 2 de 18 mm		11,373	0,0122

$$\varnothing_{fneg1v3} := 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{fneg2v3} := 18 \text{ mm}$$

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{neg3}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fneg1v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) + 2 \cdot \left(\varnothing_{fneg2v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 11.373 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s_{3min}} := \frac{A_{s_{neg3}}}{2} = 5.686 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_3} := 2 \cdot \left(\varnothing_{fneg1v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

$$d'_3 := r_v + \varnothing_{sh} + \frac{\varnothing_{fneg1v3}}{2} = 6 \text{ cm}$$

Valores de prueba
Restricciones
Solver

$$c_{neg3} := 8 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg3}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_3 - f_y \cdot A_{s_{neg3}} \right) \cdot c_{neg3} - 6000 \cdot d'_3 \cdot A's_3 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

$$\text{find}(c_{neg3}) = 7.131 \text{ cm}$$

$$c_{neg3} := 7.131 \text{ cm}$$

$$a_{neg3} := c_{neg3} \cdot \beta_1 = 6.061 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{neg3} > d'_3 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Se procede a calcular momento nominal”}$

• Deformación del acero

$$\varepsilon_{sT3} := \frac{d_{v3} - c_{neg3}}{c_{neg3}} \cdot 0.003 = 0.01$$

Comportamiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT3} > 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Redimensionar”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Sección controlada a tracción”}$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_{s3} := 6000 \cdot \frac{c_{neg3} - d'_3}{c_{neg3}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 951.62 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mn_{v3} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{neg3} \cdot \left(d_{v3} - \frac{a_{neg3}}{2} \right) + (f'_{s3} - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A's_3 \cdot (d_{v3} - d'_3) = 13.226 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi Mn_{v3} := Mn_{v3} \cdot \phi_f = 11.903 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMn_{v3} := \frac{MUv3_{neg}}{\phi Mn_{v3}} = 0.97$$

9.9.3. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento positivo)

Las varillas longitudinales usadas en la zona de compresión en el cálculo de momento negativo se extenderán a lo largo de toda la viga, por lo tanto se los incluye dentro del diseño a momento positivo, también por facilidad constructiva se mantendrán varillas de la zona a tracción.

$$\phi_{fpos1v3} := 20 \text{ mm}$$

Aceros

- **Área de acero real a tracción**

$$As_{pos3} := 2 \cdot \left(\phi_{fpos1v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A's_{3mín} := \frac{As_{pos3}}{2} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A's_{3p} := 2 \cdot \left(\phi_{fpos1v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

estricciones
Valores de prueba

$$c_{pos3} := 1 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos3}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_{3p} - f_y \cdot As_{pos3} \right) \cdot c_{pos3} - 6000 \cdot d'_3 \cdot A's_{3p} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

Solver R

find (c_{pos3}) = 5.35 **cm**

$$c_{pos3} := 5.35 \text{ cm}$$

$$a_{pos3} := c_{pos3} \cdot \beta_1 = 4.548 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{pos3} > d'_3 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right\| \end{array} \right. = \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”}$

Valores de prueba

$c_{pos3} := 1 \text{ cm}$

Restricciones

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos3}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} A's_{3p} - f_y \cdot A s_{pos3} \right) \cdot c_{pos3} - 6000 \cdot d'_3 \cdot A's_{3p} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

Solver

find (c_{pos3}) = 5.244 **cm**

$$c_{pos3} := 5.244 \text{ cm}$$

$$a_{pos3} := c_{pos3} \cdot \beta_1 = 4.457 \text{ cm}$$

• **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sT_{pos3}} := \frac{d_{v3} - c_{pos3}}{c_{pos3}} \cdot 0.003 = 0.015$$

Comportamiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT_{pos3}} > 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Redimensionar”} \end{array} \right\| \end{array} \right. = \text{“Sección controlada a tracción”}$

Momento Nominal final

• **Capacidad nominal**

$$f'_{s3_{pos3}} := 6000 \cdot \frac{c_{pos3} - d'_3}{c_{pos3}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = -864.989 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mn_{pos3} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{pos3} \cdot \left(d_{v3} - \frac{a_{pos3}}{2} \right) + f'_{s3_{pos3}} \cdot A's_{3p} \cdot (d_{v3} - d'_3) = 7.798 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi Mn_{v3pos} := Mn_{v3pos} \cdot \phi_f = 7.018 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMn_{v3pos} := \frac{MUv3_{pos}}{\phi Mn_{v3pos}} = 0.96$$

9.9.4. Condición de marcos especiales de concreto reforzado

$$CSMF3 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi Mn_{v3pos}}{\phi Mn_{v3}} \cdot 100 < 50 \\ \quad \text{“No cumple con la condición”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Cumple con la condición”} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \text{“Cumple con la condición”} \\ \frac{\phi Mn_{v3pos}}{\phi Mn_{v3}} \cdot 100 = 58.962 \\ \text{“Cumple con la condición”} \end{array} \right.$$

9.10. Diseño a cortante de Viga 3 (V30x35)

Parámetro	Descripción
$r_{vr3} := d'_3 = 6 \text{ cm}$	Recubrimiento hasta el centroide de la barra
$l_n := l_{m_x} = 6 \text{ m}$	Luz de la viga
$\phi_{sh} := \phi_{estriboinicial} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo por cortante
$\phi_{lg3} := \max(\phi_{fneg1v3}, \phi_{fneg2v3}) = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal
$nr := 2$	Número de ramas de refuerzo
$A_{v3} := nr \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot \phi_{sh}^2 = 1.571 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante
$\lambda := 1$	Factor asociado a concreto normal
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción asociado a cortante

Resistencia última al cortante

- **Resistencia del concreto**

$$Ag_{v3} := h_{v3} \cdot b_w = 1050 \text{ cm}^2$$

$$V_{c3} := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d_{v3} = 8.248 \text{ tonnef} \quad \phi V_{c3} := V_{c3} \cdot \phi_c = 6.186 \text{ tonnef}$$

- **Resistencia del acero**

$$V_{s3} := \max\left(0, \left(\frac{VUv3}{\phi_c} - V_{c3}\right)\right) = 5.765 \text{ tonnef} \quad \phi V_{s3} := V_{s3} \cdot \phi_c = 4.324 \text{ tonnef}$$

- **Resistencia a cortante última máxima**

$$V_{u_{max3}} := V_{c3} + 2.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot d_{v3} = 42.484 \text{ tonnef}$$

Aceros

- **Refuerzo a cortante último de diseño**

$$A_{v_{s3}} := \begin{cases} \text{if } VU_{v3} > V_{u_{max3}} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar dimensiones de viga" } \\ \text{else} \\ \quad \text{if } VU_{v3} \leq V_{u_{max3}} \\ \quad \quad \parallel \text{if } VU_{v3} \leq \phi_c \cdot 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot d_{v3} \\ \quad \quad \quad \parallel 0 \\ \quad \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \parallel \frac{(VU_{v3} - \phi_c \cdot V_{c3})}{\phi_c \cdot f_y \cdot d_{v3}} \end{cases} = 0.044 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

- **Refuerzo mínimo de cortante**

$$A_{v_{min_{s3}}} := \max \left(0.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b_w}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_w}{f_y} \right) = 0.025 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

- **Separación por resistencia**

$$s3 := \frac{A_{v3}}{\max(A_{v_{min_{s3}}}, A_{v_{s3}})} = 35.473 \text{ cm}$$

- **Separación normativa**

El valor de s calculado anteriormente corresponde a un calculo por resistencia. El valor final de s quedará determinado por el que dicta la normativa NEC-SE-HM, figura 6.

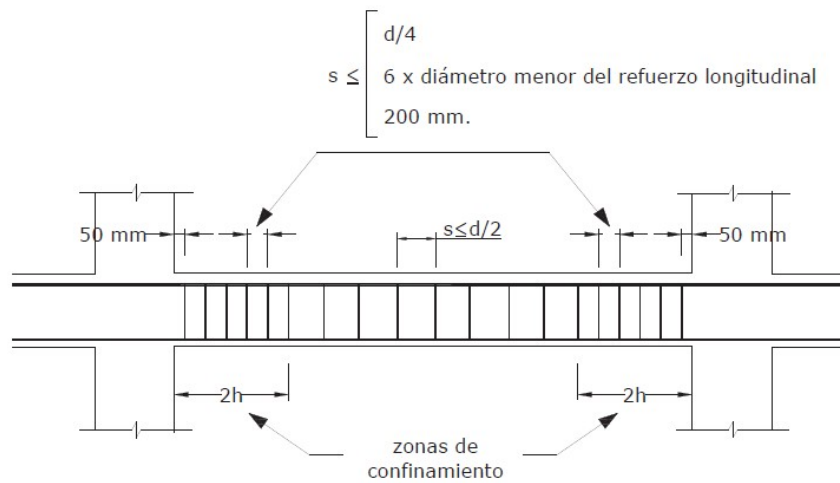


Figura 6: Separación de estribos

Parámetro	Descripción
$s_{conf_1.3} := \frac{d_{v3}}{4} = 7.75 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 1
$s_{conf_2.3} := 6 \cdot \varnothing_{lg3} = 12 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 2
$s_{conf_3.3} := 20 \text{ cm}$	Condición de confinamiento 3
$s_{conf_min3} := \min(s_{conf_1.3}, s_{conf_2.3}, s_{conf_3.3}) = 7.75 \text{ cm}$	Separación máxima de confinamiento
$s_{conf3} := 7.5 \text{ cm}$	Separación asumida de confinamiento
$s_{central_3} := \frac{d_{v3}}{2} = 15.5 \text{ cm}$	Separación máxima central
$s_{central3} := 15 \text{ cm}$	Separación asumida central
$l_{conf3} := 2 \cdot h_{v3} = 0.7 \text{ m}$	Longitud de confinamiento

9.11. Detallamiento de Viga 3 (V30x35)

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Parámetro	Descripción
$s_{lg.1.3} := 2.5 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 1
$s_{lg.2.3} := \varnothing_{lg3} = 2 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 2
$s_{lg3.3} := 2.54 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 3
$s_{lg_min3} := \max(s_{lg.1.3}, s_{lg.2.3}, s_{lg3.3}) = 2.54 \text{ cm}$	Separación mínima de confinamiento
$Espaciamiento_{minv3} := 2 \cdot r_v + 4 (\varnothing_{lg3}) + 3 \cdot s_{lg_min3} + 2 \cdot \varnothing_{sh} = 25.62 \text{ cm}$	
$Espaciamiento_{v3} := \begin{cases} \text{if } Espaciamiento_{minv3} < b_w \\ \quad \text{“Espaciamiento correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Espaciamiento correcto”}$	

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

$$\ell_{d_v3} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \varnothing_{fneg2v3} = 67.124 \text{ cm}$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

El corte del refuerzo longitudinal secundario se realizará a un cuarto de la longitud de la viga, para cubrir aproximadamente toda la zona de momento negativo asegurando la longitud de desarrollo.

$$\ell_{\text{corte_secundario}} := \frac{l_n}{4} = 150 \text{ cm}$$

9.12. Diseño a flexocompresión de Columna C75X75

Parámetro	Descripción
$h_{c1} := hc_{1pr} = 75 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna
$b_{c1} := bc_{1pr} = 75 \text{ cm}$	Base asumida de la columna
$r_{c1} := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$\phi_{shc} := 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo de la columna
$\phi_f = 0.9$	Factor de reducción asociado a control por tracción

9.12.1. Acero mínimo

- **Área bruta de la sección transversal**

$$Ag_{c1} := h_{c1} \cdot b_{c1} = 5625 \text{ cm}^2$$

- **Área bruta de la sección transversal**

18.7.4 Refuerzo longitudinal

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

18.7.4.2 En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

$$A_{smin_{c1}} := 1\% \cdot Ag_{c1} = 56.25 \text{ cm}^2$$

9.12.2. Distribución de aceros

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener el diámetro comercial de aceros a usar, distribuir los mismos y obtener un diagrama de interacción.

Parámetro	Descripción
$\phi_{lgc1} := 2.5 \text{ cm}$	Diámetro asumido de varilla longitudinal
$n_{varc1} := 12$	Número de varillas longitudinales usadas
$A_{s_{c1}} := n_{varc1} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{lgc1}^2}{4} \right) = 58.905 \text{ cm}^2$	Área de acero de la columna
$R.18.7.4.1 := \begin{cases} \text{if } \frac{A_{s_{c1}}}{Ag_{c1}} \geq 1\% \\ \quad \text{"Cumple con la normativa"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cumple con la normativa"} \end{cases}$	$\begin{cases} = \text{"Cumple con la normativa"} \\ \frac{A_{s_{c1}}}{Ag_{c1}} \cdot 100 = 1.047 \end{cases}$

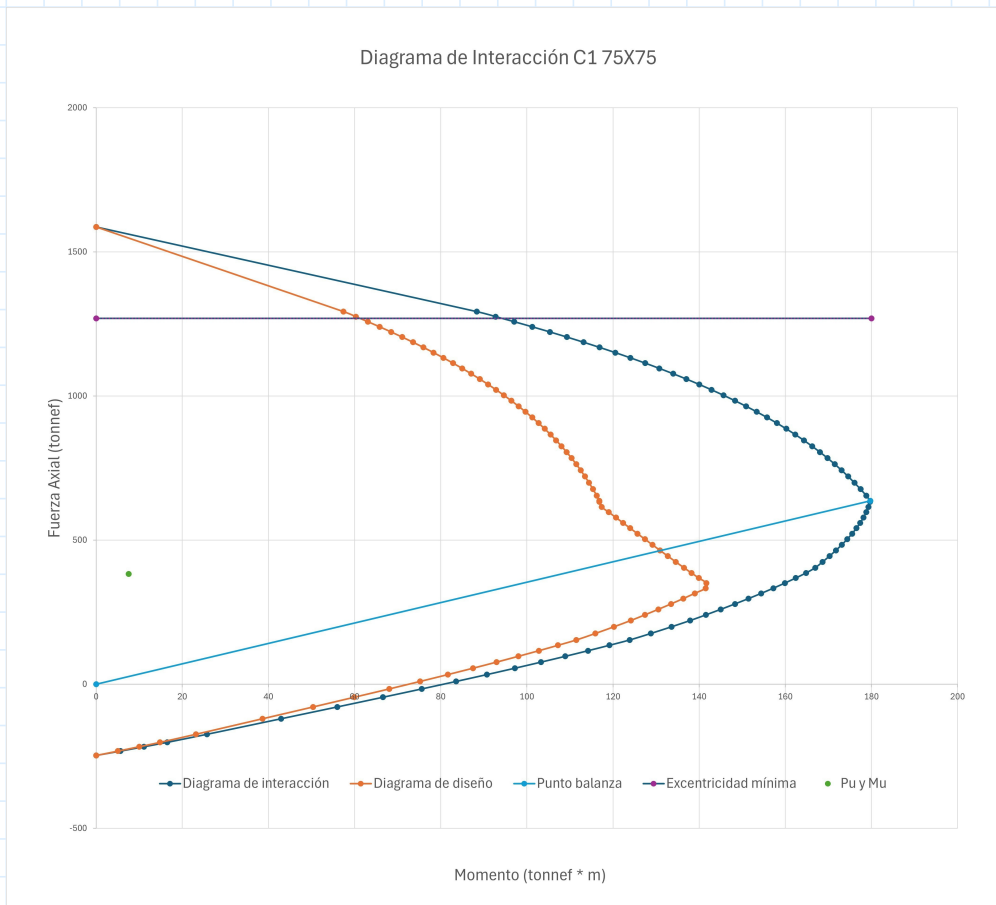
|| || "Redistribuir aceros" || ||

Aceros longitudinales				
Posición, varillas y áreas				
Steel1				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	Distancia al fibra exterior
	4	19,63495408	68,75	6,25
Steel2				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	2	9,817477042	47,92	27,08
Steel3				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	0	0	0	37,5
Steel4				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	2	9,817477042	27,08	27,08
Steel5				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	4	19,63495408	6,25	6,25
Área total de acero				
	58,90486225	cm^2		

Parámetro	Descripción
$Sección_{c1} := \begin{bmatrix} 2.5 & 2.5 & 2.5 & 2.5 \\ 2.5 & 0 & 0 & 2.5 \\ 2.5 & 0 & 0 & 2.5 \\ 2.5 & 2.5 & 2.5 & 2.5 \end{bmatrix} \text{ cm}$	Disposición de aceros en la sección de columna
$N_{lg} := \text{rows}(Sección_{c1}) = 4$	Número de varillas longitudinales por lado de la sección
$b_{util_c1} := b_{c1} - 2(r_{c1} + \varnothing_{shc}) = 65 \text{ cm}$	Base útil de la columna
$h_{util_c1} := h_{c1} - 2(r_{c1} + \varnothing_{shc}) = 65 \text{ cm}$	Peralte útil de la columna
$s_{x_c1} := \frac{b_{util_c1} - \sum Sección_{c1}^{(0)}}{N_{lg} - 1} = 18.333 \text{ cm}$	Separación entre varillas longitudinales de cara interna a cara interna en la dirección horizontal
$s_{y_c1} := \frac{h_{util_c1} - \sum Sección_{c1}^{(0)}}{N_{lg} - 1} = 18.333 \text{ cm}$	Separación entre varillas longitudinales de cara interna a cara interna en la dirección vertical

9.12.3. Demanda y diagrama de interacción

Parámetro	Descripción
$MU_{c1} = 7.554 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento último
$PU_{c1} = 382.257 \text{ tonnef}$	Axial último



9.13. Detallamiento y confinamiento C75X75

ACI 18.7.5.2

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

$$hx_{c1} := b_{util_c1} - \varnothing_{lgc1} = 62.5 \text{ cm}$$

R.18.7.5.2 := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } hx_{c1} \leq 35 \text{ cm} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Cumple con la normativa”} \\ \text{else} \\ \text{“Agregar estribo de confinamiento”} \end{array} \right. \\ \end{array} \right. = \text{“Agregar estribo de confinamiento”}$

Como alternativa inicial, agregaremos un estribo tipo cruz entre las varillas centrales para disminuir el espaciamiento horizontal h_x , de esta manera todas las varillas quedan apoyadas.

$$hx_{c1_solved} := s_{x_c1} + \varnothing_{lgc1} = 20.833 \text{ cm}$$

$$nr_{c1} := 6$$

ACI 25.7.2.3

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con (a) y (b):

- (a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.
- (b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

Todas las barras se encuentran apoyadas lateralmente. ✓

ACI 18.7.5.3

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Parámetro	Descripción
$s_{c1_a} := \frac{\min(h_{c1}, b_{c1})}{4} = 18.75 \text{ cm}$	Condición de refuerzo transversal a
$s_{c1_b} := 6 \cdot \varnothing_{lgc1} = 15 \text{ cm}$	Condición de refuerzo transversal b
$s_{c1_d} := \min \left(10 \text{ cm} + \frac{35 \text{ cm} - hx_{c1_solved}}{3}, 15 \text{ cm} \right) = 14.722 \text{ cm}$	Condición de refuerzo transversal d
$s_{c1_min} := \min(s_{c1_a}, s_{c1_b}, s_{c1_d}) = 14.722 \text{ cm}$	Separación máxima transversal
$s_{c1} := 10 \text{ cm}$	Separación transversal asumida

ACI 18.7.5.4

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c) $0.2k_f k_m \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$C.18.7.5.4 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } PU_{c1} \leq 0.3 \cdot Ag_{c1} \cdot f'_c \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c \leq 70 \text{ MPa} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar el mayor de (a) y (b)”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar el mayor de (a), (b) y (c)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Usar el mayor de (a) y (b)”}$$

$$Ash.s.bc := \frac{nr_{c1} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi_{shc} \cdot cm}{s_{c1} \cdot b_{util_c1}} = 0.00725$$

$$expresion_{c1_a} := 0.3 \cdot \left(\frac{Ag_{c1}}{b_{util_c1} \cdot h_{util_c1}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.00663$$

$$expresion_{c1_b} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$R.18.7.5.4 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Ash.s.bc > \max (expresion_{c1_a}, expresion_{c1_b}) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Confinamiento correcto”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Revisar confinamiento”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Confinamiento correcto”}$$

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

18.7.4.3 A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$.

$$\ell_{d_{c1}} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \phi_{l_{gc1}} = 93.228 \text{ cm}$$

R.18.7.4.3 := $\begin{cases} \text{if } 1.25 \cdot \ell_{d_{c1}} \leq \frac{\ell_u}{2} \\ \text{“Refuerzo longitudinal correcto”} \\ \text{else} \\ \text{“Revisar refuerzo longitudinal”} \end{cases} = \text{“Refuerzo longitudinal correcto”}$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

ACI 25.3.

Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Díámetro de la barra	Díámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

^[1] El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblado y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Díámetro de la barra	Díámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

^[1] El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblado específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

9.14. Diseño cortante C75X75

Parámetro	Descripción
$VU_{c1} = 4.753 \text{ tonnef}$	Demanda a cortante
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción asociado a cortante

ACI 10.6.2

10.6.2 Refuerzo mínimo para cortante

10.6.2.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_c$.

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

(a) $0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$

(b) $0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min_{c1}} := \max \left(0.2 \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_{c1} \cdot s_{c1}}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_{c1} \cdot s_{c1}}{f_y} \right) = 0.625 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{c1}} := nr_{c1} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{shc}^2}{4} = 4.712 \text{ cm}^2$$

$$R.10.6.2.2 := \begin{cases} \text{if } A_{v_{c1}} \leq A_{v,min_{c1}} \\ \quad \text{“Revisar refuerzo transversal”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Refuerzo transversal correcto”} \end{cases} = \text{“Refuerzo transversal correcto”}$$

Cortante nominal

$$V_{c1} := \frac{(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{c1} \cdot (h_{c1} - r_{c1}))}{\text{cm} \cdot \text{kgf}^{\frac{-1}{2}}} = 47.225 \text{ tonnef}$$

$$V_{s_{c1}} := \max \left(\frac{VU_{c1}}{\phi_c} - V_{c1}, 0 \text{ tonnef} \right) = 0 \text{ tonnef}$$

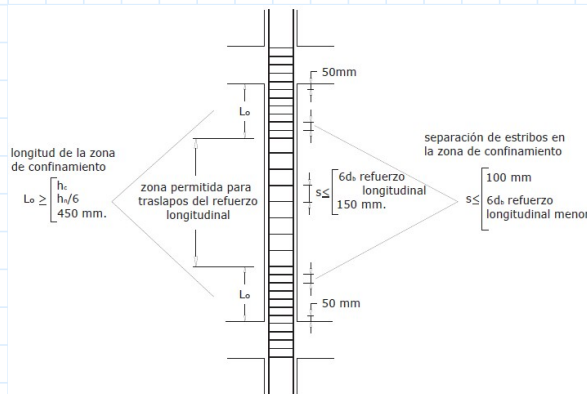


Figura 9: Separación de estribos

9.15. Diseño a flexocompresión de Columna C65X65

Parámetro	Descripción
$h_{c2} := hc_{1.5pr} = 65 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna
$b_{c2} := bc_{1.5pr} = 65 \text{ cm}$	Base asumida de la columna
$r_{c2} := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$\varnothing_{shc} := 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo de la columna
$\phi_f = 0.9$	Factor de reducción asociado a control por tracción

9.15.1. Acero mínimo

- **Área bruta de la sección transversal**

$$Ag_{c2} := h_{c2} \cdot b_{c2} = 4225 \text{ cm}^2$$

- **Área bruta de la sección transversal**

18.7.4 Refuerzo longitudinal

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

18.7.4.2 En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

$$A_{min_{c2}} := 1\% \cdot Ag_{c2} = 42.25 \text{ cm}^2$$

9.15.2. Distribución de aceros

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener el diámetro comercial de aceros a usar, distribuir los mismos y obtener un diagrama de interacción.

Parámetro	Descripción
$\varnothing_{l_{gc2}} := 2.2 \text{ cm}$	Diámetro asumido de varilla longitudinal
$n_{varc2} := 12$	Número de varillas longitudinales usadas
$A_{s_{c2}} := n_{varc2} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \varnothing_{l_{gc2}}^2}{4} \right) = 45.616 \text{ cm}^2$	Área de acero de la columna

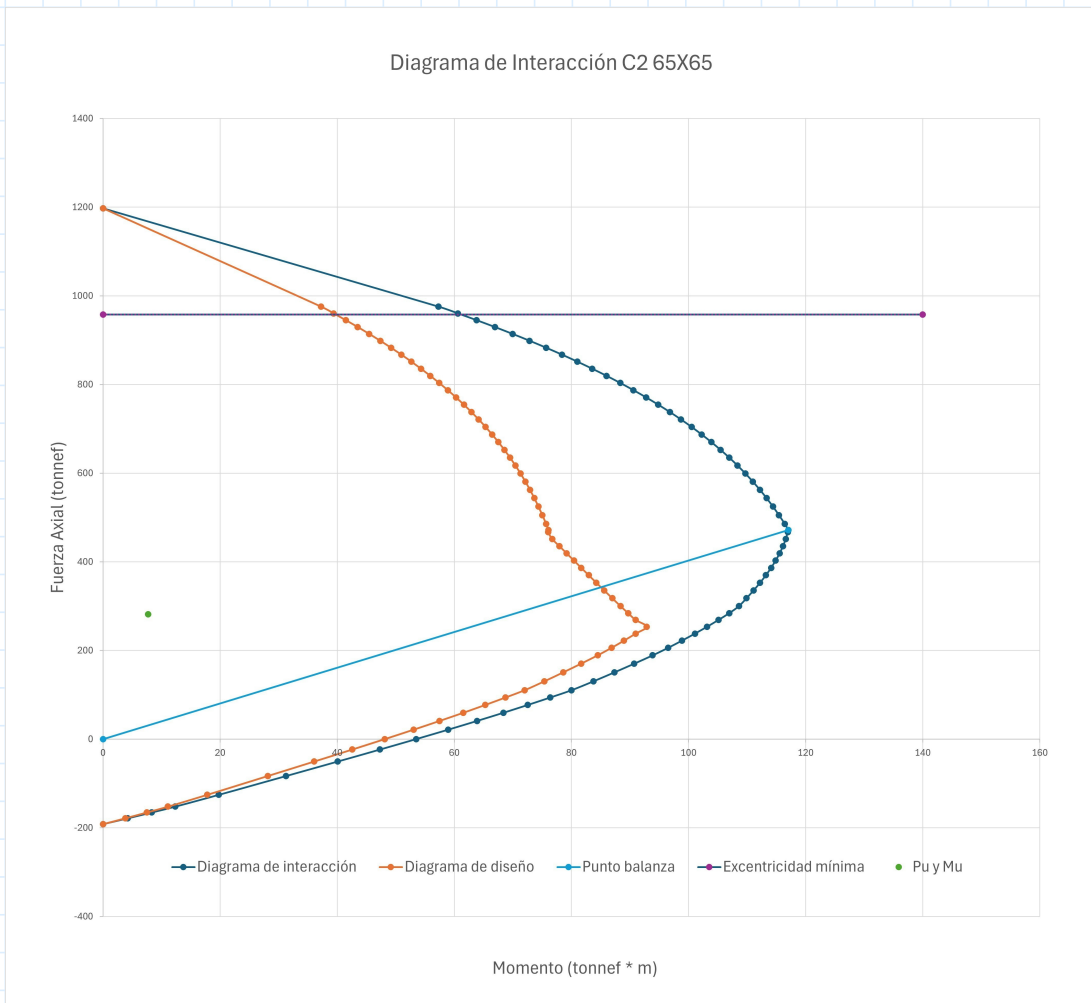
$$R.18.7.4.1 := \begin{cases} \text{if } \frac{A_{s_{c2}}}{Ag_{c2}} \geq 1\% \\ \quad \text{"Cumple con la normativa"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Redistribuir aceros"} \end{cases} = \begin{cases} \text{"Cumple con la normativa"} \\ \frac{A_{s_{c2}}}{Ag_{c2}} \cdot 100 = 1.08 \end{cases}$$

Aceros longitudinales				
Posición, varillas y áreas				
Steel1				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	Distancia al fibra exterior
	4	15,2053084	58,90	6,1
2				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	2	7,60265422	41,3	23,70
Steel3				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	0	0	0	32,5
Steel4				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	2	7,60265422	23,7	23,7
Steel5				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	4	15,2053084	6,1	6,1
Área total de acero				
	45,61592533	cm^2		

Parámetro	Descripción
$Sección_{c2} := \begin{bmatrix} 2.2 & 2.2 & 2.2 & 2.2 \\ 2.2 & 0 & 0 & 2.2 \\ 2.2 & 0 & 0 & 2.2 \\ 2.2 & 2.2 & 2.2 & 2.2 \end{bmatrix} \text{ cm}$	Disposición de aceros en la sección de columna
$N_{lg_c2} := \text{rows}(Sección_{c2}) = 4$	Número de varillas longitudinales por lado de la sección
$b_{util_c2} := b_{c2} - 2 (r_{c2} + \varnothing_{shc}) = 55 \text{ cm}$	Base útil de la columna
$h_{util_c2} := h_{c2} - 2 (r_{c2} + \varnothing_{shc}) = 55 \text{ cm}$	Peralte útil de la columna
$s_{x_c2} := \frac{b_{util_c2} - \sum Sección_{c2}^{(0)}}{N_{lg_c2} - 1} = 15.4 \text{ cm}$	Separación entre varillas longitudinales de cara interna a cara interna en la dirección horizontal
$s_{y_c2} := \frac{h_{util_c2} - \sum Sección_{c2}^{(0)}}{N_{lg_c2} - 1} = 15.4 \text{ cm}$	Separación entre varillas longitudinales de cara interna a cara interna en la dirección vertical

9.15.3. Demanda y diagrama de interacción

Parámetro	Descripción
$MU_{c2} = 7.713 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento último
$PU_{c2} = 281.461 \text{ tonnef}$	Axial último



9.16. Detallamiento y confinamiento C65X65

ACI 18.7.5.2

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

$$h_{x_{c2}} := b_{util_{c2}} - \varnothing_{lg_{c2}} = 52.8 \text{ cm}$$

R.18.7.5.2 := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } h_{x_{c2}} \leq 35 \text{ cm} \\ \quad \text{“Cumple con la normativa”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Agregar estribo de confinamiento”} \end{array} \right\} = \text{“Agregar estribo de confinamiento”}$

Como alternativa inicial, agregaremos un estribo tipo cruz entre las varillas centrales para disminuir el espaciamiento horizontal hx , de esta manera todas las varillas quedan apoyadas.

$$hx_{c2_solved} := s_{x_c2} + \varnothing_{lge2} = 17.6 \text{ cm}$$

$$nr_{c2} := 6$$

ACI 25.7.2.3

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con (a) y (b):

- (a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.
- (b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

Todas las barras se encuentran apoyadas lateralmente. ✓

ACI 18.7.5.3

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Parámetro

Descripción

$$s_{c2_a} := \frac{\min(h_{c2}, b_{c2})}{4} = 16.25 \text{ cm}$$

Condición de refuerzo transversal a

$$s_{c2_b} := 6 \cdot \varnothing_{lge2} = 13.2 \text{ cm}$$

Condición de refuerzo transversal b

$$s_{c2_d} := \min \left(10 \text{ cm} + \frac{35 \text{ cm} - hx_{c2_solved}}{3}, 15 \text{ cm} \right) = 15 \text{ cm}$$

Condición de refuerzo transversal d

$$s_{c2_min} := \min(s_{c2_a}, s_{c2_b}, s_{c2_d}) = 13.2 \text{ cm}$$

Separación máxima transversal

$$s_{c2} := 10 \text{ cm}$$

Separación transversal asumida

ACI 18.7.5.4

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$C.18.7.5.4 := \begin{cases} \text{if } PU_{c2} \leq 0.3 \cdot Ag_{c2} \cdot f'_c \\ \quad \text{if } f'_c \leq 70 \text{ MPa} \\ \quad \quad \text{“Usar el mayor de (a) y (b)”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Usar el mayor de (a), (b) y (c)”} \end{cases} = \text{“Usar el mayor de (a) y (b)”}$$

$$Ash.s.bc_{c2} := \frac{n r_{c2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset_{shc} \cdot cm}{s_{c2} \cdot b_{util_c2}} = 0.008568$$

$$expresion_{c2_a} := 0.3 \cdot \left(\frac{Ag_{c2}}{b_{util_c2} \cdot h_{util_c2}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.00793$$

$$expresion_{c2_b} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$R.18.7.5.4 := \begin{cases} \text{if } Ash.s.bc_{c2} > \max(expresion_{c2_a}, expresion_{c2_b}) \\ \quad \text{“Confinamiento correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Revisar confinamiento”} \end{cases} = \text{“Confinamiento correcto”}$$

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

18.7.4.3 A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$.

$$\ell_{d_c2} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \phi_{lgc2} = 82.04 \text{ cm}$$

R.18.7.4.3 := $\begin{cases} \text{if } 1.25 \cdot \ell_{d_c2} \leq \frac{\ell_u}{2} \\ \quad \text{“Refuerzo longitudinal correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Revisar refuerzo longitudinal”} \end{cases} = \text{“Refuerzo longitudinal correcto”}$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

ACI 25.3.

Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Díametro de la barra	Díametro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

^[1] El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblado y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Díametro de la barra	Díametro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

^[1] El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblado específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

9.17. Diseño a cortante C65X65

Parámetro	Descripción
$VU_{c2} = 4.81 \text{ tonnef}$	Demanda a cortante
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción asociado a cortante

ACI 10.6.2

10.6.2 Refuerzo mínimo para cortante

10.6.2.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_c$.

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

(a) $0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$

(b) $0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min,c2} := \max \left(0.2 \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_{c2} \cdot s_{c2}}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_{c2} \cdot s_{c2}}{f_y} \right) = 0.542 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,c2} := nr_{c2} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{shc}^2}{4} = 4.712 \text{ cm}^2$$

R.10.6.2.2 := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } A_{v,c2} \leq A_{v,min,c2} \\ \quad \text{“Revisar refuerzo transversal”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Refuerzo transversal correcto”} \end{array} \right. = \text{“Refuerzo transversal correcto”}$

Cortante nominal

$$V_{c,c2} := \frac{(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{c2} \cdot (h_{c2} - r_{c2}))}{\text{cm} \cdot \text{kgf}^{\frac{-1}{2}}} = 35.164 \text{ tonnef}$$

$$V_{s,c2} := \max \left(\frac{VU_{c1}}{\phi_c} - V_{c,c1}, 0 \text{ tonnef} \right) = 0 \text{ tonnef}$$

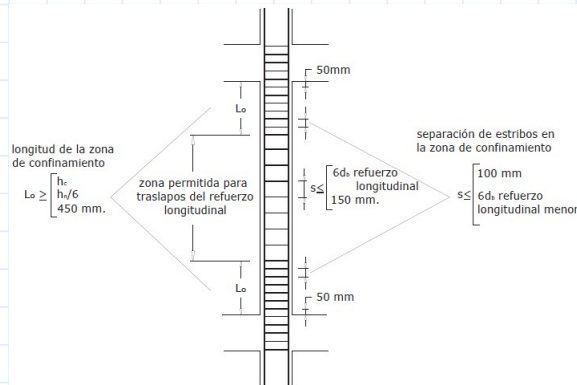


Figura 9: Separación de estribos

9.18. Diseño a flexocompresión de Columna C65X65

Parámetro	Descripción
$h_{c3} := hc_{2pr} = 50 \text{ cm}$	Peralte asumido de la columna
$b_{c3} := bc_{2pr} = 50 \text{ cm}$	Base asumida de la columna
$r_{c3} := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$\varnothing_{shc} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo de la columna
$\phi_f = 0.9$	Factor de reducción asociado a control por tracción

9.18.1. Acero mínimo

- **Área bruta de la sección transversal**

$$Ag_{c3} := h_{c3} \cdot b_{c3} = 2500 \text{ cm}^2$$

- **Área bruta de la sección transversal**

18.7.4 Refuerzo longitudinal

18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

18.7.4.2 En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

$$A_{min_{c3}} := 1\% \cdot Ag_{c3} = 25 \text{ cm}^2$$

9.18.2. Distribución de aceros

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener el diámetro comercial de aceros a usar, distribuir los mismos y obtener un diagrama de interacción.

Parámetro	Descripción
$\varnothing_{lgc3} := 2 \text{ cm}$	Diámetro asumido de varilla longitudinal
$n_{varc3} := 8$	Número de varillas longitudinales usadas
$A_{s_{c3}} := n_{varc3} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \varnothing_{lgc3}^2}{4} \right) = 25.133 \text{ cm}^2$	Área de acero de la columna

$$\boxed{R.18.7.4.1} := \begin{cases} \text{if } \frac{A_{s_{c3}}}{Ag_{c3}} \geq 1\% \\ \quad \text{"Cumple con la normativa"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Redistribuir aceros"} \end{cases} = \begin{cases} \text{"Cumple con la normativa"} \\ \frac{A_{s_{c3}}}{Ag_{c3}} \cdot 100 = 1.005 \end{cases}$$

Aceros longitudinales				
Posición, varillas y áreas				
Steel1				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	Distancia al fibra exterior
	3	9,42477796	44	6
Steel2				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	0	0	0	0
Steel3				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	2	6,28318531	25	25
Steel4				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	0	0	0	0
Steel5				
	Número de varillas	Área (cm2)	Posición (cm)	
	3	9,42477796	6	6
Área total de acero				
	25,13274123	cm^2		

Parámetro**Descripción**

$$Sección_{c3} := \begin{bmatrix} 2 & 2 & 2 \\ 2 & 0 & 2 \\ 2 & 2 & 2 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Disposición de aceros en la sección de columna

$$N_{lg_c3} := \text{rows}(Sección_{c3}) = 3$$

Número de varillas longitudinales por lado de la sección

$$b_{util_c3} := b_{c3} - 2(r_{c3} + \varnothing_{shc}) = 40 \text{ cm}$$

Base útil de la columna

$$h_{util_c3} := h_{c3} - 2(r_{c3} + \varnothing_{shc}) = 40 \text{ cm}$$

Peralte útil de la columna

$$s_{x_c3} := \frac{b_{util_c3} - \sum Sección_{c3}^{(0)}}{N_{lg_c3} - 1} = 17 \text{ cm}$$

Separación entre varillas longitudinales de cara interna a cara interna en la dirección horizontal

$$s_{y_c3} := \frac{h_{util_c3} - \sum Sección_{c3}^{(0)}}{N_{lg_c3} - 1} = 17 \text{ cm}$$

Separación entre varillas longitudinales de cara interna a cara interna en la dirección vertical

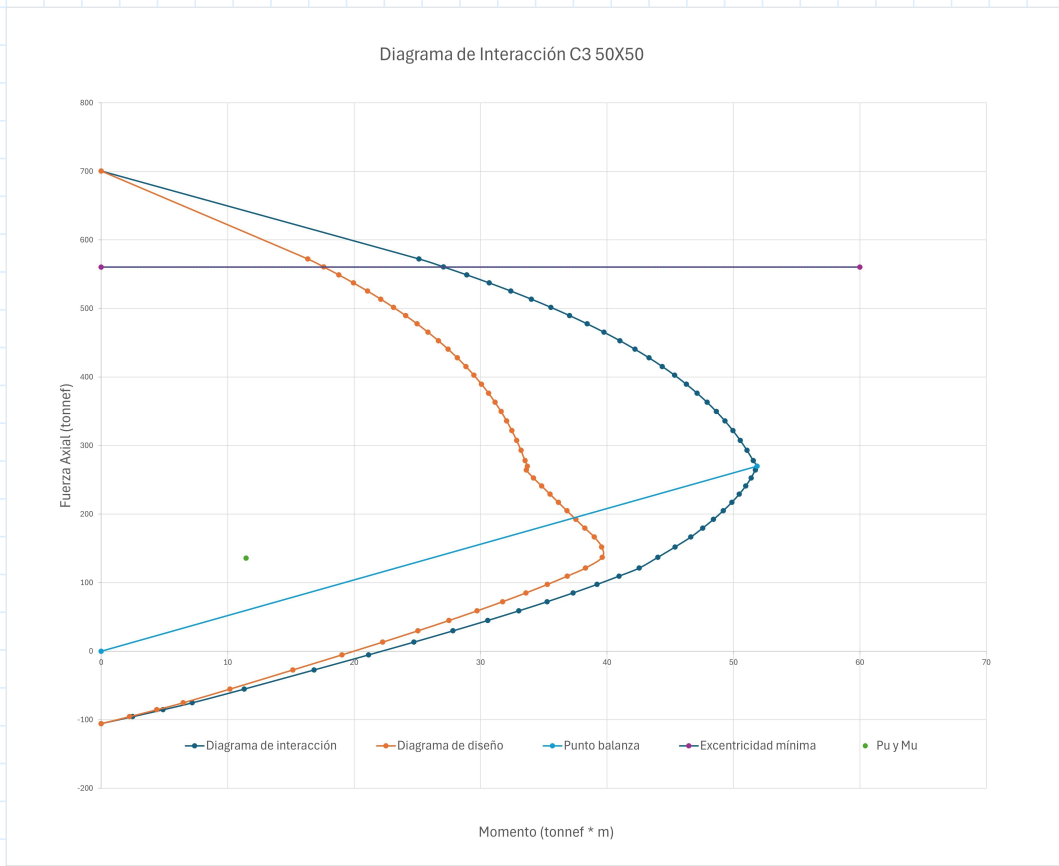
9.18.3. Demanda y diagrama de interacción**Parámetro****Descripción**

$$MU_{c3} = 11.454 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último

$$PU_{c3} = 135.962 \text{ tonnef}$$

Axial último



9.19. Detallamiento y confinamiento C50X50

ACI 18.7.5.2

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

$$hx_{c3} := b_{util_c3} - \varnothing_{lgc3} = 38 \text{ cm}$$

$$R.18.7.5.2 := \begin{cases} \text{if } hx_{c3} \leq 35 \text{ cm} \\ \quad \text{“Cumple con la normativa”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Agregar estribo de confinamiento”} \end{cases} = \text{“Agregar estribo de confinamiento”}$$

Como alternativa inicial, agregaremos un estribo tipo cruz entre las varillas centrales para disminuir el espaciamiento horizontal h_x , de esta manera todas las varillas quedan apoyadas.

$$hx_{c3_solved} := s_{x_c3} + \varnothing_{lgc3} = 19 \text{ cm}$$

$$nr_{\rightarrow} := 6$$

ACI 25.7.2.3

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con (a) y (b):

- (a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.
- (b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

Todas las barras se encuentran apoyadas lateralmente. ✓

ACI 18.7.5.3

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - f_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Parámetro**Descripción**

$$s_{c3_a} := \frac{\min(h_{c3}, b_{c3})}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

Condición de refuerzo transversal a

$$s_{c3_b} := 6 \cdot \varnothing_{lgc3} = 12 \text{ cm}$$

Condición de refuerzo transversal b

$$s_{c3_d} := \min \left(10 \text{ cm} + \frac{35 \text{ cm} - h_{x_{c3_solved}}}{3}, 15 \text{ cm} \right) = 15 \text{ cm}$$

Condición de refuerzo transversal d

$$s_{c3_min} := \min(s_{c3_a}, s_{c3_b}, s_{c3_d}) = 12 \text{ cm}$$

Separación máxima transversal

$$s_{c3} := 10 \text{ cm}$$

Separación transversal asumida

ACI 18.7.5.4

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_m \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$C.18.7.5.4 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } PU_{c3} \leq 0.3 \cdot Ag_{c3} \cdot f'_c \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c \leq 70 \text{ MPa} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar el mayor de (a) y (b)”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar el mayor de (a), (b) y (c)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Usar el mayor de (a) y (b)”}$$

$$Ash.s.bc_{c3} := \frac{nr_{c3} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset_{shc} \cdot cm}{s_{c3} \cdot b_{util_c3}} = 0.011781$$

$$expresion_{c3_a} := 0.3 \cdot \left(\frac{Ag_{c3}}{b_{util_c3} \cdot h_{util_c3}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.01125$$

$$expresion_{c3_b} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$

$$R.18.7.5.4 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Ash.s.bc_{c3} > \max (expresion_{c3_a}, expresion_{c3_b}) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Confinamiento correcto”} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Revisar confinamiento”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Confinamiento correcto”}$$

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$\psi_g := 1$ $\psi_e := 1$ $\psi_s := 1$ $\psi_t := 1.3$ $\lambda = 1$

18.7.4.3 A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$.

$$\ell_{d_c3} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \phi_{lgc3} = 74.582 \text{ cm}$$

R.18.7.4.3 := $\begin{cases} \text{if } 1.25 \cdot \ell_{d_c3} \leq \frac{\ell_u}{2} \\ \quad \text{“Refuerzo longitudinal correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Revisar refuerzo longitudinal”} \end{cases} = \text{“Refuerzo longitudinal correcto”}$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

ACI 25.3.

Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Dímetro de la barra	Díámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

^[1] El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblado y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Dímetro de la barra	Díámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

^[1] El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblado específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

9.20. Diseño a cortante C65X65

Parámetro	Descripción
$VU_{c3} = 6.017 \text{ tonnef}$	Demanda a cortante
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción asociado a cortante

ACI 10.6.2

10.6.2 Refuerzo mínimo para cortante

10.6.2.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_c$.

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

- (a) $0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$
- (b) $0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

$$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min,c3} := \max \left(0.2 \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_{c3} \cdot s_{c3}}{f_y}, 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b_{c3} \cdot s_{c3}}{f_y} \right) = 0.417 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,c3} := n r_{c3} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{shc}^2}{4} = 4.712 \text{ cm}^2$$

R.10.6.2.2 := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } A_{v,c3} \leq A_{v,min,c3} \\ \quad \text{"Revisar refuerzo transversal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Refuerzo transversal correcto"} \end{array} \right\} = \text{"Refuerzo transversal correcto"}$

Cortante nominal

$$V_{c3} := \frac{(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{c3} \cdot (h_{c3} - r_{c3}))}{\text{cm} \cdot \text{kgf}^{\frac{-1}{2}}} = 20.398 \text{ tonnef}$$

$$V_{s3} := \max \left(\frac{VU_{c3}}{\phi_c} - V_{c3}, 0 \text{ tonnef} \right) = 0 \text{ tonnef}$$

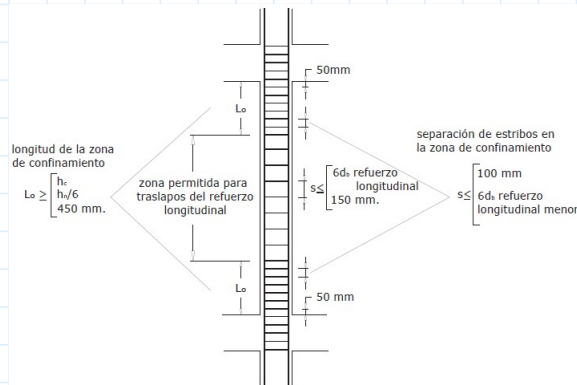


Figura 9: Separación de estribos

9.21. Resumen

9.21.1. Losa nervada

Parámetro	Descripción
$h_{ch} = 5 \text{ cm}$	Altura de la chapa de compresión
$b_{ch} = 100 \text{ cm}$	Base de la chapa de compresión
$h_n = 20 \text{ cm}$	Altura de los nervios
$b_n = 10 \text{ cm}$	Base de los nervios
$h_m = 25 \text{ cm}$	Peralte de la losa nervada
$r_{ln} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo de la malla
$d_m = 21 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\varnothing y_n = 1.8 \text{ cm}$	Acero superior en Y
$\varnothing y_m = 1.2 \text{ cm}$	Acero inferior en Y
$\varnothing x_n = 1.8 \text{ cm}$	Acero superior en X
$\varnothing x_m = 1.2 \text{ cm}$	Acero inferior en X

9.21.2. Vigas

Viga Pisos 1-3 30x55

Parámetro	Descripción
$h_{v1} = 55 \text{ cm}$	Peralte de viga
$b_w = 30 \text{ cm}$	Base de viga
$r_v = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de viga
$d_{v1} = 51 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\varnothing_{lg1} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (Momento negativo) (2 varillas)
$\varnothing_{fneg2v1} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal secundario (Momento negativo) (1 varilla)
$l_{corte_secundario} = 150 \text{ cm}$	Longitud de corte del refuerzo longitudinal secundario
$\varnothing_{fpos1v1} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (Momento positivo) (2 varillas)
$\varnothing_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo transversal
$s_{conf1} = 10 \text{ cm}$	Separación de confinamiento
$s_{central1} = 20 \text{ cm}$	Separación central
$l_{conf} = 110 \text{ cm}$	Longitud de confinamiento

Viga Pisos 4-6 30x50	
Parámetro	Descripción
$h_{v2} = 50 \text{ cm}$	Peralte de viga
$b_w = 30 \text{ cm}$	Base de viga
$r_v = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de viga
$d_{v2} = 46 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\varnothing_{lg2} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (Momento negativo) (2 varillas)
$\varnothing_{fneg2v2} = 1.4 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal secundario (Momento negativo) (1 varilla)
$\varnothing_{fpos1v2} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (Momento positivo) (2 varillas)
$\varnothing_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo transversal
$s_{conf2} = 10 \text{ cm}$	Separación de confinamiento
$s_{central2} = 20 \text{ cm}$	Separación central
$l_{conf} = 110 \text{ cm}$	Longitud de confinamiento
Viga Pisos 7-8 30x35	
Parámetro	Descripción
$h_{v3} = 35 \text{ cm}$	Peralte de viga
$b_w = 30 \text{ cm}$	Base de viga
$r_v = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de viga
$d_{v3} = 31 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\varnothing_{lg3} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (Momento negativo) (2 varillas)
$\varnothing_{fneg2v3} = 1.8 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal secundario (Momento negativo) (2 varilla)
$\varnothing_{fpos1v3} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (Momento positivo) (2 varillas)
$\varnothing_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo transversal
$s_{conf3} = 7.5 \text{ cm}$	Separación de confinamiento
$s_{central3} = 15 \text{ cm}$	Separación central
$l_{conf} = 110 \text{ cm}$	Longitud de confinamiento

9.21.3. Columnas

Columna 75x75

Parámetro	Descripción
$h_{c1} = 75 \text{ cm}$	Peralte de la columna 1
$b_{c1} = 75 \text{ cm}$	Base de la columna 1
$r_{c1} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de columna
$\varnothing_{lgc1} = 2.5 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (12 varillas)
$\varnothing_{shc} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo transversal
Doble cruz	Geometría de refuerzo transversal por confinamiento extra
$s_{c1} = 10 \text{ cm}$	Separación transversal

Columna 65x65

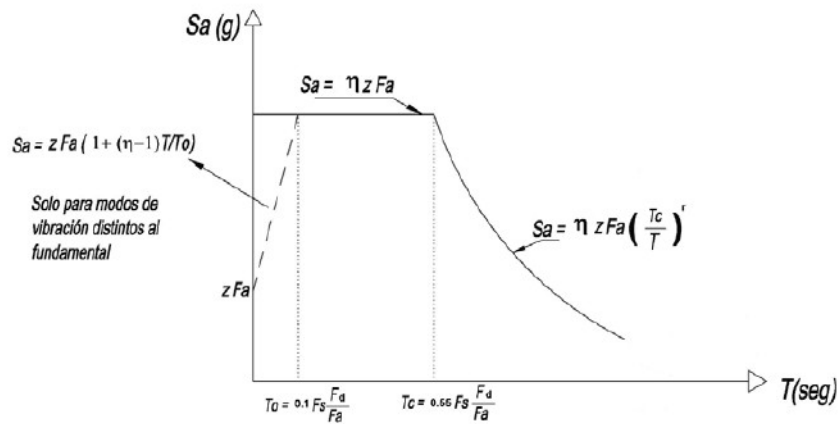
Parámetro	Descripción
$h_{c2} = 65 \text{ cm}$	Peralte de la columna 2
$b_{c2} = 65 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 2
$r_{c2} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de columna
$\varnothing_{lgc2} = 2.2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (12 varillas)
$\varnothing_{shc} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo transversal
Doble cruz	Geometría de refuerzo transversal por confinamiento extra
$s_{c2} = 10 \text{ cm}$	Separación transversal

Columna 50x50

Parámetro	Descripción
$h_{c3} = 50 \text{ cm}$	Peralte de la columna 3
$b_{c3} = 50 \text{ cm}$	Base asumida de la columna 3
$r_{c3} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento de columna
$\varnothing_{lgc3} = 2 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo longitudinal principal (8 varillas)
$\varnothing_{shc} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del refuerzo transversal
Doble cruz	Geometría de refuerzo transversal por confinamiento extra
$s_{c3} = 10 \text{ cm}$	Separación transversal

10. Espectro de diseño inicial

10.1. Espectro de diseño (ETABS)



Dónde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 3: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

10.1. Espectro de diseño: Parámetros calculados

Parámetro	Descripción
$T_0 := \left(0.1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}\right) \cdot s = 0.093 \text{ s}$	Período límite de vibración inferior asociada al sismo de diseño
$T_c := \left(0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}\right) \cdot s = 0.509 \text{ s}$	Período límite de vibración superior asociada al sismo de diseño

11. Masa sísmica

11.1. Masa sísmica (ETABS)

E Centers Of Mass And Rigidity

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cum Mass X kg	Cum Mass Y kg	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
▶	Story8	D1	439511,87	439511,87	12	12	439511,87	439511,87	12	12		
	Story7	D1	468191,39	468191,39	12	12	907703,26	907703,26	12	12		
	Story6	D1	493429,36	493429,36	12	12	1401132,62	1401132,62	12	12		
	Story5	D1	510923,87	510923,87	12	12	1912056,49	1912056,49	12	12		
	Story4	D1	530712,74	530712,74	12	12	2442769,22	2442769,22	12	12		
	Story3	D1	538895,96	538895,96	12	12	2981665,18	2981665,18	12	12		
	Story2	D1	553273,96	553273,96	12	12	3534939,14	3534939,14	12	12		
	Story1	D1	569334,49	569334,49	12	12	4104273,62	4104273,62	12	12		

Parámetro

Descripción

$$W_{ETABS} := 4104273.62 \text{ kgf}$$

Masa sísmica resultante de ETABS

$$W_{ETABS} = 4104.274 \text{ tonnef}$$

11.2. Masa sísmica calculada

11.2.1. Piso 8

Parámetro

Descripción

$$V_{v3} := h_{v3} \cdot b_w \cdot l_n \cdot 40 = 25.2 \text{ m}^3$$

Volumen total de vigas por piso

$$W_{v3} := V_{v3} \cdot \gamma_c = 60.48 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica de vigas por piso

$$V_{ln} = 0.122 \text{ m}^3$$

Volumen de losa por m²

$$W_{ln-t} := V_{ln} \cdot \gamma_c \cdot \frac{AT_{Losa}}{m^2} = 168.653 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica de losa por piso

$$V_{c.3.2} := \frac{(h_{c3} \cdot b_{c3} \cdot l_u \cdot 25)}{2} = 11.25 \text{ m}^3$$

Volumen de columnas octavo piso

$$W_{c.3.2} := V_{c.3.2} \cdot \gamma_c = 27 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica de columnas octavo piso

$$W_{SD} := CM_{in} \cdot AT_{Losa} = 172.8 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica de carga muerta adicional por piso

$$W_{p8} := W_{v3} + W_{ln-t} + W_{c.3.2} + W_{SD} = 428.933 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica resultante de octavo piso

11.2.2. Piso 7

$$V_{c.3} := (h_{c3} \cdot b_{c3} \cdot l_u \cdot 25) = 22.5 \text{ m}^3$$

Volumen de columnas pisos señalados

$$W_{c.3} := V_{c.3} \cdot \gamma_c = 54 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica de columnas pisos señalados

$$W_{p7} := W_{v3} + W_{ln-t} + W_{c.3} + W_{SD} = 455.933 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica resultante de pisos señalados

11.2.3. Piso 6

$$V_{v2} := h_{v2} \cdot b_w \cdot l_n \cdot 40 = 36 \text{ m}^3$$

Volumen total de vigas por piso

$$W_{v2} := V_{v2} \cdot \gamma_c = 86.4 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica de vigas por piso

$$W_{p6} := W_{v2} + W_{ln-t} + W_{c.3} + W_{SD} = 481.853 \text{ tonnef}$$

Masa sísmica resultante de cuarto piso

11.2.4. Piso 5

$$V_{c.2.5} := \frac{(h_{c3} \cdot b_{c3} \cdot l_u \cdot 25)}{2} + \frac{(h_{c2} \cdot b_{c2} \cdot l_u \cdot 25)}{2} = 30.263 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen de columnas pisos señalados}$$

$$W_{c.2.5} := V_{c.2.5} \cdot \gamma_c = 72.63 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica de columnas pisos señalados}$$

$$W_{p5} := W_{v2} + W_{ln_t} + W_{c.2.5} + W_{SD} = 500.483 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica resultante de pisos señalados}$$

11.2.5. Piso 4

$$V_{c.2} := (h_{c2} \cdot b_{c2} \cdot l_u \cdot 25) = 38.025 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen de columnas pisos señalados}$$

$$W_{c.2} := V_{c.2} \cdot \gamma_c = 91.26 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica de columnas pisos señalados}$$

$$W_{p4} := W_{v2} + W_{ln_t} + W_{c.2} + W_{SD} = 519.113 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica resultante de pisos señalados}$$

11.2.6. Piso 3

$$V_{v1} := h_{v1} \cdot b_w \cdot l_n \cdot 40 = 39.6 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen total de vigas por piso}$$

$$W_{v1} := V_{v1} \cdot \gamma_c = 95.04 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica de vigas por piso}$$

$$W_{p3} := W_{v1} + W_{ln_t} + W_{c.2} + W_{SD} = 527.753 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica resultante de pisos señalados}$$

11.2.7. Piso 2

$$V_{c.1.5} := \frac{(h_{c2} \cdot b_{c2} \cdot l_u \cdot 25)}{2} + \frac{(h_{c1} \cdot b_{c1} \cdot l_u \cdot 25)}{2} = 44.325 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen de columnas cuarto piso}$$

$$W_{c.1.5} := V_{c.1.5} \cdot \gamma_c = 106.38 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica de columnas cuarto piso}$$

$$W_{p2} := W_{v1} + W_{ln_t} + W_{c.1.5} + W_{SD} = 542.873 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica resultante de pisos señalados}$$

11.2.8. Piso 1

$$V_{c.1} := (h_{c1} \cdot b_{c1} \cdot l_u \cdot 25) = 50.625 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen de columnas cuarto piso}$$

$$W_{c.1} := V_{c.1} \cdot \gamma_c = 121.5 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica de columnas cuarto piso}$$

$$W_{p1} := W_{v1} + W_{ln_t} + W_{c.1} + W_{SD} = 557.993 \text{ tonnef} \quad \text{Masa sísmica resultante de pisos señalados}$$

11.2.5. Masa calculada total

$$W_{suma} := W_{p8} + W_{p7} + W_{p6} + W_{p5} + W_{p4} + W_{p3} + W_{p2} + W_{p1} = 4014.932 \text{ tonnef}$$

11.3. Error calculado

Parámetro	Descripción
$error_{masa} := \left \frac{W_{suma} - W_{ETABS}}{W_{ETABS}} \right \cdot 100 = 2.177$	Error resultante de masa sísmica manual a comparación de ETABS

12. Carga estática equivalente

12.1. Periodo fundamental

Parámetro	Descripción
$T_a = 1.13192050797466 \text{ s}$	Periodo fundamental aproximado de la estructura calculado por el primer método.

12.2 Coeficientes sísmicos y cortante basal

6.3.2. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

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

Dónde

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]

ϕ_P y ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]

I Coeficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]

R Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]

V Cortante basal total de diseño

W Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]

T_a Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C \quad S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_C$$

Parámetro	Descripción
$Coef_{S_X} := \frac{I \cdot \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_a} \right)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} = 0.045$	Coficiente sísmico en la dirección X
$Coef_{S_Y} := \frac{I \cdot \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T_a} \right)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} = 0.045$	Coficiente sísmico en la dirección Y
$V_{b_{S_X}} := Coef_{S_X} \cdot W_{suma} = 181.913 \text{ tonnef}$	Cortante basal en la dirección X
$V_{b_{S_Y}} := Coef_{S_Y} \cdot W_{suma} = 181.913 \text{ tonnef}$	Cortante basal en la dirección Y

12.3 Coeficiente K

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

$$k := 0.75 + 0.50 \cdot \frac{T_a}{s} = 1.316$$

Descripción
Coeficiente relacionado al periodo de vibración

12.4. Fuerzas laterales

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Parámetro**Descripción**

$$h := \begin{bmatrix} l_u \cdot 1 \\ l_u \cdot 2 \\ l_u \cdot 3 \\ l_u \cdot 4 \\ l_u \cdot 5 \\ l_u \cdot 6 \\ l_u \cdot 7 \\ l_u \cdot 8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.6 \\ 7.2 \\ 10.8 \\ 14.4 \\ 18 \\ 21.6 \\ 25.2 \\ 28.8 \end{bmatrix} m$$

Altura de cada piso

$$W := \begin{bmatrix} W_{p1} \\ W_{p2} \\ W_{p3} \\ W_{p4} \\ W_{p5} \\ W_{p6} \\ W_{p7} \\ W_{p8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 557.993 \\ 542.873 \\ 527.753 \\ 519.113 \\ 500.483 \\ 481.853 \\ 455.933 \\ 428.933 \end{bmatrix} tonnef$$

Peso asignado al nivel de estructura

12.4.1. Piso 1

Parámetro**Descripción**

$$F_1 := \frac{W_{p1} \cdot (h_1^0)^k}{\sum_{i=0}^7 (W_{pi} \cdot (h_i^i)^k)} \cdot V_{b_S_X} = 3.483 tonnef$$

Fuerza lateral

12.4.2. Piso 2

Parámetro**Descripción**

$$F_2 := \frac{W_{p2} \cdot (h_1^1)^k}{\sum_{i=0}^7 (W_{pi} \cdot (h_i^i)^k)} \cdot V_{b_S_X} = 8.437 tonnef$$

Fuerza lateral

12.4.3. Piso 3

Parámetro	Descripción
$F_3 := \frac{\widehat{W}^2 \cdot (\widehat{h}^2)^k}{\sum_{i=0}^7 (\widehat{W}^i \cdot (\widehat{h}^i)^k)} \cdot V_{b_{S_X}} = 13.984 \text{ tonnef}$	Fuerza lateral

12.4.4. Piso 4

Parámetro	Descripción
$F_4 := \frac{\widehat{W}^3 \cdot (\widehat{h}^3)^k}{\sum_{i=0}^7 (\widehat{W}^i \cdot (\widehat{h}^i)^k)} \cdot V_{b_{S_X}} = 20.085 \text{ tonnef}$	Fuerza lateral

12.4.5. Piso 5

Parámetro	Descripción
$F_5 := \frac{\widehat{W}^4 \cdot (\widehat{h}^4)^k}{\sum_{i=0}^7 (\widehat{W}^i \cdot (\widehat{h}^i)^k)} \cdot V_{b_{S_X}} = 25.974 \text{ tonnef}$	Fuerza lateral

12.4.6. Piso 6

Parámetro	Descripción
$F_6 := \frac{\widehat{W}^5 \cdot (\widehat{h}^5)^k}{\sum_{i=0}^7 (\widehat{W}^i \cdot (\widehat{h}^i)^k)} \cdot V_{b_{S_X}} = 31.788 \text{ tonnef}$	Fuerza lateral

12.4.7. Piso 7

Parámetro	Descripción
$F_7 := \frac{\widehat{W}^6 \cdot (\widehat{h}^6)^k}{\sum_{i=0}^7 (\widehat{W}^i \cdot (\widehat{h}^i)^k)} \cdot V_{b_{S_X}} = 36.843 \text{ tonnef}$	Fuerza lateral

12.4.8. Piso 8

Parámetro	Descripción
$F_8 := \frac{\widehat{W}^7 \cdot (\widehat{h}^7)^k}{\sum_{i=0}^7 (\widehat{W}^i \cdot (\widehat{h}^i)^k)} \cdot V_{b_{S_X}} = 41.319 \text{ tonnef}$	Fuerza lateral

12.4.9. Resumen de fuerzas laterales

Parámetro	Descripción
$F_x := \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \\ F_7 \\ F_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.483 \\ 8.437 \\ 13.984 \\ 20.085 \\ 25.974 \\ 31.788 \\ 36.843 \\ 41.319 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$	Fuerza lateral a nivel de estructura

12.5. Cortante total por piso

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

12.5.1. Piso 1

Parámetro	Descripción
$V_1 := \frac{\left(\sum_{i=0}^7 Fx^{\hat{i}} \right)}{[1]} = 181.913 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.2. Piso 2

Parámetro	Descripción
$V_2 := \frac{\left(\sum_{i=1}^7 Fx^{\hat{i}} \right)}{[1]} = 178.43 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.3. Piso 3

Parámetro	Descripción
$V_3 := \frac{\left(\sum_{i=2}^7 Fx^{\hat{i}} \right)}{[1]} = 169.994 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.4. Piso 4

Parámetro	Descripción
$V_4 := \frac{\left(\sum_{i=3}^7 Fx^{\hat{i}} \right)}{[1]} = 156.009 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.5. Piso 5

Parámetro	Descripción
$V_5 := \frac{\left(\sum_{i=4}^7 Fx^{\hat{i}} \right)}{[1]} = 135.924 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.6. Piso 6

Parámetro	Descripción
$V_6 := \frac{\left(\sum_{i=5}^7 Fx^i \right)}{[1]} = 109.95 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.7. Piso 7

Parámetro	Descripción
$V_7 := \frac{\left(\sum_{i=6}^7 Fx^i \right)}{[1]} = 78.162 \text{ tonnef}$	Cortante total

12.5.8. Piso 8

Parámetro	Descripción
$V_8 := \frac{\left(\sum_{i=7}^7 Fx^i \right)}{[1]} = 41.319 \text{ tonnef}$	Cortante total

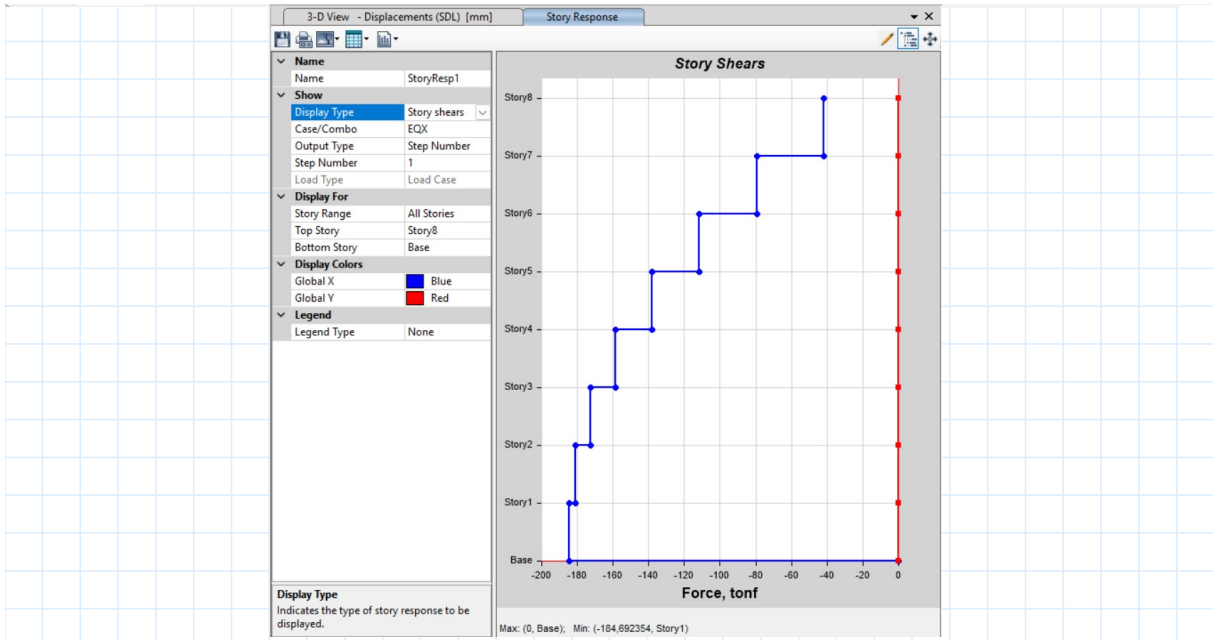
12.5.9. Resumen de cortantes totales

Parámetro	Descripción
$Vx := \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \\ V_7 \\ V_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 181.913 \\ 178.43 \\ 169.994 \\ 156.009 \\ 135.924 \\ 109.95 \\ 78.162 \\ 41.319 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$	Cortante total a nivel de estructura

12.6. Comprobación ETABS

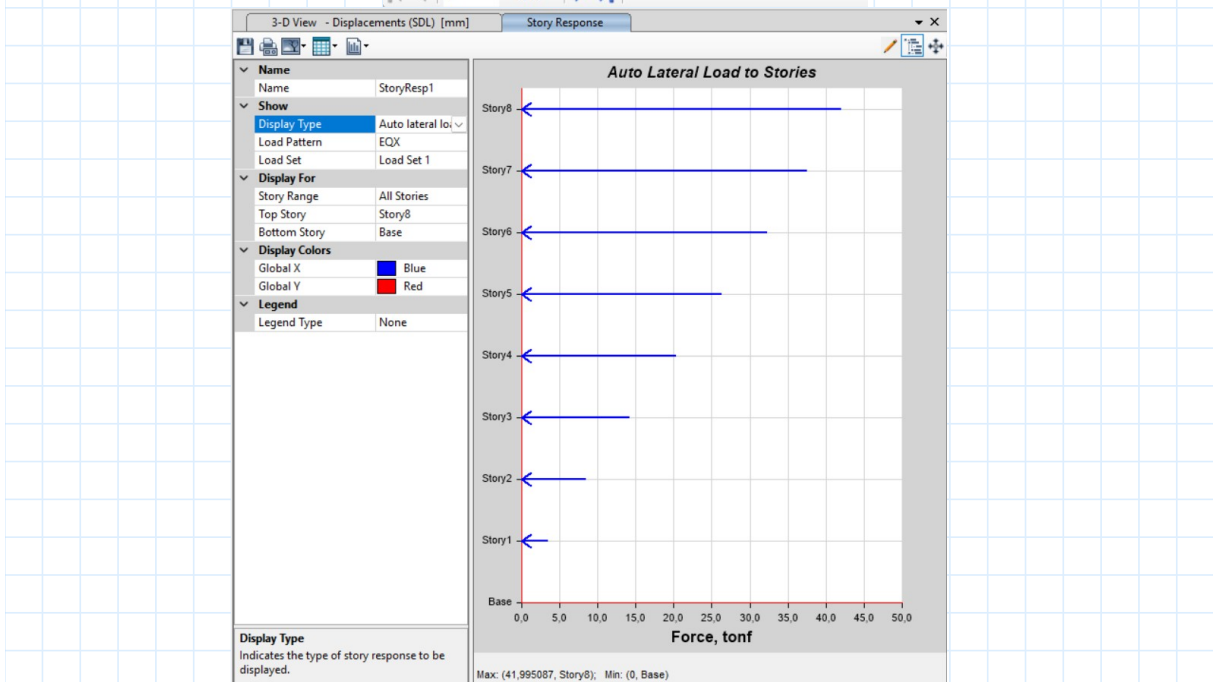
Cortante total

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story8	28.8	Top	-41,9951	0
		Bottom	-41,9951	0
Story7	25.2	Top	-79,5212	0
		Bottom	-79,5212	0
Story6	21.6	Top	-111,8087	0
		Bottom	-111,8087	0
Story5	18	Top	-138,1091	0
		Bottom	-138,1091	0
Story4	14.4	Top	-158,4763	0
		Bottom	-158,4763	0
Story3	10.8	Top	-172,6394	0
		Bottom	-172,6394	0
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0



Fuerzas laterales

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story8	28.8	Top	41.9951	0
Story7	25.2	Top	37.5261	0
Story6	21.6	Top	32.2874	0
Story5	18	Top	26.3004	0
Story4	14.4	Top	20.3672	0
Story3	10.8	Top	14.1631	0
Story2	7.2	Top	8.5282	0
Story1	3.6	Top	3.5248	0
Base	0	Top	0	0



13. Derivas de piso

4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

13.1. Coeficiente de amplificación

Parámetro

Descripción

$$C_D := 0.75 \cdot R = 6$$

Coeficiente de amplificación de deformaciones

13.2. Diagramas de derivas de piso

Carga Estática Equivalente

Story	Elevation m	Location	CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE					ESTADO	
			Derivas elásticas Δ_E		Derivas inelásticas Δ_M		Δ_M Máxima	X-DIR	Y-DIR
			X-Dir adi.	Y-Dir adi.	X-Dir MAX adi.	Y-Dir MAX adi.	0.02 adi.		
Story8	28,8	Top	0,00227	0,00227	0,01362	0,01362	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story7	25,2	Top	0,002533	0,002533	0,015198	0,015198	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story6	21,6	Top	0,002508	0,002508	0,015048	0,015048	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story5	18	Top	0,002439	0,002439	0,014634	0,014634	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story4	14,4	Top	0,002405	0,002405	0,01443	0,01443	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story3	10,8	Top	0,002145	0,002145	0,01287	0,01287	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story2	7,2	Top	0,001651	0,001651	0,009906	0,009906	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Story1	3,6	Top	0,000813	0,000813	0,004878	0,004878	0,02	CUMPLE	CUMPLE
Base	0	Top	0	0	0	0	0	NO APLICA	NO APLICA

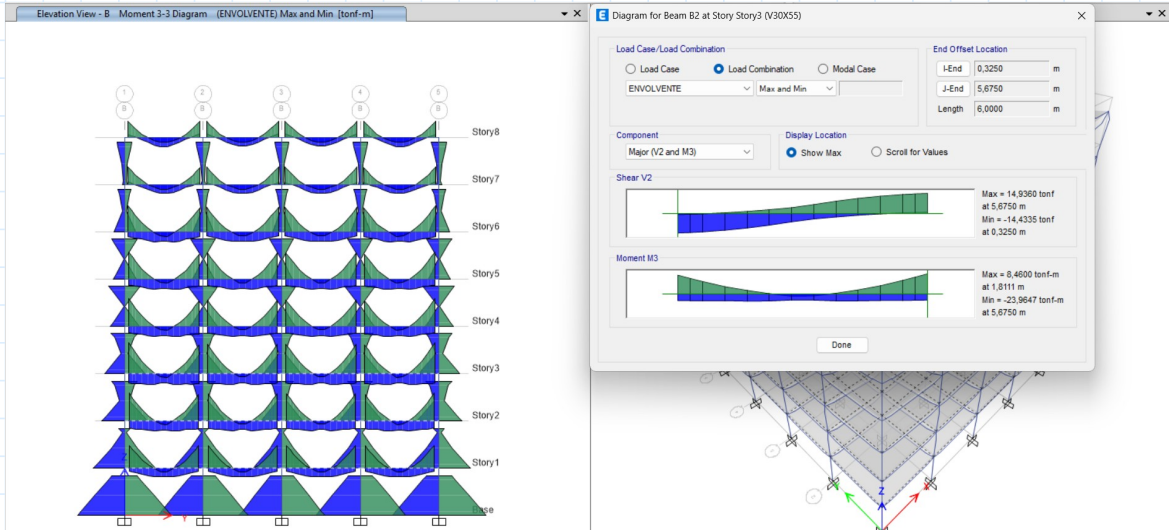
14. Demandas ETABS (Envolvente)

14.1. Momentos y fuerza axial

14.1.1. Demanda Viga Pisos 1-3 V30x55

Parámetro

Descripción



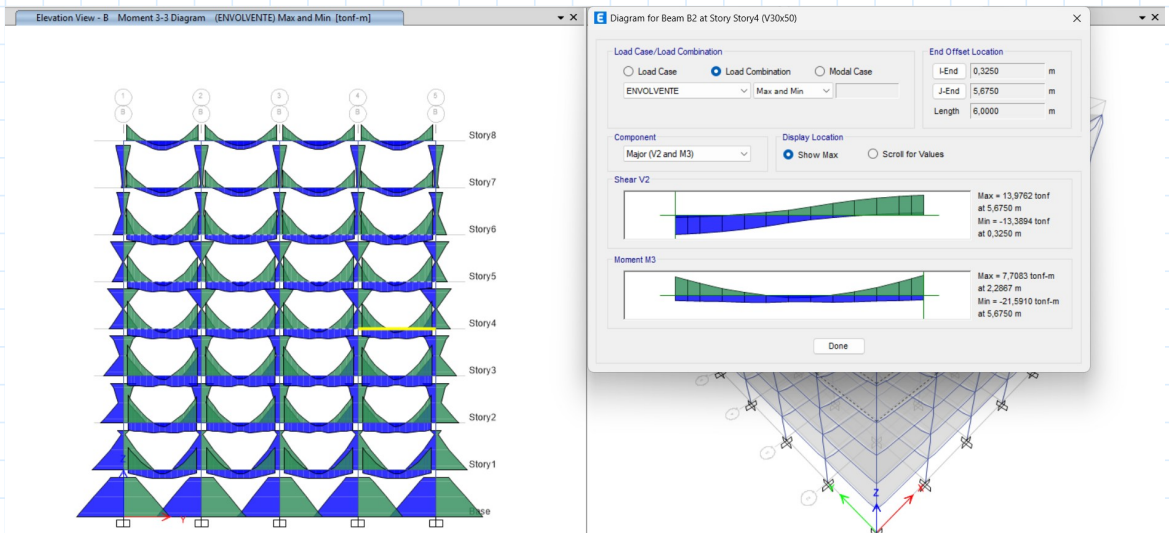
$$MU_{V1_NEG} := 23.9647 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último negativo

$$MU_{V1_POS} := 10.6459 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último positivo

14.1.2. Demanda Viga Pisos 4-6 V30x50



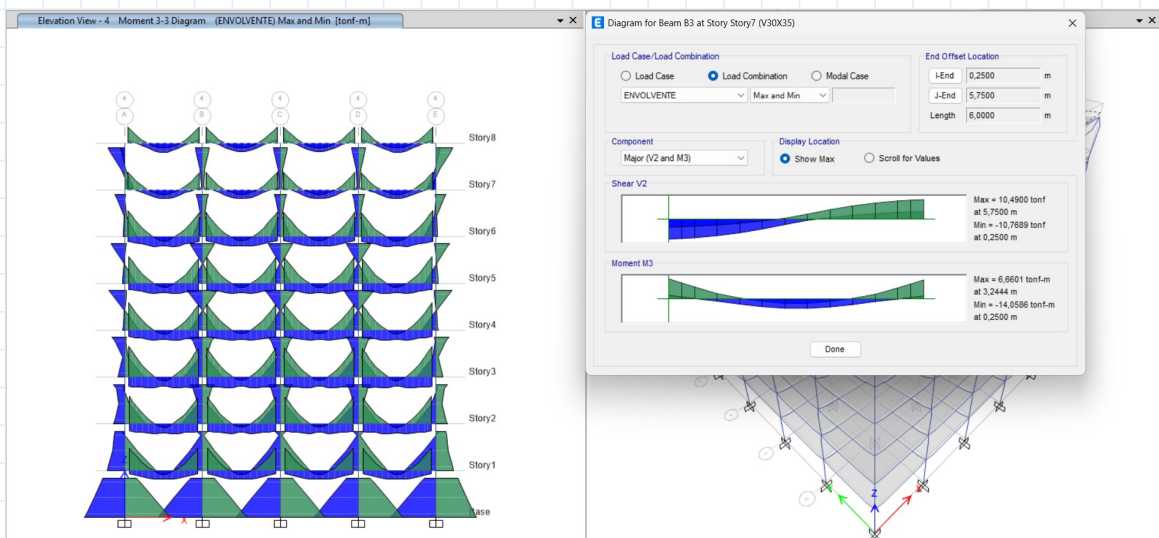
$$MU_{V2_NEG} := 21.5910 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último negativo

$$MU_{V2_POS} := 8.3663 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último positivo

14.1.3. Demanda Viga Pisos 7-8 V30x35



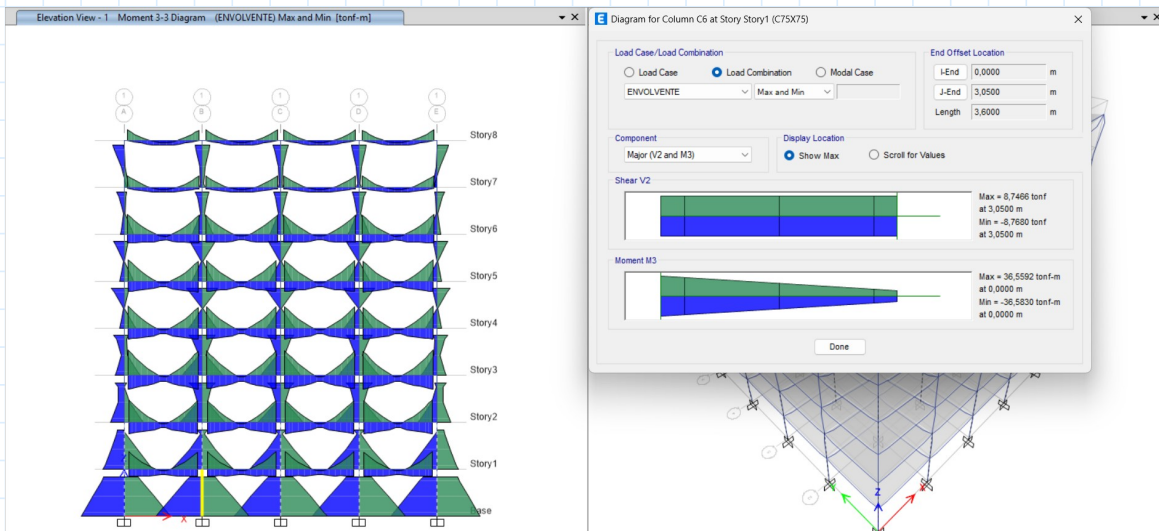
$$MU_{V3_NEG} := 14.0586 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento último negativo

$$MU_{V3_POS} := 6.7644 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

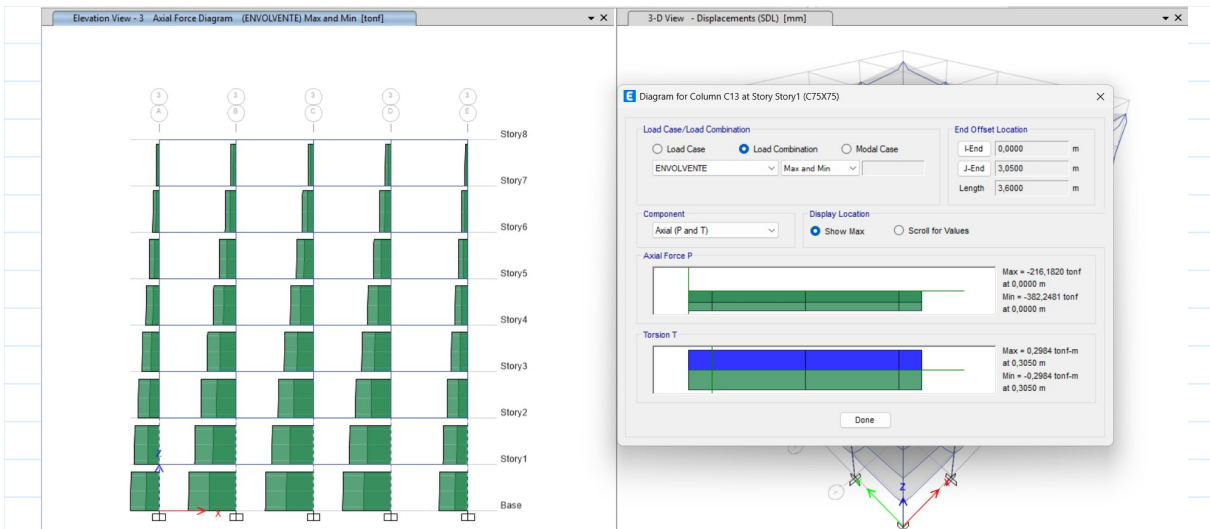
Momento último positivo

14.1.4. Demanda de columna C75X75



$$MU_{C75} := 36.5830 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

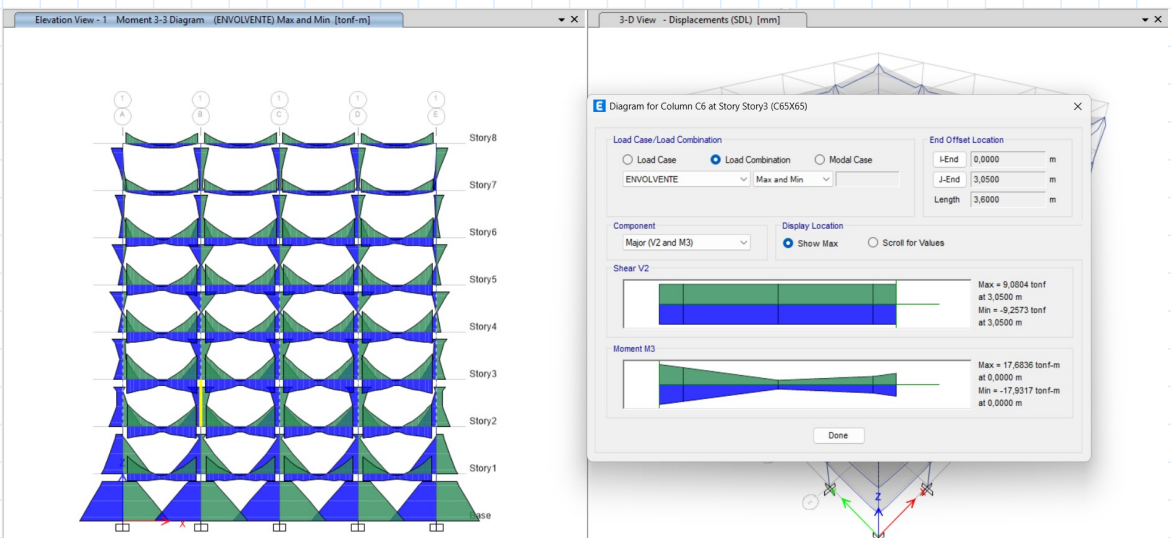
Momento último



$PU_{C75} := 382.2481 \text{ tonnef}$

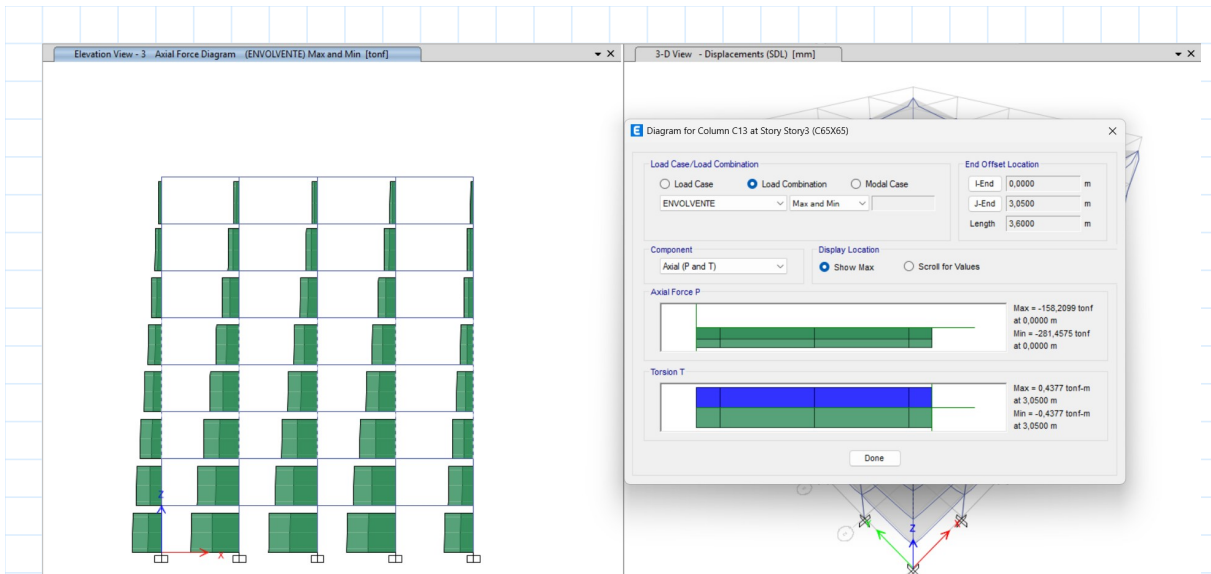
Axial último

14.1.5. Demanda de columna C65X65



$MU_{C65} := 17.9317 \text{ tonnef} \cdot m$

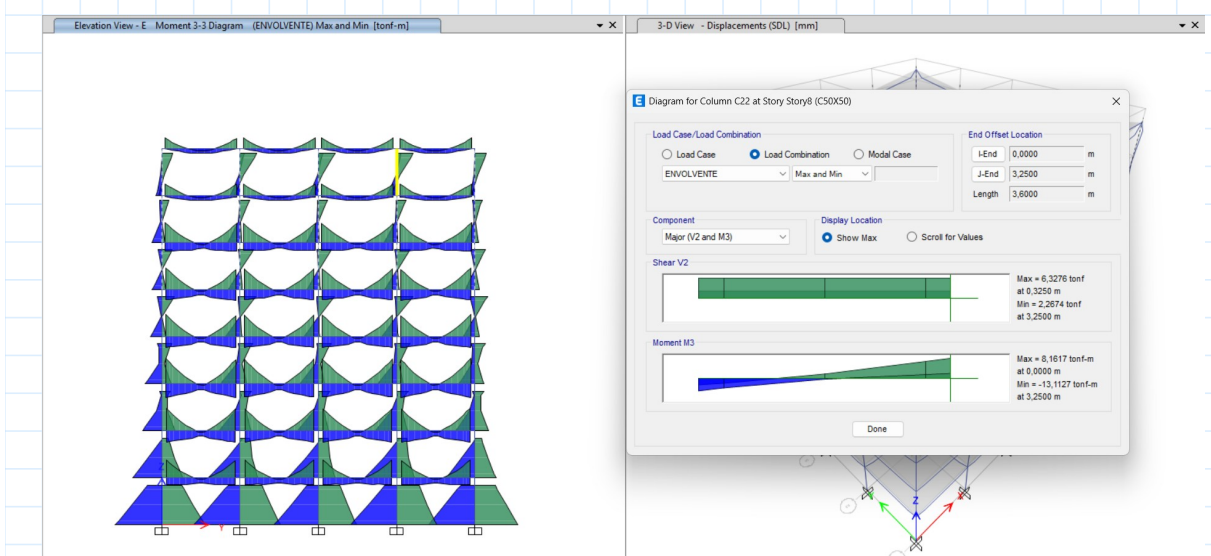
Momento último



$$PU_{C65} := 281.4575 \text{ tonnef}$$

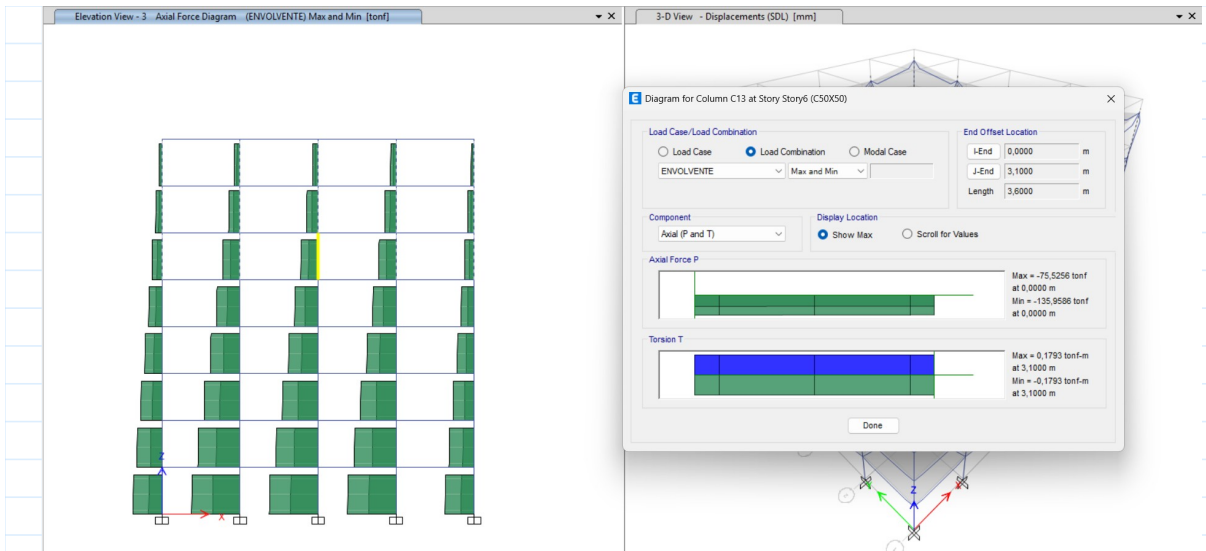
Axial último

14.1.6. Demanda de columna C50X50



$$MU_{C50} := 13.1127 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último



$$PU_{C50} := 135.9586 \text{ tonnef}$$

Axial último

15. Diseño del Sistema resistente a Cargas laterales

15.1. Diseño a flexión de Viga Pisos 1-3 30x55

Parámetro	Descripción
$r_v = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$h_{v1} = 55 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga
$b_w = 30 \text{ cm}$	Base asumida de viga
$d_{v1} = 51 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\phi_f = 0.9$	Factor de reducción asociado a control por tracción
$\phi_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo preliminar
$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } f'_c \geq 560 \\ \quad \parallel 0.65 \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel 0.85 - \left(0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280}{1000} \right) \right) \end{cases} = 0.85$	Relación de altura del bloque de Whitney

Acero mínimo y cuantías requeridas

- **Acero mínimo necesario por sección transversal de viga**

$$A_{s_{minv}} := \max \left(\frac{1}{kgf^2} \cdot \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v1}}{cm}, \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v1}}{cm^2} \cdot kgf \right) = 5.1 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo necesario por temperatura**

$$A_{s_{minvtemp}} := 0.0018 \cdot b_w \cdot h_{v1} = 2.97 \text{ cm}^2$$

- **Cuantía requerida**

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{kgf}{cm^2}}{f_y}, \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)^{\frac{1}{2}}}{f_y} \right) = 0.000996$$

- **Acero mínimo necesario por cuantía**

$$A_{s_{minv\rho}} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d_{v1} = 1.524 \text{ cm}^2$$

15.1.1. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento negativo)

Parámetro	Descripción
$R_{flexión} := \frac{MU_{V1_NEG}}{\phi_f \cdot b_w \cdot d_{v1}^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot 10000} = 34.125$	Factor de resistencia a flexión

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener ayudas de diseño correspondientes a un factor de resistencia a flexión aproximado, estas ayudas se encuentran anexadas.

$R_{diseño} := 34.799436$	Factor de resistencia a flexión de diseño
$\rho_{diseño} := 0.009$	Cuantía de diseño

Aceros

- **Acero correspondiente a cuantía de diseño**

$$A_{s_{pdiseño}} := \rho_{diseño} \cdot b_w \cdot d_{v1} = 13.77 \text{ cm}^2$$

- **Ajuste a varillas reales**

Nota: Se uso un componente en Excel para diámetros de varillas comerciales en Ecuador, estas ayudas se encuentran anexadas.

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
12	1,130973355	12,20187897	12	13,572	0,0098
14	1,5393804	8,964645774	9	13,854	0,0100
16	2,010619298	6,863556921	7	14,074	0,0102
18	2,544690049	5,42305732	5	12,723	0,0092
20	3,141592654	4,392676429	4	12,566	0,0091
22	3,801327111	3,630311099	4	15,205	0,0110
25	4,908738521	2,811312915	3	14,726	0,0107
28	6,157521601	2,241161444	2	12,315	0,0089
32	8,042477193	1,71588923	1	8,042	0,0058

Podemos realizar una combinación de varillas

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
10	0,785398163		1	0,785	0,0006
12	1,130973355		2	2,262	0,0016
14	1,5393804		4	6,158	0,0045
16	2,010619298		4	8,042	0,0058
18	2,544690049		4	10,179	0,0074
20	3,141592654		2	6,283	0,0046
22	3,801327111		2	7,603	0,0055
25	4,908738521		3	14,726	0,0107
32	8,042477193		3	24,127	0,0175
28	6,157521601		3	18,473	0,0134
		2 de 22 mm + 2 de 20 mm		13,886	0,0119

$$\varnothing_{lg_{v1}} := 22 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{lg_{2_v1}} := 20 \text{ mm}$$

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{neg1}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_{v1}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) + 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_{2_v1}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 13.886 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s_{mín1}} := \frac{A_{s_{neg1}}}{2} = 6.943 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s1} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_{v1}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

$$d'1 := r_v + \varnothing_{sh} + \frac{\varnothing_{lg2-v1}}{2} = 6 \text{ cm}$$

Valores de prueba
Restricciones
Solve

$$c_{neg1} := 8 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg1}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's1 - f_y \cdot A s_{neg1} \right) \cdot c_{neg1} - 6000 \cdot d'1 \cdot A's1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

$$\text{find}(c_{neg1}) = 8.017 \text{ cm}$$

$$c_{neg1} := 8.017 \text{ cm}$$

$$a_{neg1} := c_{neg1} \cdot \beta_1 = 6.814 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{neg1} > d'1 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Se procede a calcular momento nominal”}$

• Deformación del acero

$$\varepsilon_{sT1} := \frac{d_{v1} - c_{neg1}}{c_{neg1}} \cdot 0.003 = 0.016$$

Comportamiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT1} > 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \text{“Redimensionar”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Sección controlada a tracción”}$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_s := 6000 \cdot \frac{c_{neg1} - d'1}{c_{neg1}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (1.51 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$MN_{v1} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{neg1} \cdot \left(d_{v1} - \frac{a_{neg1}}{2} \right) + (f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A's1 \cdot (d_{v1} - d'1) = 27.507 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi MN_{v1} := MN_{v1} \cdot \phi_f = 24.756 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$DCMN_{v1} := \frac{MU_{V1_NEG}}{\phi MN_{v1}} = 0.97$$

15.1.2. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento positivo)

Las varillas longitudinales usadas en la zona de compresión en el cálculo de momento negativo se extenderán a lo largo de toda la viga, por lo tanto se los incluye dentro del diseño a momento positivo, también por facilidad constructiva se mantendrán varillas de la zona a tracción.

$$\phi_{lg_v1} = 2.2 \text{ cm}$$

Aceros

- **Área de acero real a tracción**

$$As_{pos_1} := 2 \cdot \left(\phi_{lg_v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción, pero se mantendrán las del momento negativo.

$$A's_{mínip1} := \frac{As_{pos_1}}{2} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$A's_{p1} := 2 \cdot \left(\phi_{lg_v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

Restricciones

$$c_{pos_1} := 1 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos_1}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_{p1} - f_y \cdot As_{pos_1} \right) \cdot c_{pos_1} - 6000 \cdot d'1 \cdot A's_{p1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

Solver **find** (c_{pos_1}) = 5.808 **cm**

$$c_{pos_1} := 5.808 \text{ cm}$$

$$a_{pos_1} := c_{pos_1} \cdot \beta_1 = 4.937 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{pos_1} > d'1 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d'1 \text{”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d'1 \text{”}$

Valores de prueba $c_{pos_1} := 1 \text{ cm}$

Restricciones
$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos_1}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} A's_{p1} - f_y \cdot A s_{pos_1} \right) \cdot c_{pos_1} - 6000 \cdot d'1 \cdot A's_{p1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

Solver **find** (c_{pos_1}) = 5.682 **cm**

$$c_{pos_1} := 5.682 \text{ cm}$$

$$a_{pos_1} := c_{pos_1} \cdot \beta_1 = 4.83 \text{ cm}$$

• Deformación del acero

$$\varepsilon_{sTpos_1} := \frac{d_{v1} - c_{pos_1}}{c_{pos_1}} \cdot 0.003 = 0.024$$

Comportamiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sTpos_1} > 0.005 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \text{“Redimensionar”} \end{array} \right. \end{array} \right. = \text{“Sección controlada a tracción”}$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_{s_pos1} := 6000 \cdot \frac{c_{pos1} - d'1}{c_{pos1}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = -335.797 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$MN_{v_pos1} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{pos1} \cdot \left(d_{v1} - \frac{a_{pos1}}{2} \right) + f'_{s_pos1} \cdot A'_{s_{p1}} \cdot (d_{v1} - d'1) = 15.605 \text{ tonnef} \cdot m$$

• Capacidad nominal de diseño

$$\phi MN_{v_pos1} := MN_{v_pos1} \cdot \phi_f = 14.045 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$DCMN_{v_pos1} := \frac{MU_{V1_POS}}{\phi MN_{v_pos1}} = 0.76$$

15.1.3. Condición de marcos especiales de concreto reforzado

18.6.3.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$CSMF := \begin{cases} \text{if } \frac{\phi MN_{v_pos1}}{\phi MN_{v1}} \cdot 100 < 50 & \text{= "Cumple con la condición"} \\ \text{"No cumple con la condición"} & \\ \text{else} & \\ \text{"Cumple con la condición"} & \frac{\phi MN_{v_pos1}}{\phi MN_{v1}} \cdot 100 = 56.733 \end{cases}$$

15.2. Detallamiento de Viga Pisos 1-3 30x55

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Parámetro	Descripción
$s_{lg} := 2.5 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 1
$s_{lg2} := \varnothing_{lg2-v1} = 2 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 2
$s_{lg3} := 2.54 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 3
$s_{lg_max} := \max(s_{lg}, s_{lg2}, s_{lg3}) = 2.54 \text{ cm}$	Separación mínima de confinamiento
$Espaciamiento_{min} := 2 \cdot r_v + 4 (\varnothing_{lg2-v1}) + 3 \cdot s_{lg_max} + 2 \cdot \varnothing_{sh} = 25.62 \text{ cm}$	
$Espaciamiento_v := \begin{cases} \text{if } Espaciamiento_{min} < b_w \\ \quad \text{“Espaciamiento correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Espaciamiento correcto”}$	

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

$$\ell_{d-v3} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \varnothing_{lg2-v1} = 74.582 \text{ cm}$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

El corte del refuerzo longitudinal secundario se realizará a un cuarto de la longitud de la viga, para cubrir aproximadamente toda la zona de momento negativo asegurando la longitud de desarrollo.

$$\ell_{corte_secundario} := \frac{l_n}{4} = 150 \text{ cm}$$

15.3. Diseño a flexión de Viga Pisos 4-6 30x50

Parámetro	Descripción
$r_v = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$h_{v2} = 50 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga
$b_w = 30 \text{ cm}$	Base asumida de viga
$d_{v2} = 46 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\phi_f = 0.9$	Factor de reducción asociado a control por tracción
$\phi_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo preliminar

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \text{else} & \\ \text{if } f'_c \geq 560 & \\ \text{else} & \\ 0.85 - \left(0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280}{1000} \right) \right) & \end{cases} \quad \text{Relación de altura del bloque de Whitney}$$

Acero mínimo y cuantías requeridas

- **Acero mínimo necesario por sección transversal de viga**

$$A_{s_{minv2}} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v2}}{\text{cm}}, \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v2}}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf} \right) = 4.6 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo necesario por temperatura**

$$A_{s_{minvtemp2}} := 0.0018 \cdot b_w \cdot h_{v2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

- **Cuantía requerida**

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y}, \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}}}{f_y} \right) = 0.000996$$

- **Acero mínimo necesario por cuantía**

$$A_{s_{minv\rho2}} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d_{v2} = 1.375 \text{ cm}^2$$

15.3.1. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento negativo)

Parámetro

Descripción

$$R_{flexión2} := \frac{MU_{V2_NEG}}{\phi_f \cdot b_w \cdot d_{v2}^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot 10000} = 37.791 \quad \text{Factor de resistencia a flexión}$$

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener ayudas de diseño correspondientes a un factor de resistencia a flexión aproximado, estas ayudas se encuentran anexadas.

$$R_{diseño} := 38.2956 \quad \text{Factor de resistencia a flexión de diseño}$$

$$\rho_{diseño} := 0.01 \quad \text{Cuantía de diseño}$$

Aceros

• Acero correspondiente a cuantía de diseño

$$A_{s_{pdiseño2}} := \rho_{diseño} \cdot b_w \cdot d_{v2} = 13.8 \text{ cm}^2$$

• Ajuste a varillas reales

Nota: Se uso un componente en Excel para diámetros de varillas comerciales en Ecuador, estas ayudas se encuentran anexadas.

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preat
12	1,130973355	12,20187897	12	13,572	0,0098
14	1,5393804	8,964645774	9	13,854	0,0100
16	2,010619298	6,863556921	7	14,074	0,0102
18	2,544690049	5,42305732	5	12,723	0,0092
20	3,141592654	4,392676429	4	12,566	0,0091
22	3,801327111	3,630311099	4	15,205	0,0110
25	4,908738521	2,811312915	3	14,726	0,0107
28	6,157521601	2,241161444	2	12,315	0,0089
32	8,042477193	1,71588923	1	8,042	0,0058

Podemos realizar una combinación de varillas

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preat
10	0,785398163		1	0,785	0,0006
12	1,130973355		2	2,262	0,0016
14	1,5393804		4	6,158	0,0045
16	2,010619298		4	8,042	0,0058
18	2,544690049		4	10,179	0,0074
20	3,141592654		2	6,283	0,0046
22	3,801327111		2	7,603	0,0055
25	4,908738521		3	14,726	0,0107
32	8,042477193		3	24,127	0,0175
28	6,157521601		3	18,473	0,0134
		2 de 22 mm + 2 de 20 mm		13,886	0,0119

$$\phi_{lg_v2} := 22 \text{ mm}$$

$$\phi_{lg2_v2} := 20 \text{ mm}$$

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{neg2}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) + 2 \cdot \left(\varnothing_{lg2_v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 13.886 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s_{mín2}} := \frac{A_{s_{neg2}}}{2} = 6.943 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s2} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_v1}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

$$d'2 := r_v + \varnothing_{sh} + \frac{\varnothing_{lg_v2}}{2} = 6.1 \text{ cm}$$

Valores de prueba
Restricciones
Solve

$$c_{neg2} := 8 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg2}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A'_{s2} - f_y \cdot A_{s_{neg2}} \right) \cdot c_{neg2} - 6000 \cdot d'2 \cdot A'_{s2} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

$$\text{find}(c_{neg2}) = 8.072 \text{ cm}$$

$$c_{neg2} := 8.072 \text{ cm}$$

$$a_{neg2} := c_{neg2} \cdot \beta_1 = 6.861 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{neg2} > d'2 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d \text{”} \end{array} \right. \\ \end{array} \right. = \text{“Se procede a calcular momento nominal”}$

- **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sT2} := \frac{d_{v2} - c_{neg2}}{c_{neg2}} \cdot 0.003 = 0.014$$

$$\text{Comportamiento} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{sT2} > 0.005 \\ \quad \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

- **Capacidad nominal**

$$f'_{s2} := 6000 \cdot \frac{c_{neg2} - d'2}{c_{neg2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (1.466 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$MN_{v2} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{neg2} \cdot \left(d_{v2} - \frac{a_{neg2}}{2} \right) + (f'_{s2} - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A'_{s2} \cdot (d_{v2} - d'2) = 24.579 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi MN_{v2} := MN_{v2} \cdot \phi_f = 22.121 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMN_{v2} := \frac{MU_{V2_NEG}}{\phi MN_{v2}} = 0.98$$

15.3.2. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento positivo)

Las varillas longitudinales usadas en la zona de compresión en el cálculo de momento negativo se extenderán a lo largo de toda la viga, por lo tanto se los incluye dentro del diseño a momento positivo, también por facilidad constructiva se mantendrán varillas de la zona a tracción.

$$\varnothing_{lg_v2} = 2.2 \text{ cm}$$

Aceros

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{pos_2}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_v2}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción, pero se mantendrán las del momento negativo.

$$A'_{s_{mín2}} := \frac{A_{s_{pos_2}}}{2} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_{p2}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_v2}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

Valores de prueba	$c_{pos_2} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos_2}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_{p2} - f_y \cdot A s_{pos_2} \right) \cdot c_{pos_2} - 6000 \cdot d'2 \cdot A's_{p2} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	$\text{find}(c_{pos_2}) = 5.863 \text{ cm}$

$$c_{pos_2} := 5.863 \text{ cm}$$

$$a_{pos_2} := c_{pos_2} \cdot \beta_1 = 4.984 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{pos_2} > d'2 \\ \quad \text{"Se procede a calcular momento nominal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Se toma el caso de análisis con } a < d'2 \end{array} \right\} = \text{"Se toma el caso de análisis con } a < d'2 \text{"}$

Valores de prueba	$c_{pos_2} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos_2}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} A's_{p2} - f_y \cdot A s_{pos_2} \right) \cdot c_{pos_2} - 6000 \cdot d'2 \cdot A's_{p2} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	$\text{find}(c_{pos_2}) = 5.737 \text{ cm}$

$$c_{pos_2} := 5.737 \text{ cm}$$

$$a_{pos_2} := c_{pos_2} \cdot \beta_1 = 4.876 \text{ cm}$$

- **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sTpos_2} := \frac{d_{v2} - c_{pos_2}}{c_{pos_2}} \cdot 0.003 = 0.021$$

$$\text{Comportamiento} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT_{pos_2}} > 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Redimensionar”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_{s_pos2} := 6000 \cdot \frac{c_{pos_2} - d'2}{c_{pos_2}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = -379.641 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$MN_{v_pos2} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{pos_2} \cdot \left(d_{v2} - \frac{a_{pos_2}}{2} \right) + f'_{s_pos2} \cdot A's_{p2} \cdot (d_{v2} - d'2) = 14.016 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

• Capacidad nominal de diseño

$$\phi MN_{v_pos2} := MN_{v_pos2} \cdot \phi_f = 12.614 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMN_{v_pos2} := \frac{MU_{V2_POS}}{\phi MN_{v_pos2}} = 0.66$$

15.3.3. Condición de marcos especiales de concreto reforzado

18.6.3.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\text{CSMF} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi MN_{v_pos2}}{\phi MN_{v2}} \cdot 100 < 50 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“No cumple con la condición”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple con la condición”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \begin{array}{l} \text{“Cumple con la condición”} \\ \\ \frac{\phi MN_{v_pos2}}{\phi MN_{v2}} \cdot 100 = 57.023 \end{array}$$

15.4. Detallamiento de Viga Pisos 1-3 30x55

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Parámetro	Descripción
$s_{lg} := 2.5 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 1
$s_{lg2} := \varnothing_{lg2_v2} = 2 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 2
$s_{lg3} := 2.54 \text{ cm}$	Condición de espaciamiento 3
$s_{lg_max} := \max(s_{lg}, s_{lg2}, s_{lg3}) = 2.54 \text{ cm}$	Separación mínima de confinamiento
$Espaciamiento_{min2} := 2 \cdot r_v + 4 (\varnothing_{lg2_v1}) + 3 \cdot s_{lg_max} + 2 \cdot \varnothing_{sh} = 25.62 \text{ cm}$	
$Espaciamiento_{v2} :=$	$=$
$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } Espaciamiento_{min2} < b_w \\ \quad \text{“Espaciamiento correcto”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{“Espaciamiento correcto”} \\ \text{“Redimensionar”} \end{array} \right.$

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

$$\ell_{d_v3} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot 2.5} \right) \cdot \varnothing_{lg2_v2} = 74.582 \text{ cm}$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

El corte del refuerzo longitudinal secundario se realizará a un cuarto de la longitud de la viga, para cubrir aproximadamente toda la zona de momento negativo asegurando la longitud de desarrollo.

$$\ell_{corte_secundario} := \frac{l_n}{4} = 150 \text{ cm}$$

15.5. Diseño a flexión de Viga Pisos 7-8 30x35

Parámetro	Descripción
$r_v = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$h_{v3} = 35 \text{ cm}$	Peralte asumido de viga
$b_w = 30 \text{ cm}$	Base asumida de viga
$d_{v3} = 31 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\phi_f = 0.9$	Factor de reducción asociado a control por tracción
$\phi_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo preliminar

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \text{else} & \\ \text{if } f'_c \geq 560 & \\ \text{else} & \\ 0.85 - \left(0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280}{1000} \right) \right) & \end{cases} \quad \text{Relación de altura del bloque de Whitney}$$

Acero mínimo y cuantías requeridas

- **Acero mínimo necesario por sección transversal de viga**

$$A_{s_{minv3}} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \cdot 0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v3}}{\text{cm}}, \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot \frac{d_{v3}}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf} \right) = 3.1 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo necesario por temperatura**

$$A_{s_{minvtemp3}} := 0.0018 \cdot b_w \cdot h_{v3} = 1.89 \text{ cm}^2$$

- **Cuantía requerida**

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y}, \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}}}{f_y} \right) = 0.000996$$

- **Acero mínimo necesario por cuantía**

$$A_{s_{minv\rho3}} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot d_{v3} = 0.926 \text{ cm}^2$$

15.5.1. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento negativo)

Parámetro

Descripción

$$R_{flexión3} := \frac{MU_{V3_NEG}}{\phi_f \cdot b_w \cdot d_{v3}^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} \cdot 10000} = 54.182 \quad \text{Factor de resistencia a flexión}$$

Nota: Se uso un componente en Excel para obtener ayudas de diseño correspondientes a un factor de resistencia a flexión aproximado, estas ayudas se encuentran anexadas.

$$R_{diseño} := 54.6651 \quad \text{Factor de resistencia a flexión de diseño}$$

$$\rho_{diseño} := 0.015 \quad \text{Cuantía de diseño}$$

Aceros

- Acero correspondiente a cuantía de diseño

$$A_{s_{pdiseño3}} := \rho_{diseño} \cdot b_w \cdot d_{v3} = 13.95 \text{ cm}^2$$

- Ajuste a varillas reales

Nota: Se uso un componente en Excel para diámetros de varillas comerciales en Ecuador, estas ayudas se encuentran anexadas.

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
12	1,130973355	12,33450809	12	13,572	0,0146
14	1,5393804	9,062087576	9	13,854	0,0149
16	2,010619298	6,9381608	7	14,074	0,0151
18	2,544690049	5,482003595	5	12,723	0,0137
20	3,141592654	4,440422912	4	12,566	0,0135
22	3,801327111	3,669771002	4	15,205	0,0163
25	4,908738521	2,841870664	3	14,726	0,0158
28	6,157521601	2,265521894	2	12,315	0,0132
32	8,042477193	1,7345402	1	8,042	0,0086

Podemos realizar una combinación de varillas

D (mm)	Ad (cm2)	N varillas	N ajustado	As real	Preal
10	0,785398163	3	3	2,356	0,0025
12	1,130973355	3	3	3,393	0,0036
14	1,5393804	3	3	4,618	0,0050
16	2,010619298	3	3	6,032	0,0065
18	2,544690049	2	2	5,089	0,0055
20	3,141592654	2	2	6,283	0,0068
22	3,801327111	2	2	7,603	0,0082
25	4,908738521	2	2	9,817	0,0106
32	8,042477193	3	3	24,127	0,0259
28	6,157521601	1	1	6,158	0,0066
		2 de 22 mm + 2 de 20 mm		13,886	0,0122

$$\phi_{lg_v3} := 22 \text{ mm}$$

$$\phi_{lg2_v3} := 20 \text{ mm}$$

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{neg3}} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_{v3}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) + 2 \cdot \left(\varnothing_{lg2_{v3}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 13.886 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción.

$$A'_{s_{mín3}} := \frac{A_{s_{neg3}}}{2} = 6.943 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s3} := 2 \cdot \left(\varnothing_{lg_{v3}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

$$d'3 := r_v + \varnothing_{sh} + \frac{\varnothing_{lg_{v3}}}{2} = 6.1 \text{ cm}$$

Valores de prueba
Restricciones
Solve

$$c_{neg3} := 8 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{neg3}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A'_{s3} - f_y \cdot A_{s_{neg3}} \right) \cdot c_{neg3} - 6000 \cdot d'3 \cdot A'_{s3} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$$

$$\text{find}(c_{neg3}) = 8.072 \text{ cm}$$

$$c_{neg3} := 8.072 \text{ cm}$$

$$a_{neg3} := c_{neg3} \cdot \beta_1 = 6.861 \text{ cm}$$

$$\text{Procedimiento} := \begin{cases} \text{if } a_{neg3} > d'3 \\ \quad \text{“Se procede a calcular momento nominal”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Se toma el caso de análisis con } a < d'3 \text{”} \end{cases} = \text{“Se procede a calcular momento nominal”}$$

- **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sT3} := \frac{d_{v3} - c_{neg3}}{c_{neg3}} \cdot 0.003 = 0.009$$

$$\text{Comportamiento} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{sT3} > 0.005 \\ \quad \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Redimensionar”} \end{cases} = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

- **Capacidad nominal**

$$f'_{s3} := 6000 \cdot \frac{c_{neg3} - d'3}{c_{neg3}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (1.466 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$MN_{v3} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{neg3} \cdot \left(d_{v3} - \frac{a_{neg3}}{2} \right) + (f'_{s3} - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A'_{s3} \cdot (d_{v3} - d'3) = 15.83 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Capacidad nominal de diseño**

$$\phi MN_{v3} := MN_{v3} \cdot \phi_f = 14.247 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMN_{v3} := \frac{MU_{V3_NEG}}{\phi MN_{v3}} = 0.99$$

15.5.2. Diseño de sección doblemente reforzada (Momento positivo)

Las varillas longitudinales usadas en la zona de compresión en el cálculo de momento negativo se extenderán a lo largo de toda la viga, por lo tanto se los incluye dentro del diseño a momento positivo, también por facilidad constructiva se mantendrán varillas de la zona a tracción.

$$\emptyset_{lg_v3} = 2.2 \text{ cm}$$

Aceros

- **Área de acero real a tracción**

$$A_{s_{pos_3}} := 2 \cdot \left(\emptyset_{lg_v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero real en compresión**

Para secciones sismorresistentes, el acero a compresión debe ser como mínimo el 50% del acero a tracción, pero se mantendrán las del momento negativo.

$$A'_{s_{mín3}} := \frac{A_{s_{pos_3}}}{2} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_{p3}} := 2 \cdot \left(\emptyset_{lg_v3}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \right) = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio (T=C)

Inicialmente se asume que a va a ser mayor que el peralte efectivo asociado a el acero a compresión.

Valores de prueba	$c_{pos_3} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos_3}^2 + \left(\left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 \cdot f'_c \right) \cdot A's_{p3} - f_y \cdot A s_{pos_3} \right) \cdot c_{pos_3} - 6000 \cdot d'3 \cdot A's_{p3} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	$\text{find}(c_{pos_3}) = 5.863 \text{ cm}$

$$c_{pos_3} := 5.863 \text{ cm}$$

$$a_{pos_3} := c_{pos_3} \cdot \beta_1 = 4.984 \text{ cm}$$

Procedimiento := $\left\{ \begin{array}{l} \text{if } a_{pos_3} > d'3 \\ \quad \text{"Se procede a calcular momento nominal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Se toma el caso de análisis con } a < d'3 \end{array} \right\} = \text{"Se toma el caso de análisis con } a < d'3 \text{"}$

Valores de prueba	$c_{pos_3} := 1 \text{ cm}$
Restricciones	$0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot c_{pos_3}^2 + \left(6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A's_{p3} - f_y \cdot A s_{pos_3} \right) \cdot c_{pos_3} - 6000 \cdot d'3 \cdot A's_{p3} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0$
Solver	$\text{find}(c_{pos_3}) = 5.737 \text{ cm}$

$$c_{pos_3} := 5.737 \text{ cm}$$

$$a_{pos_3} := c_{pos_3} \cdot \beta_1 = 4.876 \text{ cm}$$

- **Deformación del acero**

$$\varepsilon_{sT_{pos_3}} := \frac{d_{v3} - c_{pos_3}}{c_{pos_3}} \cdot 0.003 = 0.013$$

$$\text{Comportamiento} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{sT_{pos_3}} > 0.005 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Sección controlada a tracción”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Redimensionar”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{“Sección controlada a tracción”}$$

Momento Nominal final

• Capacidad nominal

$$f'_{s_pos3} := 6000 \cdot \frac{c_{pos_3} - d'3}{c_{pos_3}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = -379.641 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$MN_{v_pos3} := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a_{pos_3} \cdot \left(d_{v3} - \frac{a_{pos_3}}{2} \right) + f'_{s_pos3} \cdot A's_{p3} \cdot (d_{v3} - d'3) = 9.226 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

• Capacidad nominal de diseño

$$\phi MN_{v_pos3} := MN_{v_pos3} \cdot \phi_f = 8.303 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DCMN_{v_pos3} := \frac{MU_{V3_POS}}{\phi MN_{v_pos3}} = 0.81$$

15.5.3. Condición de marcos especiales de concreto reforzado

18.6.3.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\text{CSMF} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi MN_{v_pos3}}{\phi MN_{v3}} \cdot 100 < 50 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“No cumple con la condición”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple con la condición”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \begin{array}{l} \text{“Cumple con la condición”} \\ \\ \frac{\phi MN_{v_pos3}}{\phi MN_{v3}} \cdot 100 = 58.28 \end{array}$$

15.6. Detallamiento de Viga Pisos 7-8 30x35

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Parámetro**Descripción**

$$s_{lg} := 2.5 \text{ cm}$$

Condición de espaciamiento 1

$$s_{lg2} := \varnothing_{lg2_v3} = 2 \text{ cm}$$

Condición de espaciamiento 2

$$s_{lg3} := 2.54 \text{ cm}$$

Condición de espaciamiento 3

$$s_{lg_max} := \max(s_{lg}, s_{lg2}, s_{lg3}) = 2.54 \text{ cm}$$

Separación mínima de confinamiento

$$Espaciamiento_{min3} := 2 \cdot r_v + 4 (\varnothing_{lg2_v3}) + 3 \cdot s_{lg_max} + 2 \cdot \varnothing_{sh} = 25.62 \text{ cm}$$

$$Espaciamiento_{v3} := \begin{cases} \text{if } Espaciamiento_{min3} < b_w & \text{“Espaciamiento correcto”} \\ \text{“Espaciamiento correcto”} & \\ \text{else} & \\ \text{“Redimensionar”} & \end{cases}$$

ACI 18.7.4.3

25.4.2.4 Para barras corrugadas y alambres corrugados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$\psi_g := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_s := 1 \quad \psi_t := 1.3 \quad \lambda = 1$$

$$\ell_{d_v3} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \varnothing_{lg2_v3} = 74.582 \text{ cm}$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto $(\psi_t \psi_e)$ no hay necesidad de que exceda 1.7.

El corte del refuerzo longitudinal secundario se realizará a un cuarto de la longitud de la viga, para cubrir aproximadamente toda la zona de momento negativo asegurando la longitud de desarrollo.

$$\ell_{corte_secundario} := \frac{l_n}{4} = 150 \text{ cm}$$

15.7. Diseño a flexo-compresión de columnas

Las secciones y armados de refuerzo longitudinal y transversal se mantendrán del diseño realizado a gravedad. Únicamente se evaluarán las nuevas cargas axiales y momentos últimos para cada columna.

15.7.1 Columna C75X75

Parámetro

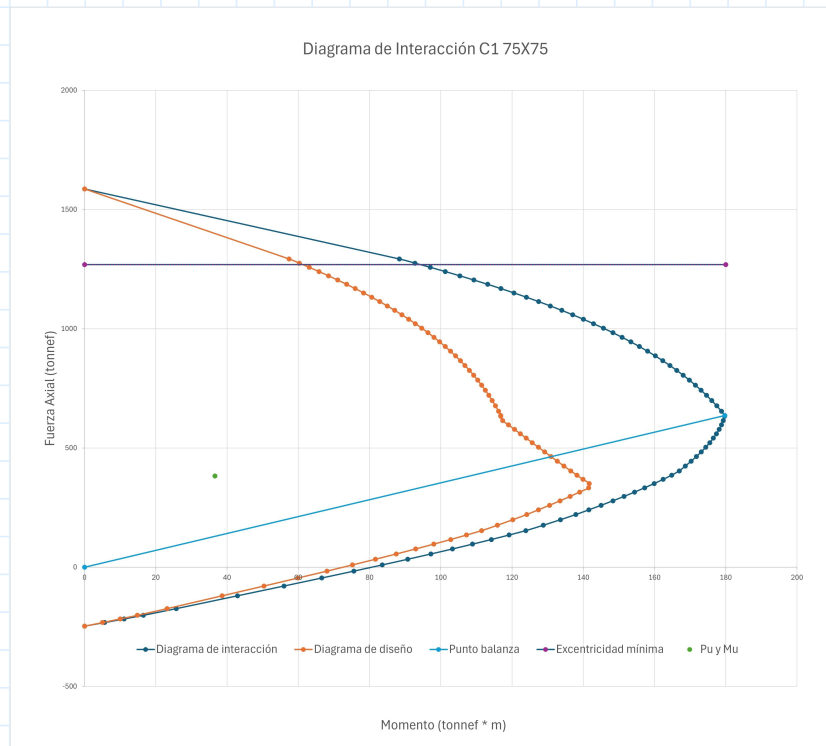
$$MU_{C75} = 36.583 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$PU_{C75} = 382.248 \text{ tonnef}$$

Descripción

Momento último

Axial último



15.7.2 Columna C65X65

Parámetro

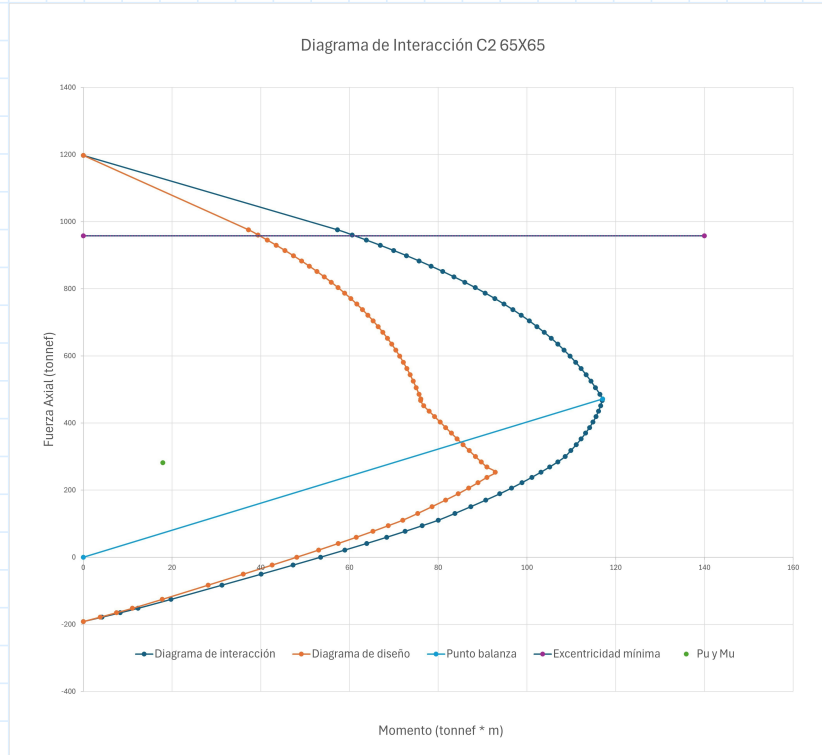
$MU_{C65} = 17.932 \text{ tonnef} \cdot m$

$PU_{C65} = 281.458 \text{ tonnef}$

Descripción

Momento último

Axial último



15.7.3 Columna C50X50

Parámetro

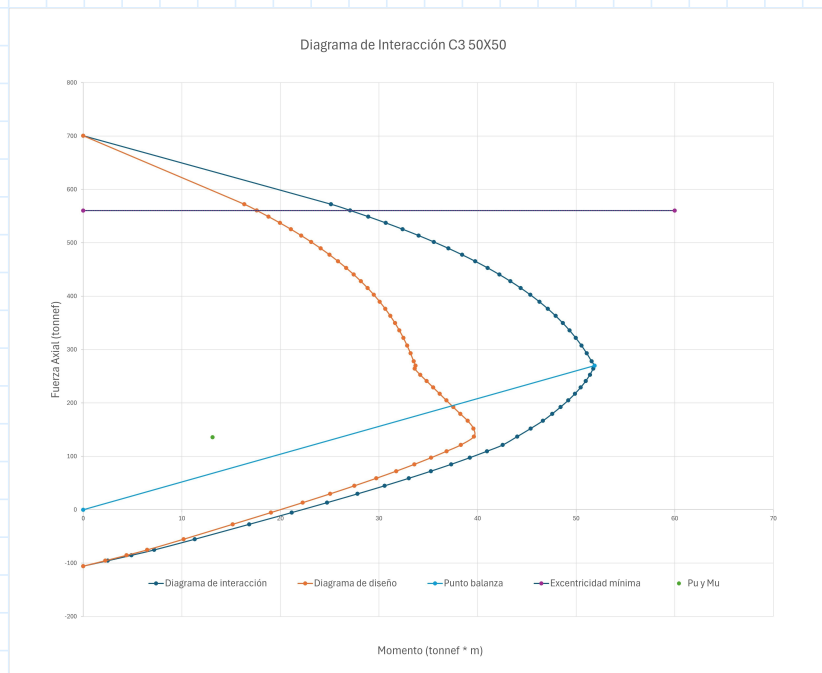
$MU_{C50} = 13.113 \text{ tonnef} \cdot m$

$PU_{C50} = 135.959 \text{ tonnef}$

Descripción

Momento último

Axial último



16. Diseño por Capacidad

16.1. Momentos probables (Viga 30x55)

Momento probable negativo

Parámetro	Descripción
$d_{v_real1} := h_{v1} - d'1 = 49 \text{ cm}$	Peralte efectivo real de la sección
$a_{n1} := \frac{As_{neg1} \cdot f_y \cdot \Omega}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} = 10.21 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney
$M_{pr_i1} := As_{neg1} \cdot f_y \cdot \Omega \cdot \left(d_{v_real1} - \frac{a_{n1}}{2} \right) = 32 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable negativo
$\Omega_{seccion_1} := \frac{M_{pr_i1}}{MU_{V1_NEG}} = 1.335$	Sobrerresistencia de la sección

Momento probable positivo

Parámetro	Descripción
$a_{p1} := \frac{As_{pos1} \cdot f_y \cdot \Omega}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} = 5.59 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney
$M_{pr_j1} := As_{pos1} \cdot f_y \cdot \Omega \cdot \left(d_{v_real1} - \frac{a_{n1}}{2} \right) = 17.52 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable positivo
$\Omega_{seccion_pos1} := \frac{M_{pr_j1}}{MU_{V1_POS}} = 1.646$	Sobrerresistencia de la sección

16.2. Verificación por capacidad en cortante (Viga 30x55)

Parámetro	Descripción
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción a cortante
$V_{g_v1} := VUv_1 = 11.062 \text{ tonnef}$	Cortante por gravedad
$V_{e_v1} := \frac{M_{pr_i1} + M_{pr_j1}}{l_n} = 10.667 \text{ tonnef}$	Cortante plástico
$V_{d_v1} := V_{g_v1} + V_{e_v1} = 21.729 \text{ tonnef}$	Cortante de diseño
$V_{c_v1} := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d_{v_real1} = 13.037 \text{ tonnef}$	Resistencia a cortante del concreto

Separaciones

18.6.3.3 Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslape no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

(a) $d/4$.

(b) 150 mm.

(c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Parámetro	Descripción
$A_{v1} = 1.571 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante
$s_{conf_max_v1} := \min\left(\frac{d_{v_real1}}{4}, 15 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_{lg_v1}\right) = 12.25 \text{ cm}$	Separación máxima de confinamiento
$s_{conf_v1} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida de confinamiento
$s_{central_max_v1} := \frac{d_{v_real1}}{2} = 24.5 \text{ cm}$	Separación máxima central
$s_{central_v1} := 20 \text{ cm}$	Separación asumida central
$s_{traslape_max_v1} := \min\left(\frac{d_{v_real1}}{4}, 10 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$	Separación máxima en traslapes
$s_{traslape_v1} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida central
$l_{conf_1_v1} := 2 \cdot h_{v1} = 110 \text{ cm}$	Longitud de confinamiento

Resistencia nominal a cortante

$V_{sconf_v1} := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_{v_real1}}{s_{conf_v1}} = 32.327 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero extremos
$V_{scent_v1} := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_{v_real1}}{s_{central_v1}} = 16.163 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero centro

$\phi V_{nconf_v1} := \phi_c \cdot (V_{sconf_v1} + V_{c_v1}) = 34.023 \text{ tonnef}$	Resistencia nominal a cortante extremos
$\phi V_{ncent} := \phi_c \cdot (V_{scent_v1} + V_{c_v1}) = 21.9 \text{ tonnef}$	Resistencia nominal a cortante centro
$DCV1 := \frac{V_{d_v1}}{\phi V_{nconf_v1}} = 0.64$	Ratio Demanda/Capacidad

16.3. Momentos probables (Viga 30x50)

Momento probable negativo

Parámetro	Descripción
$d_{v_real2} := h_{v2} - d'2 = 43.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo real de la sección
$a_{n_2} := \frac{A_{s_{neg2}} \cdot f_y \cdot \Omega}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} = 10.21 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney
$M_{pr_i_2} := A_{s_{neg2}} \cdot f_y \cdot \Omega \cdot \left(d_{v_real2} - \frac{a_{n_2}}{2} \right) = 28.282 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable negativo
$\Omega_{seccion_2} := \frac{M_{pr_i_2}}{MU_{V2_NEG}} = 1.31$	Sobrerresistencia de la sección

Momento probable positivo

Parámetro	Descripción
$a_{p_2} := \frac{A_{s_{pos_2}} \cdot f_y \cdot \Omega}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} = 5.59 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney
$M_{pr_j_2} := A_{s_{pos_2}} \cdot f_y \cdot \Omega \cdot \left(d_{v_real2} - \frac{a_{n_2}}{2} \right) = 15.485 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable positivo
$\Omega_{seccion_pos_2} := \frac{M_{pr_j_2}}{MU_{V2_POS}} = 1.851$	Sobrerresistencia de la sección

16.4. Verificación por capacidad en cortante (Viga 30x50)

Parámetro	Descripción
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción a cortante
$V_{g_v2} := VUv_2 = 11.007 \text{ tonnef}$	Cortante por gravedad
$V_{e_v2} := \frac{M_{pr_i_2} + M_{pr_j_2}}{l_n} = 9.427 \text{ tonnef}$	Cortante plástico
$V_{d_v2} := V_{g_v2} + V_{e_v2} = 20.435 \text{ tonnef}$	Cortante de diseño
$V_{c_v2} := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d_{v_real2} = 11.68 \text{ tonnef}$	Resistencia a cortante del concreto

Separaciones

18.6.3.3 Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslape no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

(a) $d/4$.

(b) 150 mm.

(c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Parámetro	Descripción
$A_{v2} = 1.571 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante
$s_{conf_max_v2} := \min\left(\frac{d_{v_real2}}{4}, 15 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_{lg_v2}\right) = 10.975 \text{ cm}$	Separación máxima de confinamiento
$s_{conf_v2} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida de confinamiento
$s_{central_max_v2} := \frac{d_{v_real2}}{2} = 21.95 \text{ cm}$	Separación máxima central
$s_{central_v2} := 20 \text{ cm}$	Separación asumida central
$s_{traslape_max_v2} := \min\left(\frac{d_{v_real2}}{4}, 10 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$	Separación máxima en traslapes
$s_{traslape_v2} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida central
$l_{conf_1_v2} := 2 \cdot h_{v2} = 100 \text{ cm}$	Longitud de confinamiento

Resistencia nominal a cortante

$V_{sconf_v2} := \frac{A_{v2} \cdot f_y \cdot d_{v_real2}}{s_{conf_v2}} = 28.962 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero extremos
$V_{scent_v2} := \frac{A_{v2} \cdot f_y \cdot d_{v_real2}}{s_{central_v2}} = 14.481 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero centro

$\phi V_{nconf_v2} := \phi_c \cdot (V_{sconf_v2} + V_{c_v2}) = 30.482 \text{ tonnef}$	Resistencia nominal a cortante extremos
$\phi V_{ncent_v2} := \phi_c \cdot (V_{scent_v2} + V_{c_v2}) = 19.621 \text{ tonnef}$	Resistencia nominal a cortante centro
$DCV2 := \frac{V_{d_v2}}{\phi V_{nconf_v2}} = 0.67$	Ratio Demanda/Capacidad

16.5. Momentos probables (Viga 30x35)

Momento probable negativo

Parámetro	Descripción
$d_{v_real3} := h_{v3} - d'3 = 28.9 \text{ cm}$	Peralte efectivo real de la sección
$a_{n_3} := \frac{As_{neg3} \cdot f_y \cdot \Omega}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} = 10.21 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney
$M_{pr_i_3} := As_{neg3} \cdot f_y \cdot \Omega \cdot \left(d_{v_real3} - \frac{a_{n_3}}{2} \right) = 17.347 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable negativo
$\Omega_{seccion_3} := \frac{M_{pr_i_3}}{MU_{V3_NEG}} = 1.234$	Sobrerresistencia de la sección

Momento probable positivo

Parámetro	Descripción
$a_{p_3} := \frac{As_{pos_3} \cdot f_y \cdot \Omega}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} = 5.59 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney
$M_{pr_j_3} := As_{pos_3} \cdot f_y \cdot \Omega \cdot \left(d_{v_real3} - \frac{a_{n_3}}{2} \right) = 9.497 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable positivo
$\Omega_{seccion_pos_3} := \frac{M_{pr_j_3}}{MU_{V3_POS}} = 1.404$	Sobrerresistencia de la sección

16.6. Verificación por capacidad en cortante (Viga 30x35)

Parámetro	Descripción
$\phi_c = 0.75$	Factor de reducción a cortante
$V_{g_v3} := VUv_3 = 10.51 \text{ tonnef}$	Cortante por gravedad
$V_{e_v3} := \frac{M_{pr_i_3} + M_{pr_j_3}}{l_n} = 5.782 \text{ tonnef}$	Cortante plástico
$V_{d_v3} := V_{g_v3} + V_{e_v3} = 16.292 \text{ tonnef}$	Cortante de diseño
$V_{c_v3} := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_w \cdot d_{v_real3} = 7.689 \text{ tonnef}$	Resistencia a cortante del concreto

Separaciones

18.6.3.3 Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslape no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

(a) $d/4$.

(b) 150 mm.

(c) Para acero Grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

18.6.4.6 Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Parámetro	Descripción
$A_{v3} = 1.571 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo por cortante
$s_{conf_max_v3} := \min\left(\frac{d_{v_real3}}{4}, 15 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_{lg_v3}\right) = 7.225 \text{ cm}$	Separación máxima de confinamiento
$s_{conf_v3} := 5 \text{ cm}$	Separación asumida de confinamiento
$s_{central_max_v3} := \frac{d_{v_real3}}{2} = 14.45 \text{ cm}$	Separación máxima central
$s_{central_v3} := 10 \text{ cm}$	Separación asumida central
$s_{traslape_max_v3} := \min\left(\frac{d_{v_real3}}{4}, 10 \text{ cm}\right) = 7.225 \text{ cm}$	Separación máxima en traslapes
$s_{traslape_v3} := 5 \text{ cm}$	Separación asumida central
$l_{conf_1_v3} := 2 \cdot h_{v3} = 70 \text{ cm}$	Longitud de confinamiento

Resistencia nominal a cortante

$V_{sconf_v3} := \frac{A_{v3} \cdot f_y \cdot d_{v_real3}}{s_{conf_v3}} = 38.133 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero extremos
$V_{scent_v3} := \frac{A_{v3} \cdot f_y \cdot d_{v_real3}}{s_{central_v3}} = 19.066 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero centro

$$\phi V_{nconf_v3} := \phi_c \cdot (V_{sconf_v3} + V_{c_v3}) = 34.366 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal a cortante extremos

$$\phi V_{ncent_v3} := \phi_c \cdot (V_{scent_v3} + V_{c_v3}) = 20.067 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal a cortante centro

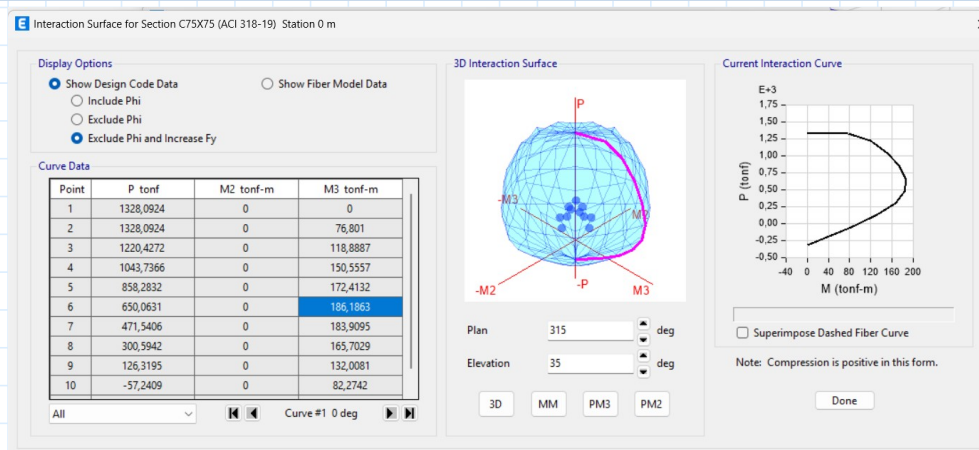
$$DCV3 := \frac{V_{d_v3}}{\phi V_{nconf_v3}} = 0.47$$

Ratio Demanda/Capacidad

16.7. Momentos probables (Columna 75x75)

Parámetro	Descripción
$r_{c1} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$h_{c1} = 75 \text{ cm}$	Peralte de la columna
$b_{c1} = 75 \text{ cm}$	Base de la columna
$d_{c1} := h_{c1} - r_{c1} - \phi_{sh} = 70 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\phi_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo preliminar

En columnas



Parámetro

Descripción

$$PU_{C75} = 382.248 \text{ tonnef}$$

Carga axial máxima - ETABS

$$M_{pr_c1} := 174.3994 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento probable con Diagrama de Interacción $\Omega=1.25$, $\Phi=1$

$$V_{g_c1} := VU_{c1} = 4.753 \text{ tonnef}$$

Cortante por gravedad

$$V_{uc_1} := \frac{2 \cdot M_{pr_c1}}{l_u} = 96.889 \text{ tonnef}$$

Cortante plástico

$$V_{dc_1} := V_{uc_1} + V_{g_c1} = 101.642 \text{ tonnef}$$

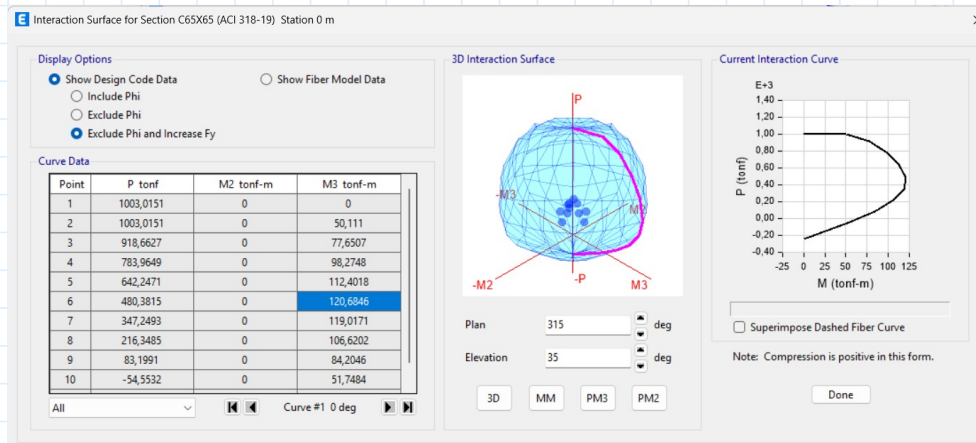
Cortante de diseño

Resistencia a cortante	
$A_{vt} := 0.25 \cdot \pi \cdot \varnothing_{sh}^2 = 0.785 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo transversal individual
$nr_{c1} = 6$	Número de ramales
$A_{sh} := nr_{c1} \cdot A_{vt} = 4.712 \text{ cm}^2$	Área ajustada de refuerzo transversal
$\lambda_{s_{c1}} := \sqrt[2]{\frac{2 \text{ cm}}{1 \text{ cm} + 0.04 \cdot d_{c1}}} = 0.725$	Factor de altura
$V_{c_{c1}} := \lambda_{s_{c1}} \cdot 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_{c1} \cdot d_{c1} = 33.778 \text{ tonnef}$	Resistencia a cortante del concreto
$V_{sc_{c1}} := \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d_{c1}}{s_{c1}} = 138.544 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero
$V_{nc_{c1}} := (V_{sc_{c1}} + V_{c_{c1}}) = 172.323 \text{ tonnef}$	Resistencia nominal a cortante
$DCC1 := \frac{V_{dc_{c1}}}{V_{nc_{c1}}} = 0.59$	Ratio Demanda/Capacidad
Verificación de columna fuerte - viga débil	
Parámetro	Descripción
$a_{n_{neg1}} := \frac{a_{n_{-1}}}{\Omega} = 8.168 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney Mn-
$a_{n_{pos1}} := \frac{a_{p_{-1}}}{\Omega} = 4.472 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney Mn+
$M_{n_{neg1}} := A s_{neg1} \cdot f_y \cdot \left(d_{v_{real1}} - \frac{a_{n_{neg1}}}{2} \right) = 26.195 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento nominal negativo
$M_{n_{pos1}} := A s_{pos1} \cdot f_y \cdot \left(d_{v_{real1}} - \frac{a_{n_{pos1}}}{2} \right) = 12.341 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento nominal positivo
$PU_{C75_{min}} := 44.1303 \text{ tonnef}$	Carga axial mínima - ETABS
$M_{n_{top1}} := 92.7211 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento superior Diagrama de Interacción
$M_{n_{bot1}} := 92.7211 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento inferior Diagrama de Interacción
$\Sigma M_{nc1} := M_{n_{top1}} + M_{n_{bot1}} = 185.442 \text{ tonnef} \cdot m$	Sumatoria de momentos de columna
$\Sigma M_{nv} := M_{n_{neg1}} + M_{n_{pos1}} = 38.536 \text{ tonnef} \cdot m$	Sumatoria de momentos de viga
$Col1Beam := \frac{\Sigma M_{nc1}}{1.2 \cdot \Sigma M_{nv}} = 4.01$	Ratio demanda capacidad

16.8. Momentos probables (Columna 65x65)

Parámetro	Descripción
$r_{c2} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$h_{c2} = 65 \text{ cm}$	Peralte de la columna
$b_{c2} = 65 \text{ cm}$	Base de la columna
$d_{c2} := h_{c2} - r_{c2} - \varnothing_{sh} = 60 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\varnothing_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo preliminar

En columnas



Parámetro	Descripción
$PU_{C65} = 281.458 \text{ tonnef}$	Carga axial máxima - ETABS
$M_{pr_{c2}} := 112.7863 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	Momento probable con Diagrama de Interacción $\Omega=1.25$, $\Phi=1$
$V_{g_{c2}} := VU_{c2} = 4.81 \text{ tonnef}$	Cortante por gravedad
$V_{uc_{c2}} := \frac{2 \cdot M_{pr_{c2}}}{l_u} = 62.659 \text{ tonnef}$	Cortante plástico
$V_{dc_{c2}} := V_{uc_{c2}} + V_{g_{c2}} = 67.469 \text{ tonnef}$	Cortante de diseño

Resistencia a cortante

$A_{vt} := 0.25 \cdot \pi \cdot \varnothing_{sh}^2 = 0.785 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo transversal individual
$nr_{c2} = 6$	Número de ramales
$A_{sh_{c2}} := nr_{c2} \cdot A_{vt} = 4.712 \text{ cm}^2$	Área ajustada de refuerzo transversal
$\lambda_{s_{c2}} := \sqrt{\frac{2 \text{ cm}}{1 \text{ cm} + 0.04 \cdot d_{c2}}} = 0.767$	Factor de altura
$V_{c_{c2}} := \lambda_{s_{c2}} \cdot 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{c2} \cdot d_{c2} = 26.527 \text{ tonnef}$	Resistencia a cortante del concreto

$$V_{sc_c2} := \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d_{c2}}{s_{c2}} = 118.752 \text{ tonnef}$$

Aporte de resistencia del acero

$$V_{nc_c2} := V_{sc_c2} + V_{c_c2} = 145.28 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal a cortante extremos

$$DCC2 := \frac{V_{dc_2}}{V_{nc_c2}} = 0.46$$

Ratio Demanda/Capacidad

Verificación de columna fuerte - viga débil

Recordatorio:

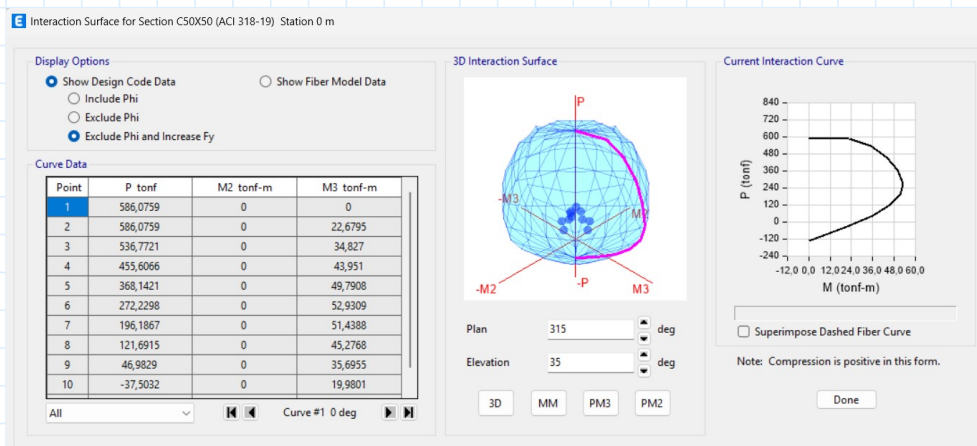
La distribución de columnas es 2-3-3; mientras de las vigas es 3-3-2; a la columna 2 le pertenece la viga 1

Parámetro	Descripción
$PU_{C65_min} := 24.4078 \text{ tonnef}$	Carga axial mínima - ETABS
$M_{n_top_2} := 59.0161 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento superior Diagrama de Interacción
$M_{n_bot_2} := 59.0161 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento inferior Diagrama de Interacción
$\Sigma M_{nc2} := M_{n_top_2} + M_{n_bot_2} = 118.032 \text{ tonnef} \cdot m$	Sumatoria de momentos de columna
$Col2Beam := \frac{\Sigma M_{nc2}}{1.2 \cdot \Sigma M_{nw}} = 2.55$	Ratio demanda capacidad

16.9. Momentos probables (Columna 50x50)

Parámetro	Descripción
$r_{c3} = 4 \text{ cm}$	Recubrimiento al filo del estribo
$h_{c3} = 50 \text{ cm}$	Peralte de la columna
$b_{c3} = 50 \text{ cm}$	Base de la columna
$d_{c3} := h_{c3} - r_{c3} - \varnothing_{sh} = 45 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la sección
$\varnothing_{sh} = 1 \text{ cm}$	Diámetro del estribo preliminar

En columnas



Parámetro	Descripción
$PU_{C50} = 135.959 \text{ tonnef}$	Carga axial máxima - ETABS
$M_{pr_c3} := 46.4569 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento probable con Diagrama de Interacción $\Omega=1.25$, $\Phi=1$
$V_{g_c3} := VUC_3 = 6.017 \text{ tonnef}$	Cortante por gravedad
$V_{uc_3} := \frac{2 \cdot M_{pr_c3}}{l_u} = 25.809 \text{ tonnef}$	Cortante plástico
$V_{dc_3} := V_{uc_3} + V_{g_c3} = 31.827 \text{ tonnef}$	Cortante de diseño
Resistencia a cortante	
$A_{vt} := 0.25 \cdot \pi \cdot \varnothing_{sh}^2 = 0.785 \text{ cm}^2$	Área de refuerzo transversal individual
$nr_{c3} = 6$	Número de ramales
$A_{sh_3} := nr_{c3} \cdot A_{vt} = 4.712 \text{ cm}^2$	Área ajustada de refuerzo transversal
$\lambda_{s_c3} := \sqrt{\frac{2 \text{ cm}}{1 \text{ cm} + 0.04 \cdot d_{c3}}} = 0.845$	Factor de altura
$V_{c_c3} := \lambda_{s_c3} \cdot 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_{c3} \cdot d_{c3} = 16.864 \text{ tonnef}$	Resistencia a cortante del concreto
$V_{sc_c3} := \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d_{c3}}{s_{c3}} = 89.064 \text{ tonnef}$	Aporte de resistencia del acero
$V_{nc_c3} := (V_{sc_c3} + V_{c_c3}) = 105.929 \text{ tonnef}$	Resistencia nominal a cortante extremos
$DCC3 := \frac{V_{dc_3}}{V_{nc_c3}} = 0.3$	Ratio Demanda/Capacidad
Verificación de columna fuerte - viga débil	
Recordatorio: La distribución de columnas es 2-3-3; mientras de las vigas es 3-3-2; a la columna 3 le pertenece la viga 2	
Parámetro	Descripción
$a_{n_neg2} := \frac{a_{n,2}}{\Omega} = 8.168 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney Mn-
$a_{n_pos2} := \frac{a_{p,2}}{\Omega} = 4.472 \text{ cm}$	Altura del bloque de compresión de Whitney Mn+
$M_{n_neg2} := A_{s_neg2} \cdot f_y \cdot \left(d_{v_real2} - \frac{a_{n_neg2}}{2} \right) = 23.221 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento nominal negativo

$$M_{n_pos2} := A_{s_pos2} \cdot f_y \cdot \left(d_{v_real2} - \frac{a_{n_pos2}}{2} \right) = 10.995 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento nominal positivo}$$

$$PU_{C50_min} := 5.5648 \text{ tonnef}$$

Carga axial mínima - ETABS

$$M_{n_top_3} := 23.0424 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento superior Diagrama de Interacción

$$M_{n_bot_3} := 23.0424 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento inferior Diagrama de Interacción

$$\Sigma M_{nc3} := M_{n_top_3} + M_{n_bot_3} = 46.085 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos de columna

$$\Sigma M_{nv_2} := M_{n_neg2} + M_{n_pos2} = 34.216 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos de viga

$$Col3Beam := \frac{\Sigma M_{nc3}}{1.2 \cdot \Sigma M_{nv_2}} = 1.12$$

Ratio demanda capacidad

16.10. Diseño de Nudos

16.10.1. Altura del Nudo

Altura mínima

ACI. Sección 18.8.2.3 - Para nudos con mayor demanda de resistencia en pórticos especiales

$$cond_a := \left(\frac{20}{\lambda} \right) \cdot \phi_{lg_{v1}} = 44 \text{ cm}$$

$$cond_c := \frac{h_{v1}}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$h_{min_nudo} := \max (cond_a, cond_c) = 44 \text{ cm}$$

18.8.2.3 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, la altura h del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor de (a) hasta (c):

- (a) $(20/\lambda)d_b$ de la mayor barra longitudinal Grado 420, donde $\lambda = 0.75$ para concreto liviano y $\lambda = 1.0$ para todos los otros casos.
- (b) $26d_b$ de la mayor barra longitudinal Grado 550.
- (c) $h/2$ de cualquier viga que aporte en el nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración.

ACI. Sección 15.4.2.4- La altura del nudo debe ser la altura total de la columna, h , en la dirección del cortante considerado.

$$h_{nudo_1} := b_{c1} = 75 \text{ cm}$$

$$h_{nudo_2} := b_{c2} = 65 \text{ cm}$$

$$h_{nudo_3} := b_{c3} = 50 \text{ cm}$$

16.10.2. Demandas del Nudo

Parámetro	Descripción
$T_{i_1} := A_{s_{neg1}} \cdot f_y \cdot \Omega = 72.901 \text{ tonnef}$	Fuerza a tracción en i - Viga 1
$T_{j_1} := A_{s_{pos1}} \cdot f_y \cdot \Omega = 32.987 \text{ tonnef}$	Fuerza a tracción en j - Viga 1
$V_{col_nudo_1} := \frac{M_{pr_i_1} + M_{pr_j_1}}{l_u - h_{v1}} = 16.236 \text{ tonnef}$	Cortante sobre la columna Viga 1
$V_{j_1} := T_{i_1} + T_{j_1} - V_{col_nudo_1} = 89.651 \text{ tonnef}$	Cortante en el nudo asociado a la Viga 1
$T_{i_2} := A_{s_{neg2}} \cdot f_y \cdot \Omega = 72.901 \text{ tonnef}$	Fuerza a tracción en i - Viga 2
$T_{j_2} := A_{s_{pos2}} \cdot f_y \cdot \Omega = 32.987 \text{ tonnef}$	Fuerza a tracción en j - Viga 2

$$V_{col_nudo_2} := \frac{M_{pr_i_2} + M_{pr_j_2}}{l_u - h_{v2}} = 14.118 \text{ tonnef}$$

Cortante sobre la columna
Viga 2

$$V_{j_2} := T_{i_2} + T_{j_2} - V_{col_nudo_2} = 91.769 \text{ tonnef}$$

Cortante en el nudo asociado
a la Viga 2

$$T_{i_3} := A_{s_{neg3}} \cdot f_y \cdot \Omega = 72.901 \text{ tonnef}$$

Fuerza a tracción en i - Viga 3

$$T_{j_3} := A_{s_{pos3}} \cdot f_y \cdot \Omega = 32.987 \text{ tonnef}$$

Fuerza a tracción en j - Viga 3

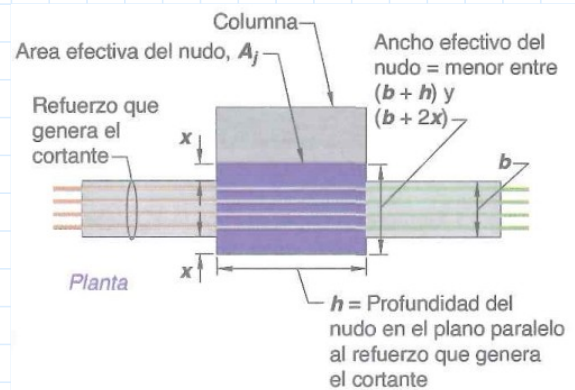
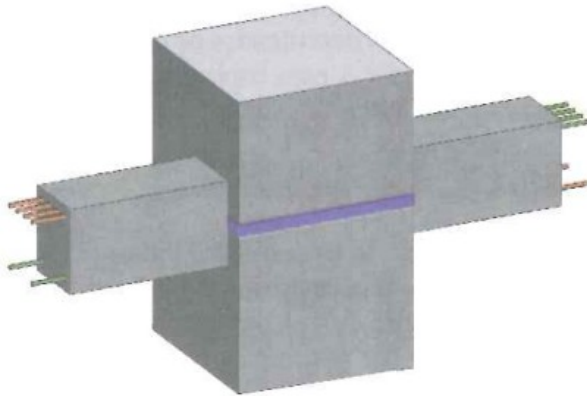
$$V_{col_nudo_3} := \frac{M_{pr_i_3} + M_{pr_j_3}}{l_u - h_{v3}} = 8.26 \text{ tonnef}$$

Cortante sobre la columna
Viga 3

$$V_{j_3} := T_{i_3} + T_{j_3} - V_{col_nudo_3} = 97.628 \text{ tonnef}$$

Cortante en el nudo asociado
a la Viga 3

16.10.3. Resistencia del Nudo en Columna 1 (75x75)



Nota: El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del pórtico se considera por separado.

Parámetro

Descripción

$$\phi_{nudo} := 0.85$$

Factor de reducción de resistencia al
cortante en nudo

$$b_{eff1} := b_w + h_{nudo_1} = 105 \text{ cm}$$

Ancho efectivo 1

La viga se ubicará de forma centrada en la columna, \therefore se obtiene un nudo simétrico en el eje de la columna.

$$x_1 := \frac{h_{nudo_1} - b_w}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje longitudinal de la viga hasta la cara de la columna

$$b_{eff2} := b_w + 2 x_1 = 75 \text{ cm}$$

Ancho efectivo 2

$$b_{eff} := \min(b_{eff1}, b_{eff2}) = 0.75 \text{ m}$$

Ancho efectivo

$$A_{j1} := b_{eff} \cdot h_{nudo_1} = (5.625 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Área efectiva dentro del nudo

Cortante del Nudo

Tabla 18.8.4.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N^{III}
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

[1] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

$$\text{Confinamiento}_{n1} := \begin{cases} \text{if } b_w \geq \frac{3}{4} \cdot b_{c1} & \text{= "No confinado"} \\ \text{"Confinado"} \\ \text{else} \\ \text{"No confinado"} \end{cases}$$

Parámetro

Descripción

$$V_{n1} := 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{j1} = 376.497 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal del nudo

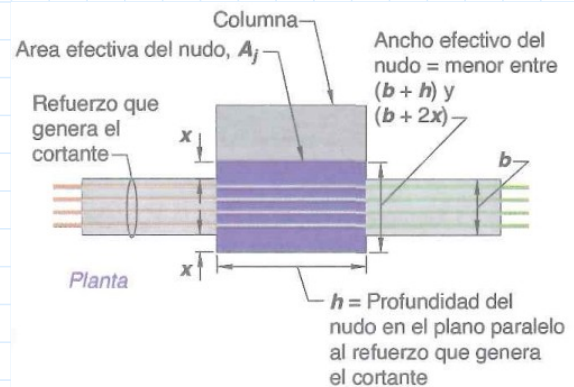
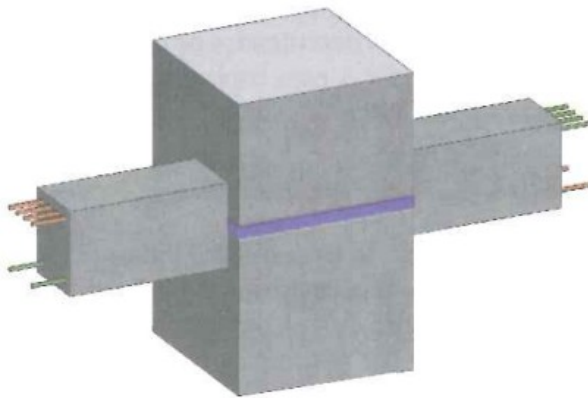
$$\phi V_{n1} := \phi_{nudo} \cdot V_{n1} = 320.022 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal de Diseño

$$DC_{nudoC1V1} := \frac{V_{j-1}}{\phi V_{n1}} = 0.28$$

Ratio demanda/capacidad del nudo
Columna 1 - Viga 1

16.10.4. Resistencia del Nudo en Columna 2 (65x65)



Nota: El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del pórtico se considera por separado.

Parámetro

Descripción

$$\phi_{nudo} := 0.85$$

Factor de reducción de resistencia al
cortante en nudo

$$b_{eff1_c2} := b_w + h_{nudo_2} = 95 \text{ cm}$$

Ancho efectivo 1

La viga se ubicará de forma centrada en la columna, \therefore se obtiene un nudo simétrico en el eje de la columna.

$$x_2 := \frac{h_{nudo_2} - b_w}{2} = 0.175 \text{ m}$$

Distancia desde el eje longitudinal de
la viga hasta la cara de la columna

$$b_{eff2_c2} := b_w + 2 x_2 = 65 \text{ cm}$$

Ancho efectivo 2

$$b_{eff_c2} := \min(b_{eff1_c2}, b_{eff2_c2}) = 65 \text{ cm}$$

Ancho efectivo

$$A_{j2} := b_{eff_c2} \cdot h_{nudo_2} = (4.225 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Área efectiva dentro del nudo

Cortante del Nudo

Tabla 18.8.4.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N^{III}
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

^[1] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

$$Confinamiento_{n2} := \begin{cases} \text{if } b_w \geq \frac{3}{4} \cdot b_{c2} \\ \quad \text{“Confinado”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No confinado”} \end{cases} = \text{“No confinado”}$$

Parámetro

Descripción

$$V_{n2} := 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_{j2} = 282.791 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal del nudo

$$\phi V_{n2} := \phi_{nudo} \cdot V_{n2} = 240.372 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal de Diseño

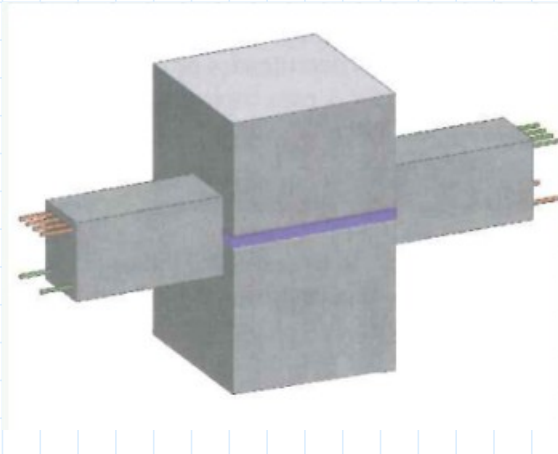
$$DC_{C2V1} := \frac{V_{j-1}}{\phi V_{n2}} = 0.37$$

Ratio demanda/capacidad del nudo
Columna 2 - Viga 1

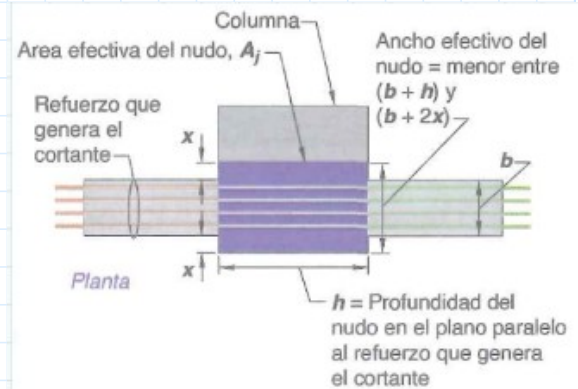
$$DC_{C2V2} := \frac{V_{j-2}}{\phi V_{n2}} = 0.38$$

Ratio demanda/capacidad del nudo
Columna 2 - Viga 2

16.10.5. Resistencia del Nudo en Columna 3 (50x50)



Parámetro



Nota: El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del pórtico se considera por separado.

Descripción

$$\phi_{nudo} := 0.85$$

Factor de reducción de resistencia al cortante en nudo

$$b_{eff1_c3} := b_w + h_{nudo_3} = 80 \text{ cm}$$

Ancho efectivo 1

La viga se ubicará de forma centrada en la columna, \therefore se obtiene un nudo simétrico en el eje de la columna.

$$x_3 := \frac{h_{nudo_3} - b_w}{2} = 0.1 \text{ m}$$

Distancia desde el eje longitudinal de la viga hasta la cara de la columna

$$b_{eff2_c3} := b_w + 2 x_3 = 50 \text{ cm}$$

Ancho efectivo 2

$$b_{eff_c3} := \min(b_{eff1_c3}, b_{eff2_c3}) = 0.5 \text{ m}$$

Ancho efectivo

$$A_{j3} := b_{eff_c3} \cdot h_{nudo_3} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Área efectiva dentro del nudo

Cortante del Nudo

Tabla 18.8.4.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n, N^{(1)}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

⁽¹⁾ λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

$$\text{Confinamiento}_{n3} := \begin{cases} \text{if } b_w \geq \frac{3}{4} \cdot b_{c3} \\ \quad \text{“Confinado”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No confinado”} \end{cases} = \text{“No confinado”}$$

Parámetro

Descripción

$$V_{n3} := 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{j3} = 167.332 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal del nudo

$$\phi V_{n3} := \phi_{nudo} \cdot V_{n3} = 142.232 \text{ tonnef}$$

Cortante nominal de Diseño

$$DC_{C3V2} := \frac{V_{j-2}}{\phi V_{n3}} = 0.65$$

Ratio demanda/capacidad del nudo
Columna 3 - Viga 2

$$DC_{C3V3} := \frac{V_{j-3}}{\phi V_{n3}} = 0.69$$

Ratio demanda/capacidad del nudo
Columna 3 - Viga 3

CAPITULO

2

17. Rótulas plásticas

17.1. Clasificación del elemento según ASCE 41-13 (Viga 30x55)

Mecanismo de falla

Parámetro	Descripción
Beam Controlled by Flexure (Condition I)	La viga puede desarrollar rótula plástica antes de fallar por cortante

Confinamiento

$Conforming := \begin{cases} \text{if } V_{sconf_v1} \geq \frac{3}{4} \cdot V_{d_v1} \\ \quad \text{if } s_{conf_v1} \leq \frac{d_{v_real1}}{3} \\ \quad \quad \text{"Viga confinada"} \\ \text{else} \\ \quad \quad \text{"No confinada"} \end{cases} = \text{"Viga confinada"}$	La viga está correctamente confinada.
---	---------------------------------------

 $\rho - \rho' / \rho$ balanceado

$$\rho_{v1} := \frac{As_{neg1}}{b_w \cdot d_{v_real1}} = 9.446 \cdot 10^{-3} \quad \text{Cuantía de refuerzo negativo}$$

$$\rho'_{v1} := \frac{As_{pos1}}{b_w \cdot d_{v_real1}} = 0.005 \quad \text{Cuantía de refuerzo positivo}$$

$$\rho_{bal_v1} := \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{0.0021}{0.0021 + 0.003} = 0.02 \quad \text{Cuantía balanceada}$$

$$\rho_{condición_v1} := \frac{\rho_{v1} - \rho'_{v1}}{\rho_{bal_v1}} = 0.216 \quad \text{Factor de cuantía momento negativo (Caso de interpolación)}$$

$$\rho_{condición_v1_p} := \frac{\rho'_{v1} - \rho_{v1}}{\rho_{bal_v1}} = -0.216 \quad \text{Factor de cuantía momento positivo}$$

Índice adimensional de demanda de cortante

$$R_{v1} := \frac{V_{d_v1} \cdot cm}{b_w \cdot d_{v_real1} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot kgf} = 0.883 \quad \text{Caso de uso}$$

$$R_{v1_caso} := \begin{cases} \text{if } R_{v1} \leq 3 \\ \quad \text{"Usar caso } \leq 3" \\ \text{else} \\ \quad \text{"Usar caso } \leq 5" \end{cases} = \text{"Usar caso } \leq 3"$$

Factores a, b y c

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

Momento negativo

Momento positivo

$$Interpol_{v1} := \frac{\rho_{condición} - v1 - 0}{0.5 - 0} = 0.431$$

$$a_{v1} := 0.025 + Interpol_{v1} \cdot (0.02 - 0.025) = 0.0228 \quad a_{v1_p} := 0.025$$

$$b_{v1} := 0.05 + Interpol_{v1} \cdot (0.03 - 0.05) = 0.0414 \quad b_{v1_p} := 0.05$$

$$c_{v1} := 0.02 + Interpol_{v1} \cdot (0.02 - 0.02) = 0.02 \quad c_{v1_p} := 0.02 = 0.02$$

$$\theta y := \frac{M_{pr-i-1}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_w \cdot h_{v1}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{v1} = 0.0028 \quad \theta y_p := \frac{M_{pr-j-1}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_w \cdot h_{v1}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{v1} = 0.0015$$

$$IO_{v1} := 0.010 + Interpol_{v1} \cdot (0.005 - 0.010) = 0.0078 \quad IO_{v1_p} := 0.010$$

$$LS_{v1} := 0.025 + Interpol_{v1} \cdot (0.02 - 0.025) = 0.0228 \quad LS_{v1_p} := 0.025$$

$$CP_{v1} := 0.05 + Interpol_{v1} \cdot (0.03 - 0.05) = 0.0414 \quad CP_{v1_p} := 0.05$$

17.2. Clasificación del elemento según ASCE 41-13 (Viga 30x50)

Mecanismo de falla

Parámetro	Descripción
Beam Controlled by Flexure (Condition I)	La viga puede desarrollar rótula plástica antes de fallar por cortante

Confinamiento

$\text{Confining} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } V_{sconf_v2} \geq \frac{3}{4} \cdot V_{d_v2} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{if } s_{conf_v2} \leq \frac{d_{v_real2}}{3} \\ \quad \text{"Viga confinada"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No confinada"} \end{array} \right. \\ \text{"Viga confinada"} \end{array} \right. = \text{"Viga confinada"}$	La viga está correctamente confinada.
--	---------------------------------------

 $\rho - \rho' / \rho$ balanceado

$\rho_{v2} := \frac{A_{s_neg2}}{b_w \cdot d_{v_real2}} = 0.011$	Cuantía de refuerzo negativo
$\rho'_{v2} := \frac{A_{s_pos_2}}{b_w \cdot d_{v_real2}} = 0.006$	Cuantía de refuerzo positivo
$\rho_{bal_v2} := \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{0.0021}{0.0021 + 0.003} = 0.02$	Cuantía balanceada
$\rho_{condición_v2} := \frac{\rho_{v2} - \rho'_{v2}}{\rho_{bal_v2}} = 0.241$	Factor de cuantía momento negativo (Caso de interpolación)
$\rho_{condición_v2_p} := \frac{\rho'_{v2} - \rho_{v2}}{\rho_{bal_v2}} = -0.241$	Factor de cuantía momento positivo

Índice adimensional de demanda de cortante

$R_{v2} := \frac{V_{d_v2} \cdot \text{cm}}{b_w \cdot d_{v_real2} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{kgf}} = 0.927$	Caso de uso
---	-------------

$R_{v2_caso} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } R_{v2} \leq 3 \\ \quad \text{"Usar caso } \leq 3\text{"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Usar caso } \leq 5\text{"} \end{array} \right. = \text{"Usar caso } \leq 3\text{"}$	
--	--

Factores a, b y c

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

Momento negativo

Momento positivo

$$Interpol_{v2} := \frac{\rho_{condición} - v2 - 0}{0.5 - 0} = 0.481$$

$$a_{v2} := 0.025 + Interpol_{v2} \cdot (0.02 - 0.025) = 0.0226$$

$$a_{v2_p} := 0.025$$

$$b_{v2} := 0.05 + Interpol_{v2} \cdot (0.03 - 0.05) = 0.0404$$

$$b_{v2_p} := 0.05$$

$$c_{v2} := 0.02 + Interpol_{v2} \cdot (0.02 - 0.02) = 0.02$$

$$c_{v2_p} := 0.02 = 0.02$$

$$\theta y_2 := \frac{M_{pr_i-2}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_w \cdot h_{v2}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{v2} = 0.003$$

$$\theta y_{p2} := \frac{M_{pr_j-2}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_w \cdot h_{v2}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{v2} = 0.0016$$

$$IO_{v2} := 0.010 + Interpol_{v2} \cdot (0.005 - 0.010) = 0.0076$$

$$IO_{v2_p} := 0.010$$

$$LS_{v2} := 0.025 + Interpol_{v2} \cdot (0.02 - 0.025) = 0.0226$$

$$LS_{v2_p} := 0.025$$

$$CP_{v2} := 0.05 + Interpol_{v2} \cdot (0.03 - 0.05) = 0.0404$$

$$CP_{v2_p} := 0.05$$

17.3. Clasificación del elemento según ASCE 41-13 (Viga 30x35)

Mecanismo de falla

Parámetro
Beam Controlled by Flexure (Condition I)

Descripción
La viga puede desarrollar rótula plástica antes de fallar por cortante

Confinamiento

Confinamiento := $\left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{sconf_v3} \geq \frac{3}{4} \cdot V_{d_v3} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } s_{conf_v3} \leq \frac{d_{v_real3}}{3} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Viga confinada"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No confinada"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Viga confinada"} \quad \text{La viga está correctamente confinada.}$

 $\rho - \rho' / \rho$ balanceado

$$\rho_{-v3} := \frac{A_{s_neg3}}{b_w \cdot d_{v_real3}} = 0.016$$

Cuantía de refuerzo negativo

$$\rho'_{-v3} := \frac{A_{s_pos,3}}{b_w \cdot d_{v_real3}} = 0.009$$

Cuantía de refuerzo positivo

$$\rho_{bal_v3} := \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{0.0021}{0.0021 + 0.003} = 0.02$$

Cuantía balanceada

$$\rho_{condición_v3} := \frac{\rho_{-v3} - \rho'_{-v3}}{\rho_{bal_v3}} = 0.365$$

Factor de cuantía momento negativo (Caso de interpolación)

$$\rho_{condición_v3_p} := \frac{\rho'_{-v3} - \rho_{-v3}}{\rho_{bal_v3}} = -0.365$$

Factor de cuantía momento positivo

Índice adimensional de demanda de cortante

$$R_{-v3} := \frac{V_{d_v3} \cdot \mathbf{cm}}{b_w \cdot d_{v_real3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \mathbf{kgf}} = 1.123$$

Caso de uso

R_{-v3_caso} := $\left\| \begin{array}{l} \text{if } R_{-v3} \leq 3 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar caso } \leq 3 \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar caso } \geq 6 \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Usar caso } \leq 3 \text{"}$

Factores a, b y c

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{má}}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

Momento negativo

Momento positivo

$$Interpol_{v3} := \frac{\rho_{condición-v3} - 0}{0.5 - 0} = 0.731$$

$$a_{v3} := 0.025 + Interpol_{v3} \cdot (0.02 - 0.025) = 0.0213$$

$$a_{v3_p} := 0.025$$

$$b_{v3} := 0.05 + Interpol_{v3} \cdot (0.03 - 0.05) = 0.0354$$

$$b_{v3_p} := 0.05$$

$$c_{v3} := 0.02 + Interpol_{v3} \cdot (0.02 - 0.02) = 0.02$$

$$c_{v3_p} := 0.02 = 0.02$$

$$\theta y_3 := \frac{M_{pr-i-3}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_w \cdot h_{v3}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{v3} = 0.0037$$

$$\theta y_{p3} := \frac{M_{pr-j-3}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_w \cdot h_{v3}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{v3} = 0.002$$

$$IO_{v3} := 0.010 + Interpol_{v3} \cdot (0.005 - 0.010) = 0.0063$$

$$IO_{v3_p} := 0.010$$

$$LS_{v3} := 0.025 + Interpol_{v3} \cdot (0.02 - 0.025) = 0.0213$$

$$LS_{v3_p} := 0.025$$

$$CP_{v3} := 0.05 + Interpol_{v3} \cdot (0.03 - 0.05) = 0.0354$$

$$CP_{v3_p} := 0.05$$

17.4. Clasificación del elemento según ASCE 41-13 (Columna 75x75)

Mecanismo de falla	
Parámetro	Descripción
$Mecanismo_falla := \begin{cases} \text{if } DCC1 \leq 0.6 \\ \quad \text{“Column controlled by flexure”} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } 1 \geq DCC1 > 0.6 \\ \quad \quad \text{“Column controlled by flexure–shear”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{“Column controlled by shear”} \end{cases}$	= “Column controlled by flexure”
Column Controlled by Flexure (Condition I)	La columna puede desarrollar rótula plástica.

$\rho = A_v/bw * s$	
$\rho_{c1} := \frac{A_{sh}}{b_{c1} \cdot s_{c1}} = 0.00628319$	Cuantía de refuerzo transversal
$cuantía_caso := \begin{cases} \text{if } \rho_{c1} \geq 0.006 \\ \quad \text{“Usar caso } \Rightarrow 0.006\text{”} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } \rho_{c1} = 0.002 \\ \quad \quad \text{“Usar caso } = 0.002\text{”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{“Interpolar”} \end{cases}$	= “Usar caso \Rightarrow 0.006”

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns							
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
			Performance Level				
	a	b	c	IO	LS	CP	
Condition 1: ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$							
$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

(0.1)	(0.6)
$a_{c1_0.1} := 0.035$	$a_{c1_0.6} := 0.010$
$b_{c1_0.1} := 0.060$	$b_{c1_0.6} := 0.010$
$c_{c1_0.1} := 0.2$	$c_{c1_0.6} := 0$

$$P_{c1_0.1} := 0.1 \cdot Ag_{c1} \cdot f'_c = 157.5 \text{ tonnef}$$

$$P_{c1_0.6} := 0.6 \cdot Ag_{c1} \cdot f'_c = 945 \text{ tonnef}$$

$$M_{c1_0.1} := 138.0366 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{c1_0.6} := 162.1928 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$IO_{c1_0.1} := 0.005$$

$$IO_{c1_0.6} := 0.003$$

$$LS_{c1_0.1} := 0.045$$

$$LS_{c1_0.6} := 0.009$$

$$CP_{c1_0.1} := 0.060$$

$$CP_{c1_0.6} := 0.010$$

$$\theta_{y_{c1_0.1}} := \frac{M_{c1_0.1}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_{c1} \cdot h_{c1}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c1} = 0.0026 \quad \theta_{y_{c1_0.6}} := \frac{M_{c1_0.6}}{E_c \cdot 0.7 \cdot \left(\frac{b_{c1} \cdot h_{c1}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c1} = 0.0013$$

(0.3)

For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

$$Interpol_{c1} := \frac{0.3 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.4$$

$$In_{0.3} := \frac{(0.3 - 0.7)(0.5 - 0.3)}{(0.5 - 0.1)} + 0.7 = 0.5$$

$$a_{c1_0.3} := 0.035 + Interpol_{c1} \cdot (0.010 - 0.035) = 0.025$$

$$b_{c1_0.3} := 0.06 + Interpol_{c1} \cdot (0.010 - 0.06) = 0.04$$

$$c_{c1_0.3} := 0.2 + Interpol_{c1} \cdot (0.00 - 0.2) = 0.12$$

$$P_{c1_0.3} := 0.3 \cdot Ag_{c1} \cdot f'_c = 472.5 \text{ tonnef}$$

$$M_{c1_0.3} := 183.92 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\theta_{y_{c1_0.3}} := \frac{M_{c1_0.3}}{E_c \cdot In_{0.3} \cdot \left(\frac{b_{c1} \cdot h_{c1}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c1} = 0.0021$$

$$IO_{c1_0.3} := 0.005 + Interpol_{c1} \cdot (0.003 - 0.005) = 0.0042$$

$$LS_{c1_0.3} := 0.045 + Interpol_{c1} \cdot (0.009 - 0.045) = 0.0306$$

$$CP_{c1_0.3} := 0.060 + Interpol_{c1} \cdot (0.010 - 0.060) = 0.04$$

17.5. Clasificación del elemento según ASCE 41-13 (Columna 65x65)

Mecanismo de falla	
Parámetro	Descripción
$Mecanismo_falla_c2 := \begin{cases} \text{if } DCC2 \leq 0.6 \\ \quad \text{"Column controlled by flexure"} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } 1 \geq DCC1 > 0.6 \\ \quad \quad \text{"Column controlled by flexure-shear"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{"Column controlled by shear"} \end{cases}$	= "Column controlled by flexure"
Column Controlled by Flexure (Condition I)	La columna puede desarrollar rótula plástica.

$\rho = A_v/bw * s$	
$\rho_c2 := \frac{A_{sh}}{b_{c2} \cdot s_{c2}} = 0.00724983$	Cuantía de refuerzo transversal
$cuantía_caso_c2 := \begin{cases} \text{if } \rho_c2 \geq 0.006 \\ \quad \text{"Usar caso } \Rightarrow 0.006\text{"} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } \rho_c1 = 0.002 \\ \quad \quad \text{"Usar caso } = 0.002\text{"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{"Interpolar"} \end{cases}$	= "Usar caso => 0.006"

Factores a, b y c																																																																				
<p>Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="4">Conditions</th> <th colspan="3">Modeling Parameters^a</th> <th colspan="3">Acceptance Criteria^a</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Plastic Rotations Angle (radians)</th> <th rowspan="2">Residual Strength Ratio</th> <th colspan="3">Plastic Rotations Angle (radians)</th> </tr> <tr> <th rowspan="2">a</th> <th rowspan="2">b</th> <th colspan="3">Performance Level</th> </tr> <tr> <th>IO</th> <th>LS</th> <th>CP</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Condition i.^b</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\frac{P}{A_g f'_c}$</td> <td>$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>≤0.1</td> <td>≥0.006</td> <td>0.035</td> <td>0.060</td> <td>0.2</td> <td>0.005</td> <td>0.045</td> <td>0.060</td> </tr> <tr> <td>≥0.6</td> <td>≥0.006</td> <td>0.010</td> <td>0.010</td> <td>0.0</td> <td>0.003</td> <td>0.009</td> <td>0.010</td> </tr> <tr> <td>≤0.1</td> <td>=0.002</td> <td>0.027</td> <td>0.034</td> <td>0.2</td> <td>0.005</td> <td>0.027</td> <td>0.034</td> </tr> <tr> <td>≥0.6</td> <td>=0.002</td> <td>0.005</td> <td>0.005</td> <td>0.0</td> <td>0.002</td> <td>0.004</td> <td>0.005</td> </tr> </tbody> </table>		Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			a	b	Performance Level			IO	LS	CP	Condition i. ^b							$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a																																																																
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)																																																																
	a			b	Performance Level																																																															
		IO	LS		CP																																																															
Condition i. ^b																																																																				
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$																																																																			
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060																																																													
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010																																																													
≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034																																																													
≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005																																																													
(0.1)	(0.6)																																																																			
$a_c2_0.1 := 0.035$	$a_c2_0.6 := 0.010$																																																																			
$b_c2_0.1 := 0.060$	$b_c2_0.6 := 0.010$																																																																			

$$c_{c2_0.1} := 0.2$$

$$c_{c2_0.6} := 0$$

$$P_{c2_0.1} := 0.1 \cdot Ag_{c2} \cdot f'_c = 118.3 \text{ tonnef}$$

$$P_{c2_0.6} := 0.6 \cdot Ag_{c2} \cdot f'_c = 709.8 \text{ tonnef}$$

$$M_{c2_0.1} := 90.1138 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{c2_0.6} := 105.6679 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$IO_{c2_0.1} := 0.005$$

$$IO_{c2_0.6} := 0.003$$

$$LS_{c2_0.1} := 0.045$$

$$LS_{c2_0.6} := 0.009$$

$$CP_{c2_0.1} := 0.060$$

$$CP_{c2_0.6} := 0.010$$

$$\theta_{y_c2_0.1} := \frac{M_{c2_0.1}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_{c2} \cdot h_{c2}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c2} = 0.0026 \quad \theta_{y_c2_0.6} := \frac{M_{c2_0.6}}{E_c \cdot 0.7 \cdot \left(\frac{b_{c2} \cdot h_{c2}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c2} = 0.0013$$

(0.3)

For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

$$Interpol_{c2} := \frac{0.3 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.4$$

$$a_{c2_0.3} := 0.035 + Interpol_{c2} \cdot (0.010 - 0.035) = 0.025$$

$$b_{c2_0.3} := 0.06 + Interpol_{c2} \cdot (0.010 - 0.06) = 0.04$$

$$c_{c2_0.3} := 0.2 + Interpol_{c2} \cdot (0.00 - 0.2) = 0.12$$

$$P_{c2_0.3} := 0.3 \cdot Ag_{c2} \cdot f'_c = 354.9 \text{ tonnef}$$

$$M_{c2_0.3} := 119.1129 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\theta_{y_c2_0.3} := \frac{M_{c2_0.3}}{E_c \cdot In_{0.3} \cdot \left(\frac{b_{c2} \cdot h_{c2}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c2} = 0.0021$$

$$IO_{c2_0.3} := 0.005 + Interpol_{c2} \cdot (0.003 - 0.005) = 0.0042$$

$$LS_{c2_0.3} := 0.045 + Interpol_{c2} \cdot (0.009 - 0.045) = 0.0306$$

$$CP_{c2_0.3} := 0.060 + Interpol_{c2} \cdot (0.010 - 0.060) = 0.04$$

17.6. Clasificación del elemento según ASCE 41-13 (Columna 50x50)

Mecanismo de falla

Parámetro	Descripción
$Mecanismo_falla_c3 := \begin{cases} \text{if } DCC3 \leq 0.6 \\ \quad \text{“Column controlled by flexure”} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } 1 \geq DCC1 > 0.6 \\ \quad \quad \text{“Column controlled by flexure–shear”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{“Column controlled by shear”} \end{cases}$	= “Column controlled by flexure”
Column Controlled by Flexure (Condition I)	La columna puede desarrollar rótula plástica.

$\rho = A_v/bw * s$

$\rho_c3 := \frac{A_{sh}}{b_{c3} * s_{c3}} = 0.00942478$	Cuantía de refuerzo transversal
$cuantía_caso_c3 := \begin{cases} \text{if } \rho_c3 \geq 0.006 \\ \quad \text{“Usar caso } \Rightarrow 0.006\text{”} \\ \text{else} \\ \quad \text{if } \rho_c3 = 0.002 \\ \quad \quad \text{“Usar caso } = 0.002\text{”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{“Interpolar”} \end{cases}$	= “Usar caso => 0.006”

Factores a, b y c

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
	a	b		Performance Level			
				IO	LS	CP	
Condition i, ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

(0.1)

$a_c3_0.1 := 0.035$

$b_c3_0.1 := 0.060$

$c_c3_0.1 := 0.02$

(0.6)

$a_c3_0.6 := 0.010$

$b_c3_0.6 := 0.010$

$c_c3_0.6 := 0$

$$P_{c3_0.1} := 0.1 \cdot Ag_{c3} \cdot f'_c = 70 \text{ tonnef}$$

$$P_{c3_0.6} := 0.6 \cdot Ag_{c3} \cdot f'_c = 420 \text{ tonnef}$$

$$M_{c3_0.1} := 38.6474 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{c3_0.6} := 46.3284 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\theta_{y_c3_0.1} := \frac{M_{c3_0.1}}{E_c \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{b_{c3} \cdot h_{c3}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c3} = 0.0024 \quad \theta_{y_c3_0.6} := \frac{M_{c3_0.6}}{E_c \cdot 0.7 \cdot \left(\frac{b_{c3} \cdot h_{c3}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c3} = 0.0013$$

$$IO_{c3_0.1} := 0.005$$

$$IO_{c3_0.6} := 0.003$$

$$LS_{c3_0.1} := 0.045$$

$$LS_{c3_0.6} := 0.009$$

$$CP_{c3_0.1} := 0.060$$

$$CP_{c3_0.6} := 0.010$$

(0.3)

For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

$$Interpol_{c3} := \frac{0.3 - 0.1}{0.6 - 0.1} = 0.4$$

$$a_{c3_0.3} := 0.035 + Interpol_{c3} \cdot (0.010 - 0.035) = 0.025$$

$$b_{c3_0.3} := 0.06 + Interpol_{c3} \cdot (0.010 - 0.06) = 0.04$$

$$c_{c3_0.3} := 0.02 + Interpol_{c3} \cdot (0.00 - 0.02) = 0.012$$

$$P_{c3_0.3} := 0.3 \cdot Ag_{c3} \cdot f'_c = 210 \text{ tonnef}$$

$$M_{c3_0.3} := 51.7098 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\theta_{y_c3_0.3} := \frac{M_{c3_0.3}}{E_c \cdot I_{n_0.3} \cdot \left(\frac{b_{c3} \cdot h_{c3}^3}{12} \right)} \cdot 0.5 \cdot h_{c3} = 0.00196$$

$$IO_{c3_0.3} := 0.005 + Interpol_{c3} \cdot (0.003 - 0.005) = 0.0042$$

$$LS_{c3_0.3} := 0.045 + Interpol_{c3} \cdot (0.009 - 0.045) = 0.0306$$

$$CP_{c3_0.3} := 0.060 + Interpol_{c3} \cdot (0.010 - 0.060) = 0.04$$