



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE
HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE EL
PROCEDIMIENTO DE ACHISINA**

JOSÉ LUIS SANDOVAL GUTIÉRREZ

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, diciembre 2023

A mi familia, Valentina y Leonora; a mi madre, padre y hermano, quienes siempre me han apoyado y motivado a superarme.

AGRADECIMIENTOS

A mi amada esposa, Valentina, por su apoyo incondicional y su amor constante, hicieron posible pasar esta etapa lo mejor posible.

A mi familia, especialmente a mi madre, padre y hermano, que me han motivado desde la infancia a superarme en lo académico.

A mi compañero de magister, Jorge Oviedo, con su compañía y habilidad académica, hicieron que este proceso fuera considerablemente más enriquecedor.

Al profesor Matías Hube, por los excelentes cursos impartidos dentro del programa y su buena disposición a resolver dudas mediante reuniones presenciales y telemáticas.

A Elena Cornejo y a todo el equipo de magister, por su preocupación y motivación a finalizar los procesos

Este trabajo se enmarca dentro del proyecto Fondecyt #1211823, Centro de Innovación del Hormigón UC y Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres (ANID-FONDAP/ Fondap 1522A0005).

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT	xiii
I. INTRODUCCIÓN	14
II. CASO DE ESTUDIO	16
II.1. Planta de estructura	16
II.2. Elementos estructurales.....	17
III. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	18
III.1. Análisis estructural	18
III.2. Cargas.....	19
III.3. Materiales	19
III.4. Combinaciones de carga.....	20
III.5. Análisis sísmico.....	21
III.6. Diseño de muros.....	24
III.7. Diseño de columnas	28
III.8. Diseño de vigas	33
III.9. Deformaciones sísmicas.....	35
IV. MODELO NO LINEAL	37
IV.1. Materiales	37
IV.2. Elementos estructurales no lineales.....	40
IV.2.1. Vigas.....	41
IV.2.2. Columnas	46

IV.2.3.	Muros	50
V.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	52
V.1.	Desplazamiento de techo objetivo.....	53
V.2.	Análisis estático no lineal (<i>pushover</i>)	54
V.3.	Verificación de desempeño global	57
V.4.	Verificación de desempeño a nivel de componentes	58
V.4.1.	Vigas y columnas.....	59
V.4.2.	Muros	61
VI.	CONCLUSIONES.....	67
	BIBLIOGRAFIA.....	69
	A N E X O S.....	71
	Anexo A: Resumen de diseño de muros	72
	Anexo B: Definición de rótulas plásticas sap2000.....	73
	Anexo C: Tablas resultados análisis pushover.....	75
	Anexo D: Diagramas de momento-curvatura y momento-rotación	78

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Dimensiones en elementos estructurales.....	17
Tabla III-1: Cargas muertas y vivas sobre losas	19
Tabla III-2: Información sísmica de la estructura	22
Tabla III-3: Características de la estructura	23
Tabla III-4: Comportamiento dinámico	23
Tabla III-5: Factores de reducción, coeficiente sísmico y corte basal de la estructura.....	23
Tabla III-6: Propiedades y geometría de las columnas	29
Tabla III-7: Propiedades y geometría de las vigas	33
Tabla IV-1: Parámetros no lineales de la viga determinado de manera manual	44
Tabla V-1: Periodos e información sísmica del modelo no lineal	53
Tabla V-2: Desplazamiento de techo objetivo	54
Tabla V-3: Límite de rotaciones y deformaciones admisibles por ACHISINA	58
Tabla V-4: Deformación unitaria para distintos valores de largo plástico.....	64
Tabla A-1: Resumen de diseño de muros	72
Tabla C-1: Desplazamiento y drift en dirección X	75
Tabla C-2: Desplazamiento y drift en dirección Y	75
Tabla C-3: Corte basal vs desplazamiento de techo.....	76
Tabla C-4: Desplazamiento de techo, rotación plástica y momento en muro.....	77
Tabla D-1: Valores de momento-curvatura en flexión positiva en viga 30/60	78
Tabla D-2: Valores de momento-curvatura en flexión negativa en viga 30/60	79

Tabla D-3: Valores de momento-curvatura en muro	80
Tabla D-4: Valores deformación unitaria, curvaturas y fuerzas para $Lp = 2.5tw$ en muro.	81
Tabla D-5: Momento-curvatura para $Lp = 2.5tw$ en muro (contribución acero)	82
Tabla D-6: Momento-curvatura para $Lp = 2.5tw$ en muro (contribución hormigón)	83

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1: Planta de estructura.....	17
Figura III-1: Modelo estructural en ETABS V19.0	18
Figura III-2: Espectro elástico y reducido para direcciones en X e Y	22
Figura III-3: Detalle de armadura de la sección transversal del muro.	25
Figura III-4: Curva de interacción en el eje fuerte para muro de 1°P	26
Figura III-5: Curva de interacción en el eje débil para muro de 1°P	26
Figura III-6: Armadura de columna 70x70 cm	30
Figura III-7: Curva de interacción para columna 70x70 cm	30
Figura III-8: Armadura de columna 60x60 cm	31
Figura III-9: Curva de interacción para columna 60x60 cm	31
Figura III-10: Cortante de diseño para columnas de pórticos intermedios resistente a momento (Córdova, 2015)	32
Figura III-11: Armadura de viga 30/60	34
Figura III-12: Cortante de diseño para vigas de pórticos intermedios resistente a momentos (Córdova, 2015)	34
Figura III-13: Desplazamientos del CM, drifts traslacionales y rotacionales	36
Figura IV-1: Constitutiva de hormigón confinado y no confinado	38
Figura IV-2: Constitutiva del acero de refuerzo por Mander (1984)	39
Figura IV-3: Curva de fuerza-deformación generalizada. Fuente: ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013)	40

Figura IV-4: Discretización se la sección transversal de la viga.....	41
Figura IV-5: Relación momento-curvatura en viga 30x60	42
Figura IV-6: Diagrama de doble curvatura en la viga.....	43
Figura IV-7: Diagramas esquemáticas de momento y curvatura desde el centro de la viga para el momento de fluencia y último.....	43
Figura IV-8: Diagrama de momento para flexión positiva y negativa desde el centro de la viga.....	44
Figura IV-9: Diagrama de curvatura para flexión positiva y negativa desde el centro de la viga.....	44
Figura IV-10: Parámetros de modelación y aceptación para vigas. Fuente: ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013).....	45
Figura IV-11: Relación momento-rotación plástica manual y del ASCE 41	46
Figura IV-12: Diagrama de momento-curvatura para columna 70x70	47
Figura IV-13: Diagrama de momento-curvatura para columna 60x60	48
Figura IV-14: Parámetros de modelación y aceptación para columnas. Fuente: ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013).....	48
Figura IV-15: Diagrama de momento-rotación plástica para columna 70x70.....	49
Figura IV-16: Diagrama de momento-rotación plástica para columna 60x60.....	49
Figura IV-17: Diagrama de momento-curvatura para muros.....	50
Figura IV-18: Diagrama de momento-rotación para muros.....	51
Figura IV-19: Parámetros de modelación y aceptación para muros. Fuente: ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013).....	51

Figura V-1: Modelo NL 3D y elevaciones tipos con asignación de rótulas plásticas.....	52
Figura V-2: Patrón de carga en base al modo de vibración fundamental	55
Figura V-3: Desplazamientos del edificio en la altura (<i>pushover</i>).....	55
Figura V-4: Corte basal v/s desplazamiento – análisis <i>pushover</i>	56
Figura V-5: Corte basal/Peso sísmico v/s Desplazamiento de techo/Altura total (%).....	57
Figura V-6: <i>Drift</i> de entrepiso – análisis <i>pushover</i>	58
Figura V-7: Rótulas plásticas del marco tipo en dirección X para el desplazamiento de techo propuesto por ACHISINA – análisis <i>pushover</i>	59
Figura V-8: Rótulas plásticas del marco tipo en dirección Y para el desplazamiento de techo propuesto por ACHISINA – análisis <i>pushover</i>	60
Figura V-9: Diagrama de momento-rotación columna de H.A – análisis <i>pushover</i>	61
Figura V-10: Diagrama de momento-rotación plástica muro de H.A. – análisis <i>pushover</i>	62
Figura V-11: Idealización elástica y plástica de la curvatura. Fuente: (Pokhrel & Bandelt, 2019).....	62
Figura V-12: Deformación unitaria del hormigón a compresión y acero a tracción.....	65
Figura V-13: Demanda y capacidad de corte en muros	66
Figura B-1: Definición de rótula plástica M3 en viga sin carga axial.....	73
Figura B-2: Definición de rótula plástica M3 en columna a 350 tonf de compresión	74
Figura B-3: Definición de rótula plástica M3 en muro a 1000 tonf de compresión	74
Figura D-1: Diagrama de momento-curvatura bilineal en flexión positiva viga 30/60	78
Figura D-2: Diagrama de momento-curvatura bilineal en flexión negativa viga 30/60	79
Figura D-3: Diagrama de momento-curvatura bilineal en muro.....	80

RESUMEN

El propósito de esta actividad es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado diseñado conforme a los métodos tradicionales y las normativas vigentes. Para llevar a cabo esta evaluación, se emplea el documento elaborado por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) en 2017, que propone un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios. El edificio analizado es un modelo teórico de ocho pisos ubicado en la zona central del país, que presenta una estructuración mixta de marcos intermedios del tipo vigas/columnas, con dos muros de hormigón armado en cada dirección, los cuales son ortogonales entre sí y tienen una sollicitación mayor al 75% del corte total. Se construyeron modelos no lineales para representar el comportamiento de los elementos a grandes deformaciones mediante constitutivas de materiales inelásticas y recomendaciones de ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013). Se elaboró un modelo de elementos finitos en base a *frames*, y rótulas concentradas para evaluar la rotación y deformación unitaria de los componentes. El desempeño del edificio se evalúa mediante un análisis estático no lineal (*pushover*), considerando un patrón de carga lateral consistente con el modo fundamental. El desplazamiento se amplifica en los distintos pasos hasta llegar al máximo desplazamiento de techo que define ACHISINA como el Sismo Máximo Considerado (SMC). El nivel de desempeño se evalúa de manera global y a nivel de componentes mediante la deformación de los elementos estructurales. Se concluye que el edificio considerado cumple de manera global con el desempeño, pero no a nivel de componente.

ABSTRACT

The purpose of this activity is to evaluate the seismic performance of a reinforced concrete building designed according to traditional methods and current regulations. To carry out this evaluation, the document prepared by the Chilean Association of Seismology and Seismic Engineering (ACHISINA) in 2017 is used, which proposes an alternative procedure for seismic analysis and design of buildings. The analyzed building is a theoretical eight-story model located in the central region of the country, which has a mixed structure of intermediate frames with beams/columns and two reinforced concrete walls in each direction. These walls are orthogonal to each other and experience a loading greater than 75% of the total shear. Non-linear models were constructed to represent the behavior of elements using inelastic material constitutive laws and recommendations from ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013). A FEM model based on frames and concentrated hinges was developed to assess the rotation and strain of the components. The building's performance is evaluated through a non-linear static analysis (pushover), considering a lateral load pattern equal to the modal shape of the fundamental mode, which has the highest translational mass. The displacement is amplified in different steps until reaching a roof displacement defined by ACHISINA as the Maximum Considered Earthquake (MCE). The performance level is evaluated globally and at the component level through the deformation of structural elements. It is concluded that the design meets the requirements at a global level but not at the component level.

I. INTRODUCCIÓN

Hoy en día la normativa nacional mediante los documentos de NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009a) y el Decreto Supremo N°61 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011b), considera la estimación de fuerzas sísmicas reducidas según materialidad y estas se aplican a las estructuras considerando que tienen un comportamiento lineal. Los elementos estructurales se detallan de tal manera que puedan resistir incursiones no lineales y la norma NCh433 hace énfasis en que las estructuras puedan resistir sin daños los movimientos sísmicos de intensidad moderada, limiten los daños en elementos no estructurales durante sismo de mediana intensidad y, aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. A pesar de lo anterior, la NCh433 no permite establecer los objetivos de desempeño de la estructura.

El surgimiento de tecnologías avanzadas de modelación y simulación, así como el acceso a datos más precisos, ha instado a la comunidad profesional y académica a cuestionar la eficacia de las prácticas convencionales y considerar nuevas estrategias. Es por esta razón que en el año 2017, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) publicó un documento llamada Diseño Sísmico Basado en Desempeño – Un Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios (ACHISINA, 2017), que busca proveer las directrices para evaluar el desempeño sísmico de estructuras y proponer un diseño que pretenda la ocupación inmediata después del sismo.

Este trabajo evalúa el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado utilizando el método estático no lineal (*pushover*), considerando una carga lateral que va incrementando hasta llegar a un desplazamiento de techo objetivo propuesto por ACHISINA. Asimismo, esta investigación busca vislumbrar las variables que existen dentro del diseño basado en desempeño y validar las hipótesis del diseño tradicional que señalan que ciertos elementos no deberían experimentar grandes deformaciones bajo ciertos supuestos.

II. CASO DE ESTUDIO

En este capítulo se describe el sistema estructural utilizado para el diseño estructural y posterior evaluación del desempeño. Además, se describe la geometría, elementos estructurales y se justificará el uso de la configuración utilizada. El edificio de estudio, el cual está teóricamente orientado a ser un hospital, se basa en la tesis de Mauricio Ferj y responde a una estructuración que busca simplificar los problemas del análisis estructural, así como también, las discontinuidades que pudiesen existir en edificios con diseños arquitectónicos reales (Ferj, 2016). De esta manera, la estructura está compuesta por un núcleo central de muros de hormigón armado como principal elemento de rigidez, y columnas con vigas a lo largo de la planta para soportar esfuerzos gravitacionales.

II.1. Planta de estructura

La planta de estructura se muestra en la Figura II-1. La estructuración consiste en dos muros de hormigón armado en cada dirección. Adicionalmente, la estructura dispone de columnas perimetrales, las cuales, cumplen una función más gravitacional que sismorresistente. Por otro lado, los muros y columnas están conectados mediante vigas, lo cual conforma un marco estructural muro/viga y columna/viga que aportan rigidez al sistema.

La geometría en planta consiste en cinco tramos de 7.5 m en dirección longitudinal y tres tramos de 7.5 m en dirección transversal, es decir, la planta es de 37.50x22.50. La estructura consta de 8 pisos, donde el primer piso tiene 4 m de altura, mientras que el resto tiene 3.2 m de altura. La altura total de la estructura es de 26.4 m.

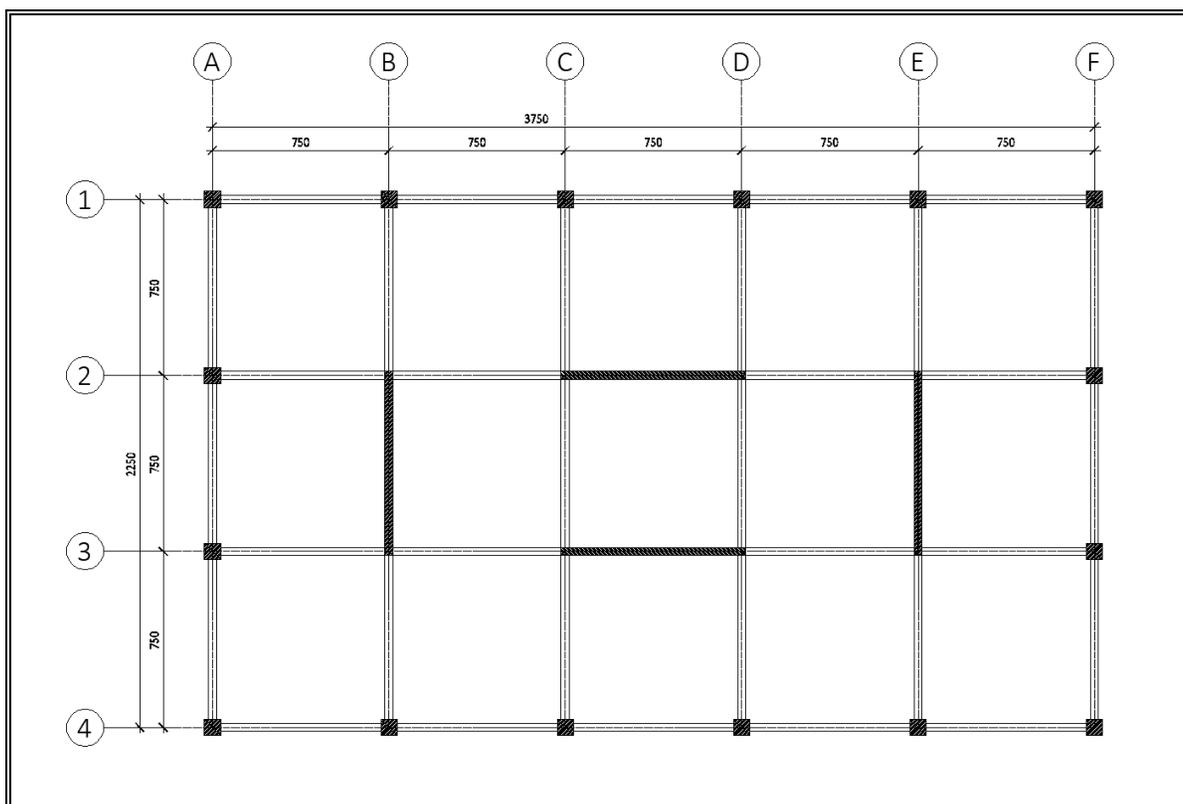


Figura II-1: Planta de estructura

II.2. Elementos estructurales

La Tabla II-1 muestra las dimensiones que se obtuvieron después de realizado el análisis y diseño estructural, el análisis y diseño estructural se describe en el siguiente capítulo. Por otro lado, el espesor de losa utilizado corresponde a 20 cm para todos los pisos.

Tabla II-1: Dimensiones en elementos estructurales

	1° - 4° Piso		5° - 8° Piso	
	Ancho [cm]	Largo [cm]	Ancho [cm]	Largo [cm]
Columnas	70	70	60	60
Muros	35	250	35	250
	Ancho [cm]	Altura [cm]	Ancho [cm]	Altura [cm]
Vigas	30	60	30	60

III. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se realizó mediante la normativa ACI318-08 (American Concrete Institute, 2008). Adicionalmente, la normativa vigente chilena establece que el diseño estructural debe cumplir con el DS N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a) y el DS N°61 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011b).

III.1. Análisis estructural

El análisis estructural se hizo mediante el software ETABS V19.0. La Figura III-1 muestra la visualización 3D del modelo estructural. Para determinar la distribución de esfuerzos y las deformaciones sísmicas de servicio, se utilizó la inercia de la sección de hormigón sin agrietas (inercia bruta) y sin considerar efecto de la armadura, según lo establece el DS N°60 en el punto 8.7.1.

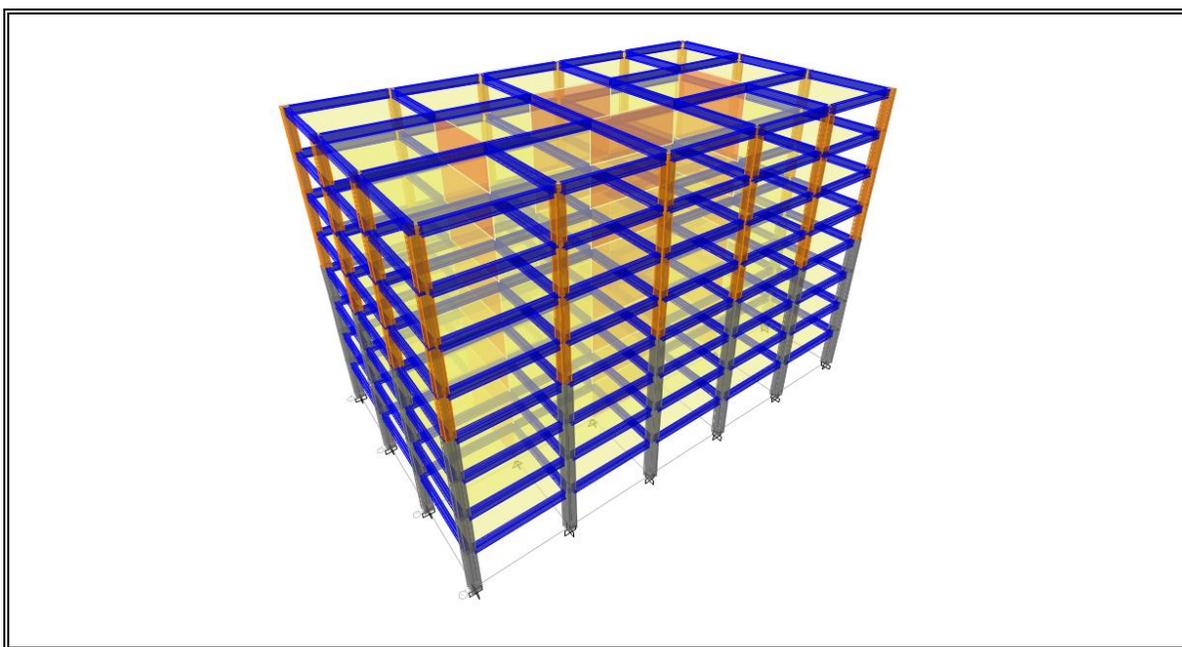


Figura III-1: Modelo estructural en ETABS V19.0

III.2. Cargas

Se define el estado de carga estático “Muerta o Dead” (D), el cual considera el peso propio del hormigón armado con una densidad de $2500 \text{ kgf}/\text{m}^3$ y una carga distribuida en las losas de $150 \text{ kgf}/\text{m}^2$. Por otro lado, la norma NCh1537 (Instituto Nacional de Normalización, 2009b), establece una carga de servicio o “Live” (L) de $400 \text{ kgf}/\text{m}^2$ en pasillo y salas de esperas para hospitales. En el último piso se considera una losa como estructura de techo y acceso restringido para mantención, en este piso se considera cargas de $100 \text{ kgf}/\text{m}^2$ tanto para carga muerta como carga viva. La Tabla III-1 resume las cargas aplicadas sobre las losas.

Tabla III-1: Cargas muertas y vivas sobre losas

	1° - 7° Piso		8° Piso	
	D [kgf/m ²]	L [kgf/m ²]	D [kgf/m ²]	L [kgf/m ²]
Losas	150	400	100	100

III.3. Materiales

El diseño de la estructura considera un hormigón de calidad G25 con resistencia cilíndrica característica $f'_c = 250 \text{ kgf}/\text{cm}^2$. El módulo de elasticidad para concreto normal es $E_c = 15100 \sqrt{f'_c} = 238752 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ (American Concrete Institute, 2008). Por otro lado, el acero corresponde al A630-420H, que se caracteriza por una tensión de fluencia nominal de $f_y = 4200 \text{ kgf}/\text{cm}^2$.

III.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones y factores de carga se obtienen de la norma NCh3171 (Instituto Nacional de Normalización, 2017) utilizando los factores de combinación de cargas mayoradas para el diseño por resistencia (LRFD) en elementos de hormigón armado.

Las combinaciones de cargas consideran las cargas muertas (D), de servicio (L), sismo en dirección X (E_x), sismo en dirección Y (E_y), torsión accidental en X (T_x) y torsión accidental en Y (T_y). Las combinaciones de carga consideradas son:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + 1.0L \pm 1.4E_x$
- $1.2D + 1.0L \pm 1.4E_x + 1.4T_x$
- $1.2D + 1.0L \pm 1.4E_x - 1.4T_x$
- $1.2D + 1.0L \pm 1.4E_y$
- $1.2D + 1.0L \pm 1.4E_y + 1.4T_y$
- $1.2D + 1.0L \pm 1.4E_y - 1.4T_y$
- $0.9D \pm 1.4E_x$
- $0.9D \pm 1.4E_x + 1.4T_x$
- $0.9D \pm 1.4E_x - 1.4T_x$
- $0.9D \pm 1.4E_y$
- $0.9D \pm 1.4E_y + 1.4T_y$
- $0.9D \pm 1.4E_y - 1.4T_y$

La condición espectral del sismo de diseño considera el máximo y el mínimo en sus resultados. Por otro lado, como se explica más adelante, se considera torsión accidental estática, obteniendo como resultado el total de 14 combinaciones listadas anteriormente: 2 estáticas y 12 espectrales.

III.5. Análisis sísmico

El análisis sísmico se hizo en base a la norma NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009a) y el DS N°61 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011b). Los parámetros sísmicos utilizados son un suelo tipo B, zona sísmica 2 y una categoría de ocupación tipo IV (Coeficiente de Importancia 1.2). Según lo establece la norma, tanto los esfuerzos como las deformaciones, se obtienen a partir de un análisis modal espectral combinados mediante el método de superposición modal tipo CQC. La masa sísmica equivale a las cargas permanentes más un 50% de la sobrecarga de uso.

La Figura III-2 muestra el espectro de diseño elástico y los espectros de diseños reducidos. Los espectros de diseño reducidos en X y en Y son prácticamente iguales. Esto se debe a la simetría estructural que existe y a que, la rigidez de la estructura está controlada por dos muros en cada dirección que son geoméricamente equivalentes.

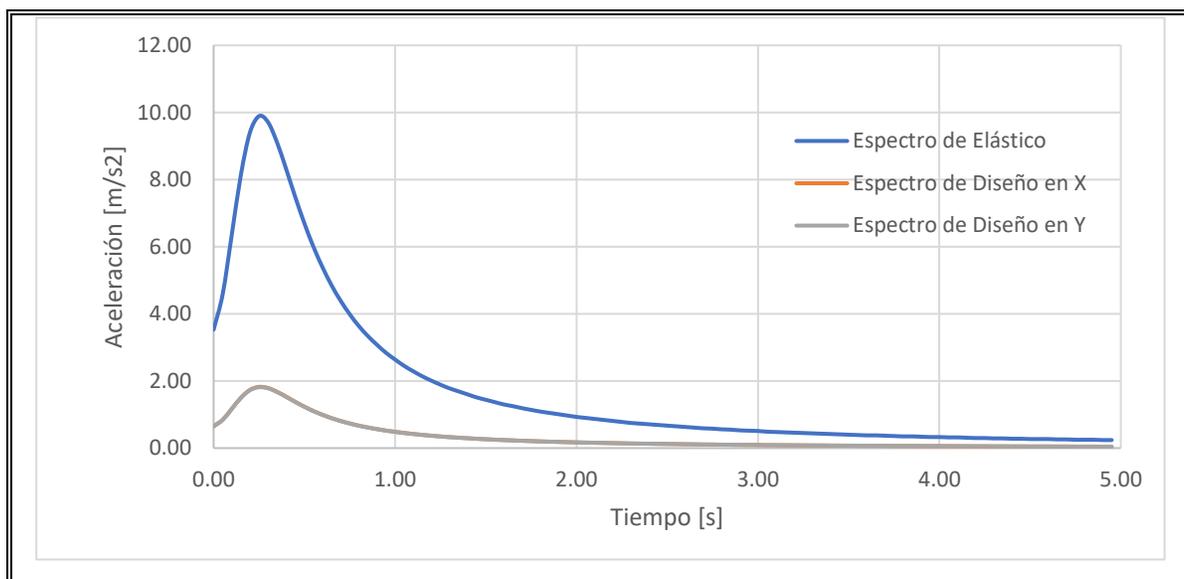


Figura III-2: Espectro elástico y reducido para direcciones en X e Y

La Tabla III-2 presenta información sísmica de la estructura, se resume la clasificación sísmica, los coeficientes sísmicos mínimos y máximos y los parámetros del suelo. La Tabla III-3 resume información con respecto a la altura, pesos sísmicos y cortes basales elásticos. La Tabla III-4 presenta los resultados obtenidos del análisis modal, tales como; periodos, masa traslacional asociado al periodo fundamental, y el porcentaje de masa acumulado para el análisis. La Tabla III-5 incluye los factores de reducción para el espectro de diseño (f), factores de reducción efectiva (R), coeficientes sísmicos y cortes basales de diseño para ambas direcciones.

Tabla III-2: Información sísmica de la estructura

Clasificación Sísmica		Clasificación Estructural		Parámetros del Suelo	
Zona Sísmica	2	Sistema Estructural	9	Tipo de Suelo	B
Factor A_o	0.3	FMR (R)	7	S	1.00
		FMR (R _o)	11	T _o	0.30
				T'	0.35
				N	1.33
				P	1.50
Clasificación Estructural		Coef. Sísmico			
Categoría Estructural	IV	C _{min} (%)	5.00		
Coef. Importancia (I)	1.2	C _{max} (%)	10.50		

Tabla III-3: Características de la estructura

Piso/Altura		Peso Sísmico		Cortes Sísmico Elástico	
Pisos	8	Peso (Ton) (masas)	7483	Qx 1er piso (Tonf)	2433
Altura (m)	26.40	Peso (Ton) (pesos sis)	7480	Qy 1er piso (Tonf)	2447

Tabla III-4: Comportamiento dinámico

Periodos		% Masa Traslacional		% Masa Acumulada
Tx (seg)	0.789	X (%)	71.19	90.65
Ty (seg)	0.784	Y (%)	71.29	90.66
Tz (seg)	0.770	Z (%)	72.37	-

Tabla III-5: Factores de reducción, coeficiente sísmico y corte basal de la estructura

Parámetro	X	Y
f	0.185	0.183
R efectivo	5.420	5.451
Coeficiente Sísmico (%)	5.000	5.000
Corte Basal (Tonf)	449	449

Para el análisis de la estructura y dada la regularidad de la planta, se consideró un diafragma rígido en todos los pisos a modo de compatibilizar las deformaciones en planta. Adicionalmente, se incluye la incorporación de la torsión accidental a lo largo de su altura mediante el método propuesto en NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009a). El método consiste en aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas en ambas direcciones que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por la geometría de la planta:

$$\pm 0,10 b_{ky} Z_k/h$$

$$\pm 0,10 b_{kx} Z_k/h$$

Donde b_{kx} y b_{ky} representa la dimensión en la dirección X e Y respectivamente, a un nivel de planta k . Por otro lado, Z_k corresponde a la altura del nivel k , sobre el nivel basal y h corresponde a la altura entre piso.

III.6. Diseño de muros

La armadura defina en los muros se obtuvo de la tesis de (Ferj, 2016) y se validaron considerando el diseño a flexocompresión y corte mediante el capítulo de estructuras sismorresistentes para muros especiales que establece ACI318-08 (American Concrete Institute, 2008). Adicionalmente, se consideran con los requerimientos del D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a). Si bien los esfuerzos de los muros sismorresistentes van disminuyendo por piso, para efectos de esta actividad se optó por mantener la armadura y espesor de los muros constante a lo largo de la vertical. La Figura III-3 muestra el diseño resultante del muro.

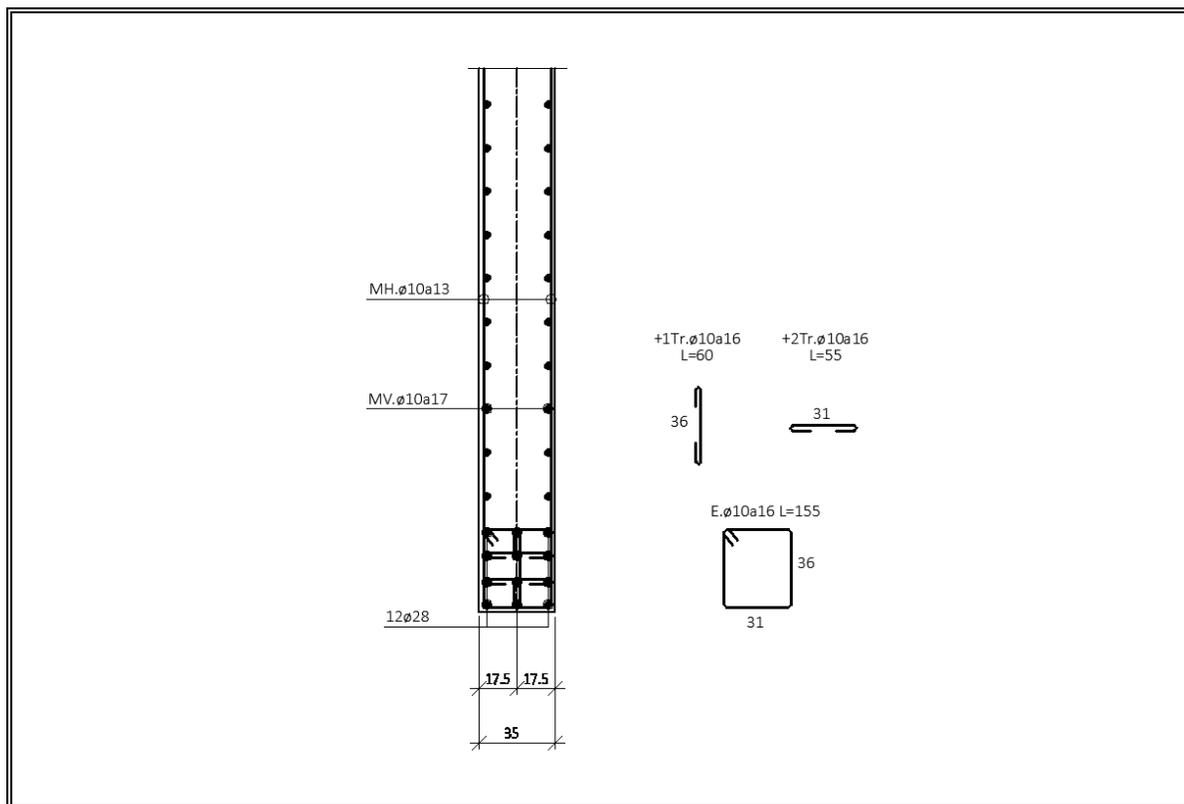


Figura III-3: Detalle de armadura de la sección transversal del muro.

La Figura III-4 y Figura III-5 muestran las curvas de interacción para un muro longitudinal del primer piso en su eje fuerte y débil, respectivamente. En dichas curvas, se muestra la relación $P_n - M_n$ sin factores de reducción (sin phi) y la relación $\phi P_n - \phi M_n$ con los factores de reducción (Curva Diseño). Adicionalmente, se incorpora la exigencia expuesta en el D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a) que limita la carga axial de muros especiales en $0.35f'_c A_g$ con la idea de minimizar la deformación plástica.

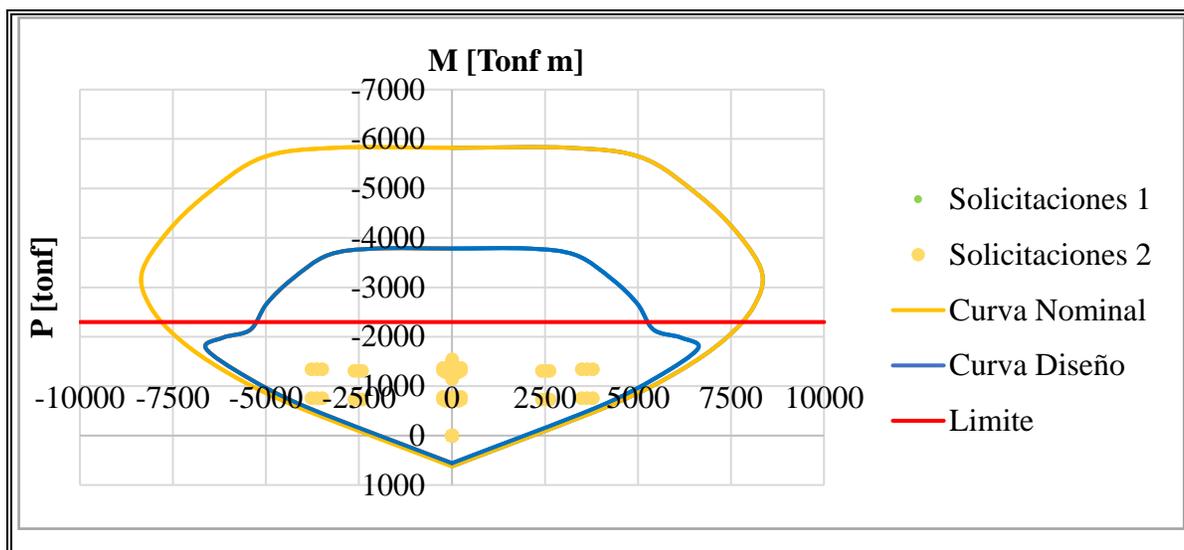


Figura III-4: Curva de interacción en el eje fuerte para muro de 1°P

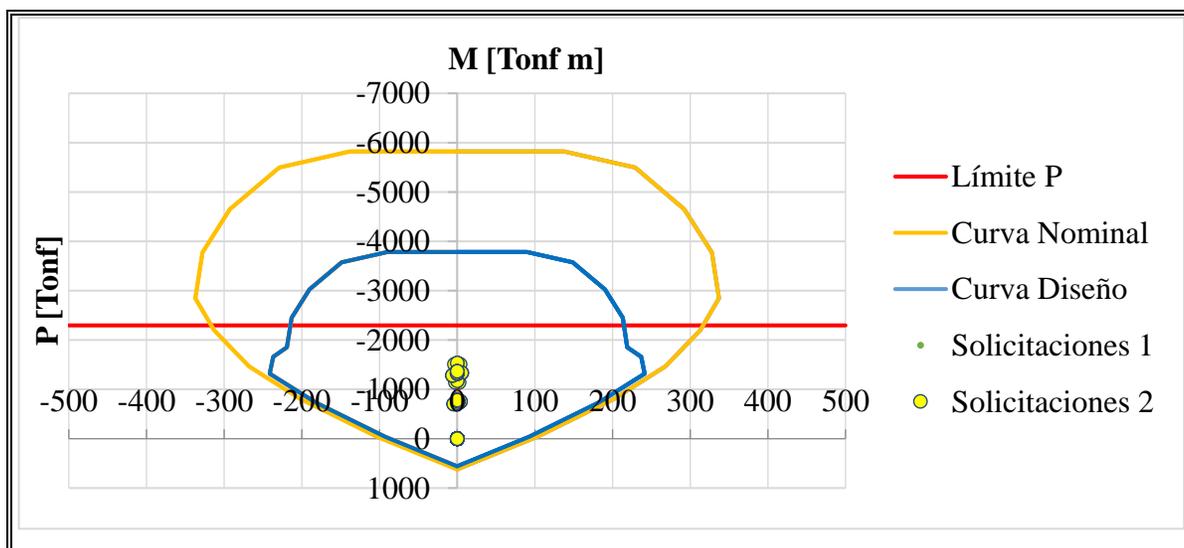


Figura III-5: Curva de interacción en el eje débil para muro de 1°P

Las disposiciones para el corte en muros estructurales especiales no consideran la interacción entre la carga axial y el corte. De acuerdo con ACI318-08, la resistencia nominal al corte V_n de muros estructurales está dada por la siguiente expresión.

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c}) + \rho_t f_y$$

$$A_{cv} = h l_w$$

Donde:

- α_c = Coeficiente que depende de la relación h_w/l_w .
- A_{cv} = Área bruta de la sección de hormigón en la dirección del corte.
- ρ_t = Cuantía del área de refuerzo transversal.
- $\lambda = 1.0$ para hormigón de densidad normal.

La ecuación anterior considera la contribución del hormigón y la armadura transversal para la resistencia al corte. De igual manera, para todos los segmentos verticales de muro que resisten una fuerza sísmica, la resistencia nominal de corte combinada V_n no debe tomarse mayor a la siguiente expresión.

$$V_n \leq 2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

La armadura transversal que satisface a ambas condiciones de diseño equivale a una doble malla horizontal de $\phi 10a13$. Por otro lado, el anexo A muestra todos los valores obtenidos en los distintos pisos para todos los muros de la estructura.

El D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a) exige evaluar la necesidad de elementos de borde en muros de hormigón armado. Para ello, se determina el desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u), donde se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos (S_{de}), para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3. El desplazamiento de techo se obtiene con palabras, se resume en la siguiente ecuación:

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag})$$

Donde, T_{ag} es el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis considerando el agrietamiento del hormigón. Dado que, el periodo de la estructura se determinó mediante secciones bruta, el D.S. N°61 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011b) permite amplificar por 1.5 veces el periodo bruto de la estructura para considerar dichos efectos que fueron despreciados. Para el edificio considerado el valor de T_{ag} es 0.79 [s] y el valor de δ_u es de 13.21 [cm].

Para determinar si la sección necesita elementos especiales de borde, se calcula la profundidad del eje neutro (c) en la base del muro más exigido asociado a desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u) y se compara eje neutro crítico (c_r). Si el valor obtenido de la profundidad del eje neutro es mayor a la profundidad máxima, es necesario usar elementos de borde. Como se puede apreciar en el anexo A, los muros de primer piso necesitan elementos especiales de bordes marcados en la zona crítica (Z_c) con una largo de confinamiento (L_c) de 35 cm. En la práctica, dicho valor es relativamente pequeño y fácil de cumplir. Como se muestra en la Figura III-3, se agregaron estribos y trabas distanciadas de tal manera de cumplir con lo dispuesto en el D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a).

III.7. Diseño de columnas

Las columnas se diseñan a flexocompresión y corte según el capítulo de estructuras sismorresistentes del ACI318-08 (American Concrete Institute, 2008). Las columnas se diseñan considerando pórticos intermedios resistentes a momentos. Esto se debe a que el D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a) permite que edificios compuestos

por una estructura mixta de muros y marcos continuos en toda la altura del edificio, en cuales los muros tomen al menos el 75% del corte en la base, los marcos se pueden diseñar como pórticos intermedios. Mediante el software ETABS se verificó que las columnas toman menos del 25% del corte en la base de la estructura. Por lo tanto, se establecen los marcos perimetrales como pórticos intermedios para su diseño.

Las columnas tienen una geometría cuadrada de 70x70 cm en los primeros 4 niveles, mientras que, para los 4 niveles restantes, la sección se disminuye a 60x60 cm. La Tabla III-6 muestra un resumen de las propiedades geométricas y la armadura utilizada para las columnas obtenidas del diseño estructural.

La Figura III-6 y Figura III-7 muestran la armadura de diseño y la curva de interacción de la columna 70x70 cm, respectivamente. Asimismo, la Figura III-8 y Figura III-9 muestran la armadura de diseño y la curva de interacción de la columna 60x60 cm, respectivamente.

Tabla III-6: Propiedades y geometría de las columnas

		1° - 4° Piso	5° - 8° Piso
Ancho	[cm]	70	60
Altura	[cm]	70	60
Ag	[cm ²]	4900	3600
# Barras	un	12	12
d _b	[mm]	25	22
As	[cm ²]	58.90	45.62
As/Ag	-	0.012	0.013
d _v	[mm]	12	12
S	[cm]	12	16

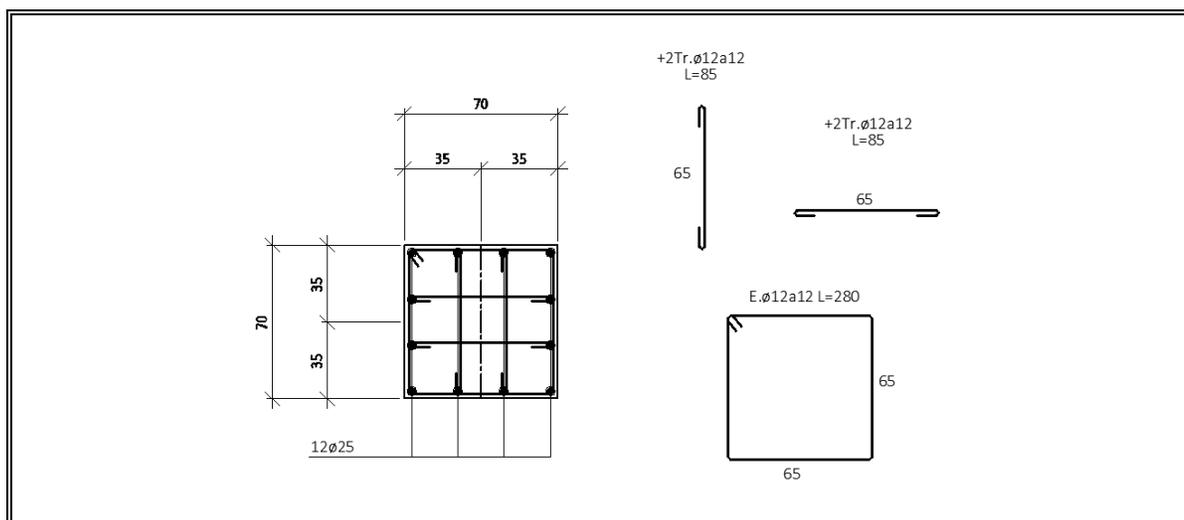


Figura III-6: Armadura de columna 70x70 cm

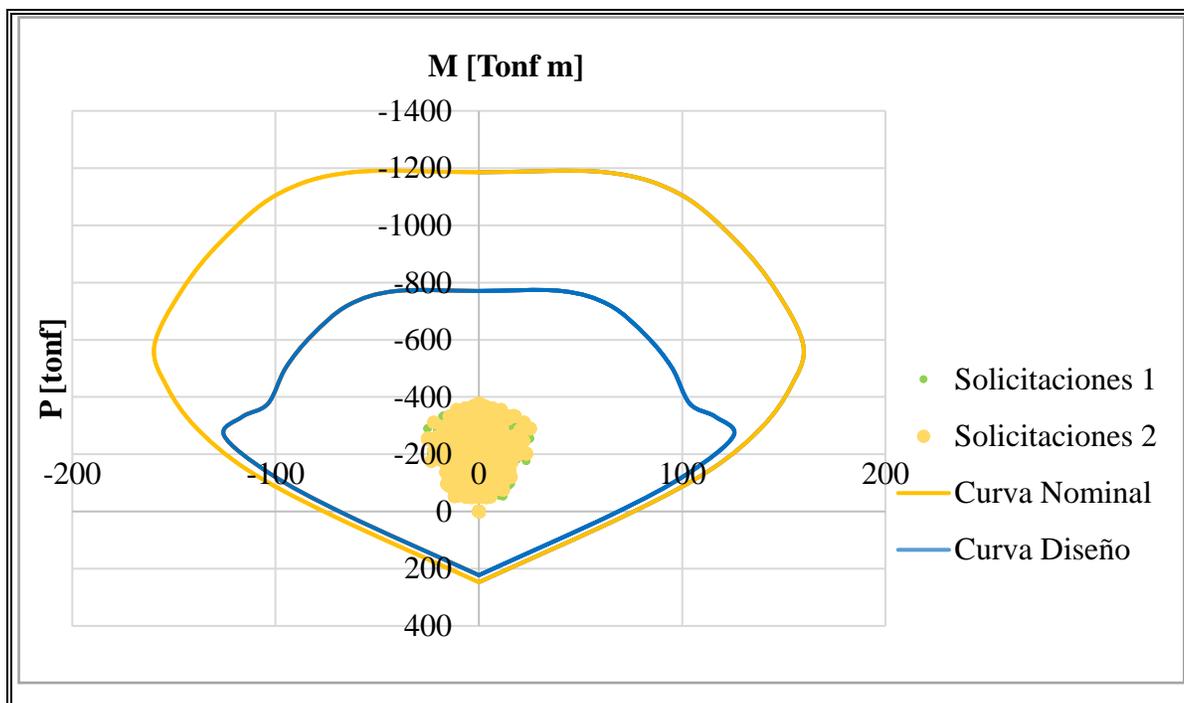


Figura III-7: Curva de interacción para columna 70x70 cm

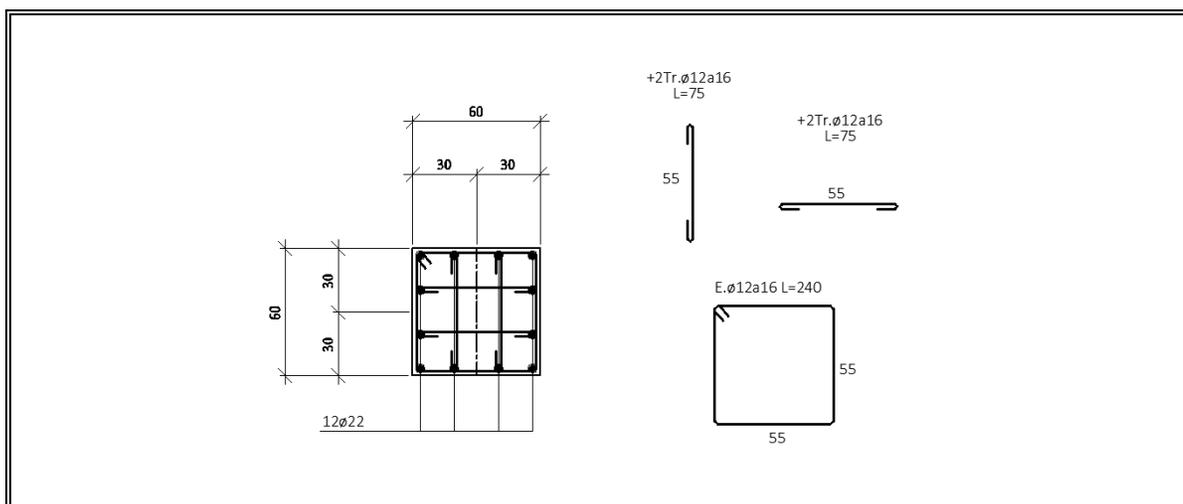


Figura III-8: Armadura de columna 60x60 cm

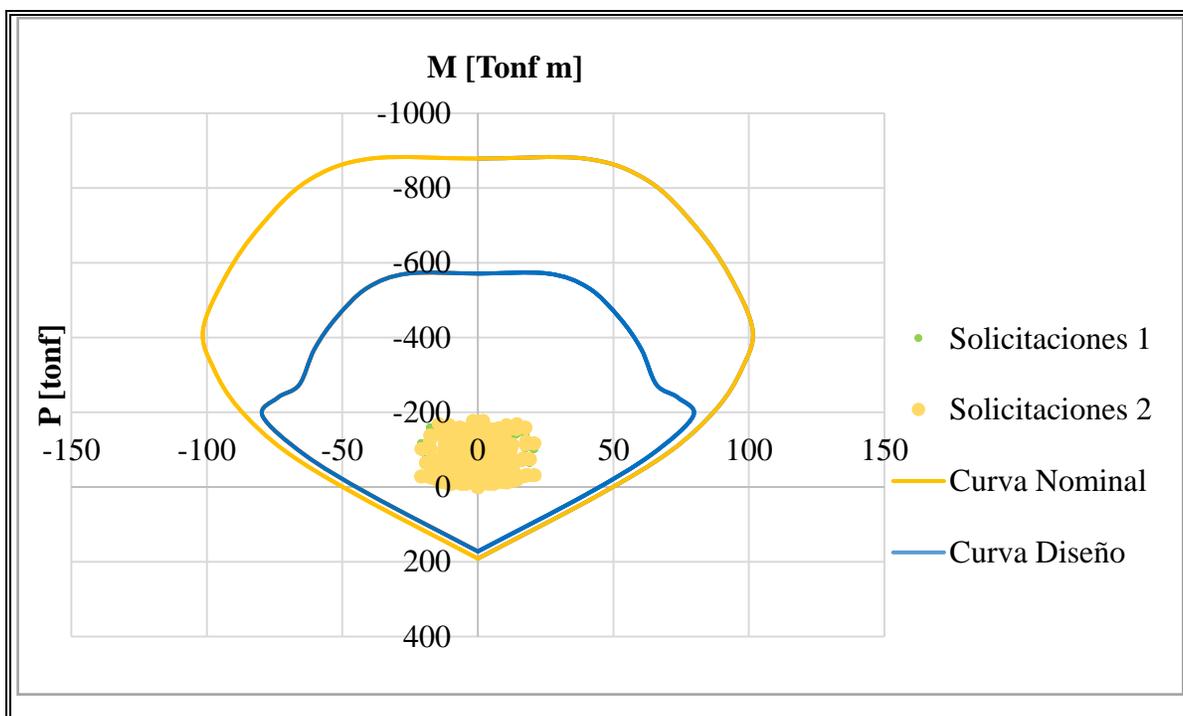


Figura III-9: Curva de interacción para columna 60x60 cm

Las fuerzas para determinar el corte de diseño se obtienen a partir de los momentos nominales de los extremos de la columna, asumiendo una doble curvatura de la columna

dentro de la altura libre. La resistencia a flexión de las columnas debe ser calculada para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión. La Figura III-10 presenta de manera gráfica la obtención de los momentos nominales.

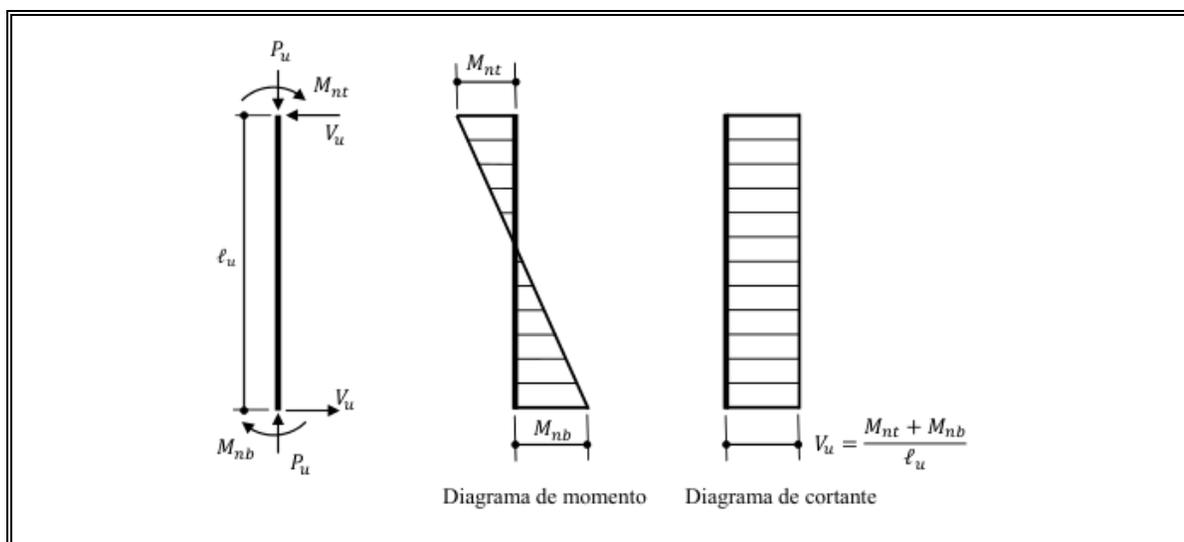


Figura III-10: Cortante de diseño para columnas de pórticos intermedios resistente a momento (Córdova, 2015)

Definido el valor del esfuerzo de diseño V_u , la armadura transversal que se muestra en la Figura III-6 y Figura III-8 se determinó mediante las siguientes expresiones.

$$\phi V_n \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde:

- N_u = Compresión asociada a V_u .

- A_g = Área bruta de la sección de hormigón en la dirección del corte.
- b = Ancho de la sección.
- d = Distancia desde el extremo de la sección a compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal.
- $\lambda = 1.0$ para hormigón de densidad normal.
- s = Separación de la armadura transversal.
- A_v = Armadura de la armadura transversal.

III.8. Diseño de vigas

El diseño de vigas se hace mediante el sistema de marcos intermedios que establece el ACI318 (American Concrete Institute, 2008) bajo el mismo criterio comentado en el capítulo de diseño de columnas. Las dimensiones y la armadura obtenida del diseño estructural se resumen en la Tabla III-7. Adicionalmente, la Figura III-11 muestra el detalle de armado para la viga en referencia.

Tabla III-7: Propiedades y geometría de las vigas

		1° - 8° Piso
Ancho	[cm]	30
Altura	[cm]	60
A_g	[cm ²]	1800
$A_s +$	-	3 ϕ 22
$A_s +$	[cm ²]	11.40
$A_s -$	-	4 ϕ 28
$A_s -$	[cm ²]	24.63
d_v	[mm]	12
s	[cm]	12

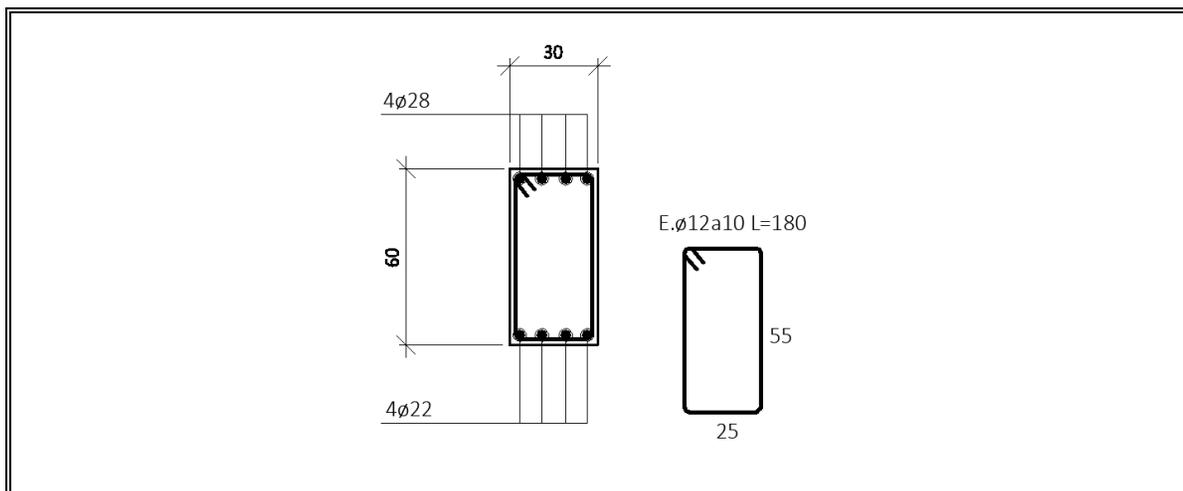


Figura III-11: Armadura de viga 30/60

Las fuerzas para determinar el corte de diseño de las vigas se obtienen a partir de los momentos nominales de los extremos, sumando las cargas gravitacionales mayoradas, y asumiendo una doble curvatura de la viga dentro de la luz libre, como se presenta en la Figura III-12.

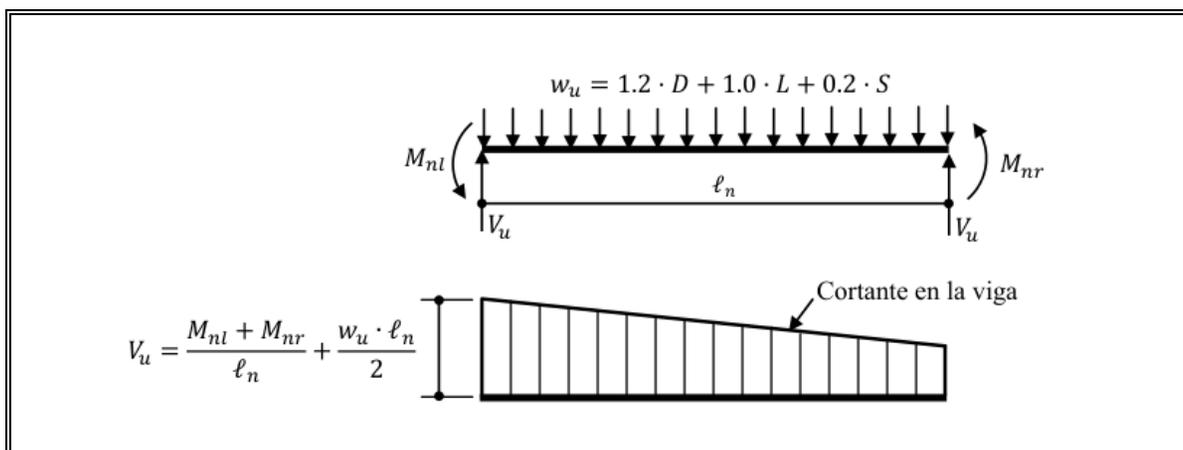


Figura III-12: Cortante de diseño para vigas de pórticos intermedios resistente a momentos (Córdova, 2015)

III.9. Deformaciones sísmicas

La norma NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009a) solicita que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicado por 0.002. Asimismo, se debe cumplir que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masa, en que h es la altura entre piso.

La Figura III-13 presenta los desplazamientos horizontales de los diafragmas de pisos para las acciones sísmicas de diseño, los desplazamientos relativos (*drifts*) máximos entre pisos consecutivos medidos en el centro de masa para cada dirección de análisis y los desplazamientos relativos máximos entre pisos consecutivos medidos en cualquier punto de la planta para cada dirección de análisis.

Los valores obtenidos del análisis cumplen los requerimientos solicitados por la norma. Los *drifts* medidos dentro del centro de masa no superan el 2 por mil y los *drifts* medidos rotacionales adicional no superan el 1 por mil. Adicionalmente, de los resultados se puede apreciar la simetría de la estructura, dado que, los *drifts* traslacionales se mueven de manera homogénea en ambas direcciones. Por otro lado, que los drift rotacionales sean bajos, indica que la estructura no tiene una torción considerable.

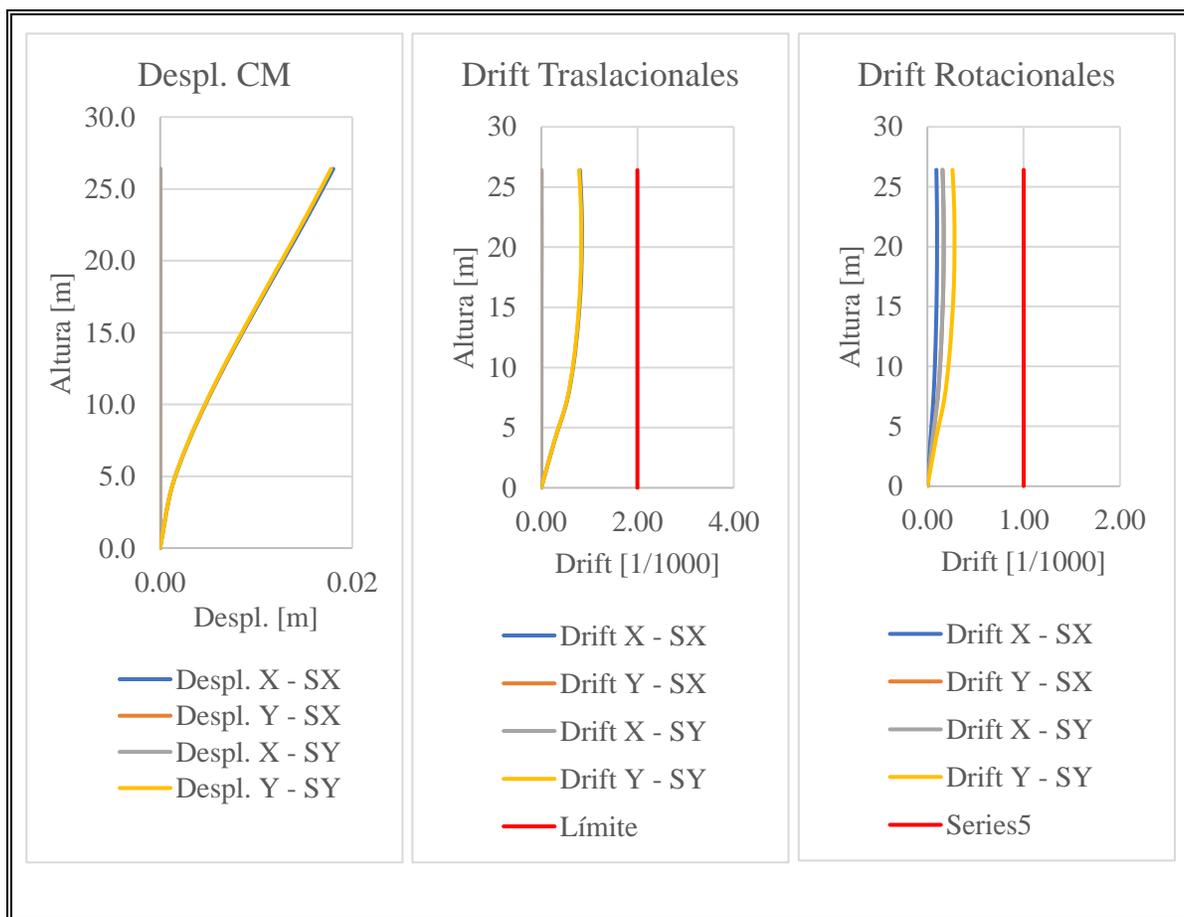


Figura III-13: Desplazamientos del CM, drifts traslacionales y rotacionales

IV. MODELO NO LINEAL

Para evaluar el desempeño sísmico de una estructura se requiere definir las constitutivas de los materiales y que darán forma al comportamiento inelástico cuando la estructura se someta a deformaciones laterales. Los materiales, elementos, geometrías y cargas consideradas en los capítulos anteriores, se utilizan como base para la construcción del modelo no lineal.

IV.1. Materiales

Los modelos estructurales incorporan estimaciones realistas de la rigidez y resistencia considerando el nivel anticipado de excitación y daño. Para ello, se utilizan las propiedades esperadas de los materiales a diferencia de las propiedades nominales que ocupa el diseño tradicional. El documento de Diseño Sísmico Basado en Desempeño (ACHISINA, 2017) propone valores de resistencia esperada a diversos materiales de construcción. Para este proyecto, se consideró lo siguiente.

- Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo: $1.17 f_y$ especificado.
- Resistencia máxima para el hormigón: $1.30 f_c'$ especificado.

La relación de tensión/deformación del hormigón se modeló considerando dos casos, para el hormigón confinado se considera el modelo propuesto por Scott, Park y Priestley (1982) y para el hormigón no confinado se considera el modelo de Hognestad (1955). La Figura IV-1 muestra las constitutivas del hormigón confinado y no confinado de una columna 70x70 la cual, se encuentra confinada mediante estribos y trabas $\phi 12a12$. Cabe señalar que el modelo de Scott, Park y Priestley (1982) incorpora un coeficiente k que depende de la cuantía de confinamiento de la sección transversal. El hormigón confinado muestra un notorio aumento de la ductilidad con respecto a su par no confinado. El nivel de

confinamiento es un parámetro base en la constitutiva de Scott, Park y Priestley (1982), lo que implica que cada elemento tenga una constitutiva distinta, que depende de la armadura transversal de confinamiento.

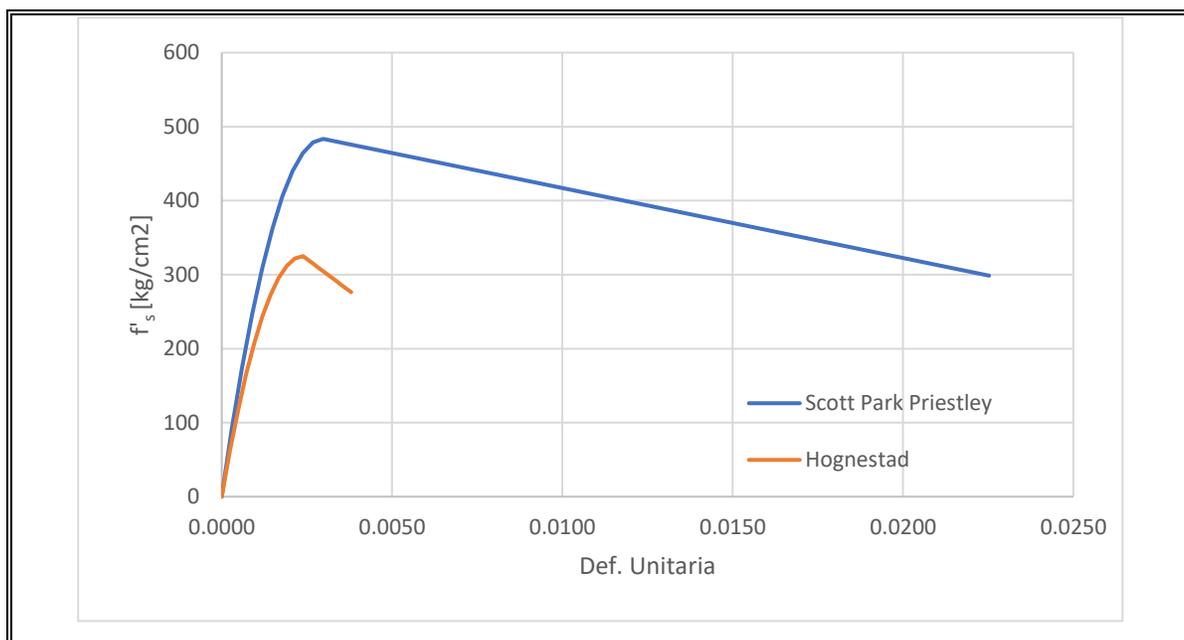


Figura IV-1: Constitutiva de hormigón confinado y no confinado

El acero de refuerzo se modeló mediante la constitutiva propuesta por Mander (1984). Este modelo considera un tramo lineal hasta la meseta de fluencia y luego a un rango de endurecimiento hasta a la ruptura. El endurecimiento se puede expresar mediante la siguiente ecuación.

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p$$

$$p = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_u - f_y} \right)$$

La Figura IV-2 muestra la constitutiva del acero utilizada. Los parámetros considerados son las siguientes:

- $f_{ye} = 1.17f_y = 4914 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- $f_{ue} = 1.17f_u = 7371 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- $E_s = 2100000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- $\varepsilon_y = f_{ye}/E_s = 0.00234$
- $E_{sh} = 70000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
- $\varepsilon_{sh} = 0.0117$
- $\varepsilon_{su} = 0.1000$

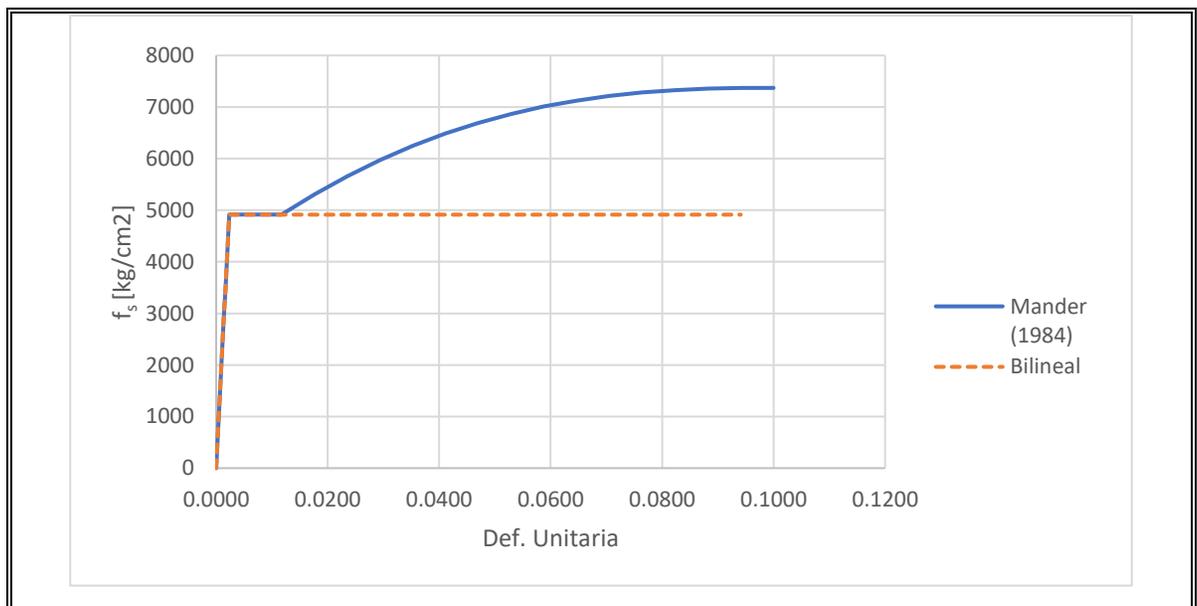


Figura IV-2: Constitutiva del acero de refuerzo por Mander (1984)

IV.2. Elementos estructurales no lineales

Los elementos estructurales tienen un comportamiento inelástico producto de las constitutivas de los materiales. La curva esqueleto que rige la relación fuerza-deformación para vigas, columnas y muros, se obtiene mediante las indicaciones del ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013). La Figura IV-3 muestra la relación fuerza-desplazamiento utilizada para representar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales. En este proyecto se utilizaron relaciones momento-rotación sin carga axial para las vigas y con distintas cargas axiales para las columnas y muros. Los valores a , b , c , B , C , D y E , de las relaciones momento-curvatura del ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013).

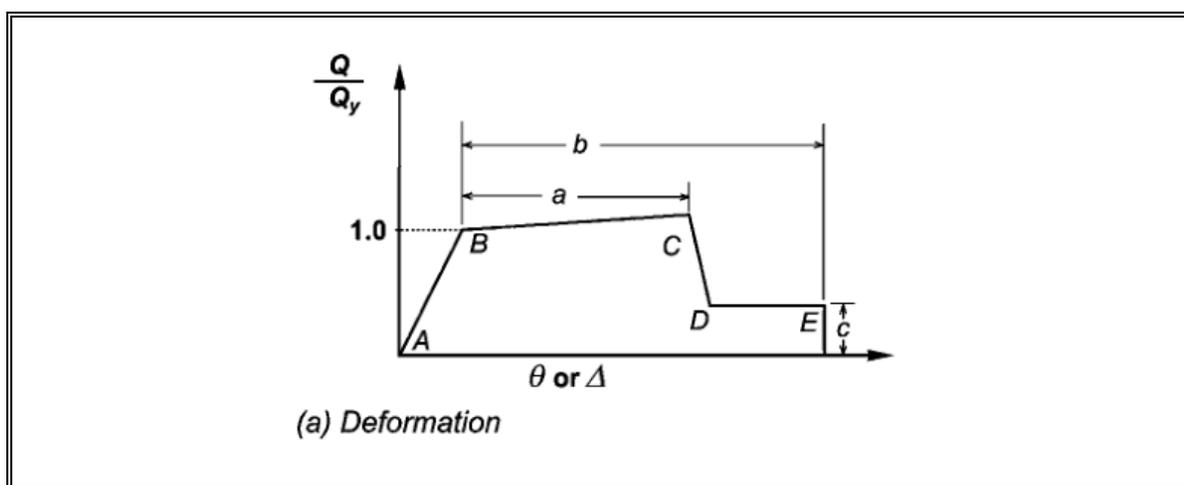


Figura IV-3: Curva de fuerza-deformación generalizada. Fuente: ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013)

IV.2.1. Vigas

Las vigas se modelan con elementos tipo *frame*, con rótulas plásticas concentradas en los extremos (rótulas M3). El efecto de agrietamiento de las vigas se considera asumiendo un momento de inercia de $0.35I_g$, según lo sugiere el documento Diseño Sísmico Basado en Desempeño (ACHISINA, 2017).

La relación momento-curvatura de las vigas se obtiene a partir de la elaboración de una planilla Excel, la cual considera la discretización de la sección transversal de los elementos a tracción y compresión, donde se determina cada punto mediante la deformación unitaria del acero traccionada (ϵ_s) y con ello, se itera el valor del eje neutro (c) hasta lograr el equilibrio entre las fuerzas internas y externas. Lo anterior se puede ver en la Figura IV-4.

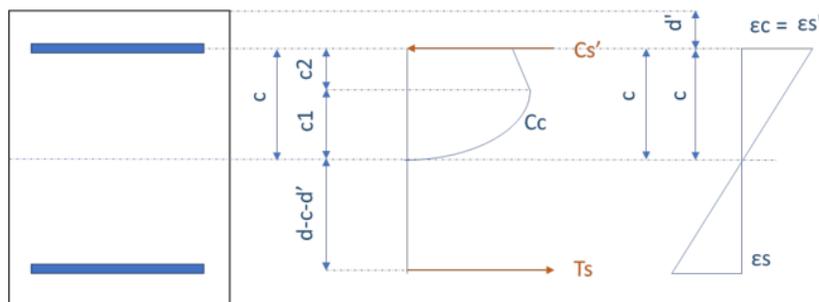


Figura IV-4: Discretización de la sección transversal de la viga

La Figura IV-5 muestra la relación momento-curvatura obtenida para la viga de 30x60 para flexión positiva y negativa. Estas curvas se obtienen considerando las constitutivas de Scott, Park y Priestley (1982) para el hormigón confinado y Mander (1984) para el endurecimiento del acero. De las curvas se puede obtener el momento de fluencia (M_y), cuando el acero a tracción llega a su límite elástico, y el momento último (M_u). El momento último está limitado por dos opciones, cuando la barra de acero más traccionada llega a una deformación

unitaria de $\varepsilon_s = 0.100$, o cuando el hormigón comprimido llega a una deformación unitaria de $\varepsilon_c = 0.008$.

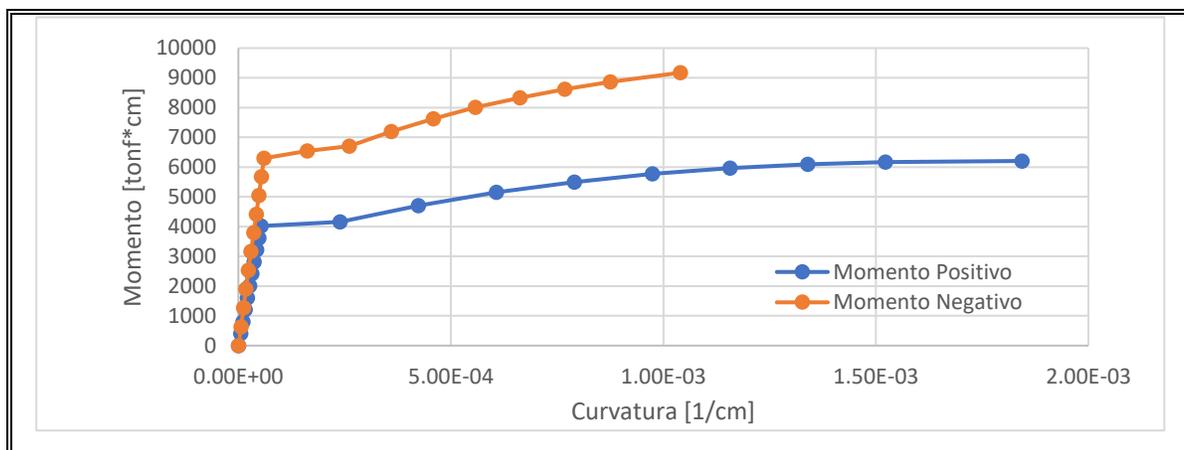


Figura IV-5: Relación momento-curvatura en viga 30x60

La rotación de fluencia y rotación última en la rótula plástica de la viga se determina de dos maneras distintas. Primero, se determina la rotación de manera analítica mediante el diagrama de curvatura a lo largo de la viga (Figura IV-6). La Figura IV-7 muestra los diagramas esquemáticos de la distribución de momentos y curvatura para el momento de fluencia y para el momento último, medidos desde el centro hasta el extremo de la viga. Dado lo anterior, es posible determinar la rotación de la viga mediante la siguiente expresión.

$$\theta_y = \int_0^l \frac{x}{l} \varphi(x) dx = \frac{\varphi_y l}{3}$$

$$a = \frac{M_y}{M_u} l \quad y \quad b = l - a$$

$$\theta_u = \int_0^l \frac{x}{l} \varphi(x) dx = \frac{1}{l} \left(\frac{\varphi_y a}{2} * \frac{2a}{3} + \varphi_y b \left(\frac{b}{2} + a \right) + (\varphi_u - \varphi_y) \frac{b}{2} \left(a + \frac{2}{3} b \right) \right)$$

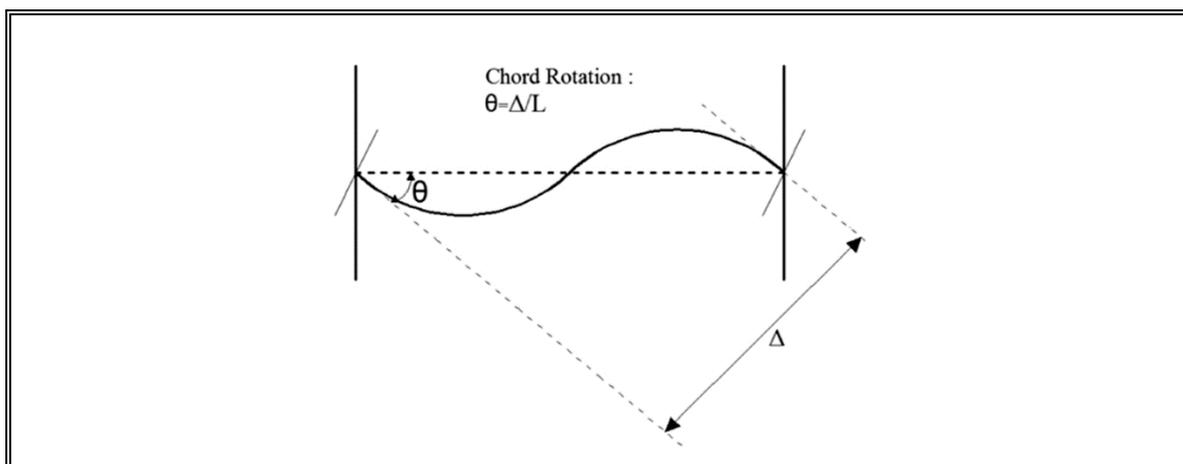


Figura IV-6: Diagrama de doble curvatura en la viga

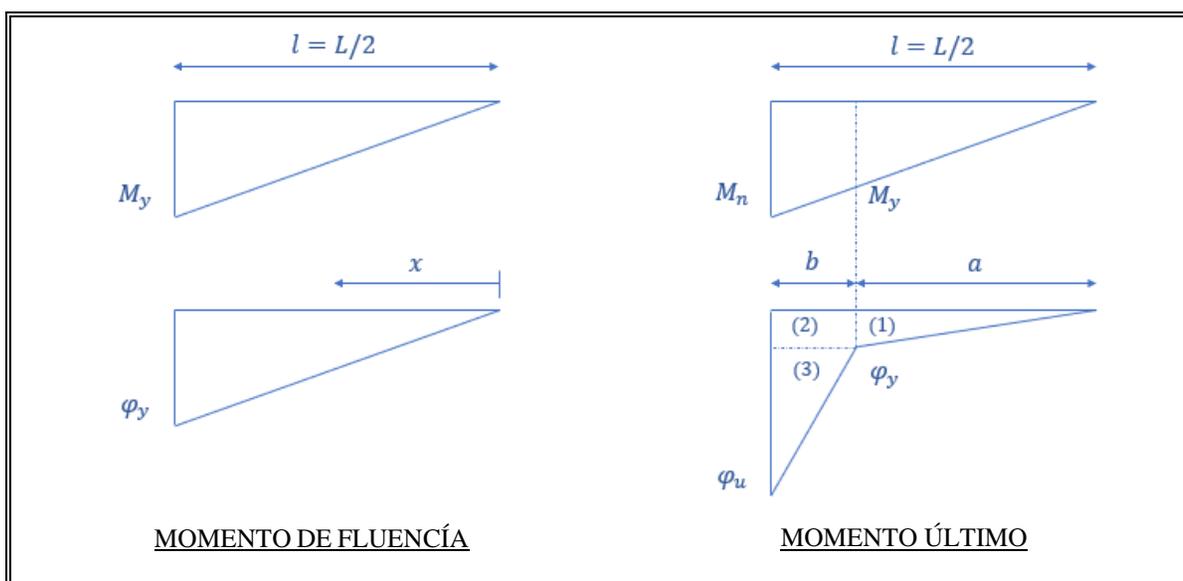


Figura IV-7: Diagramas esquemáticos de momento y curvatura desde el centro de la viga para el momento de fluencia y último

La Figura IV-8 muestra los momentos obtenidos desde el centro de la viga para la flexión positiva y negativa, respectivamente. Figura IV-9 muestra la curvatura desde el centro de la viga para la flexión positiva y negativa, respectivamente. La Tabla IV-1 muestra un resumen de los parámetros no lineales obtenidos de esta manera.

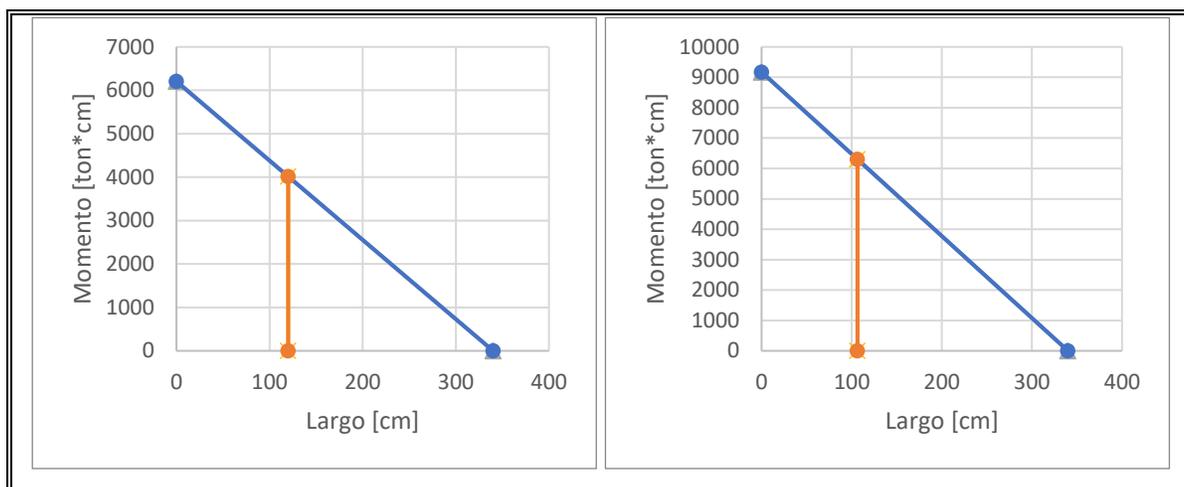


Figura IV-8: Diagrama de momento para flexión positiva y negativa desde el centro de la viga

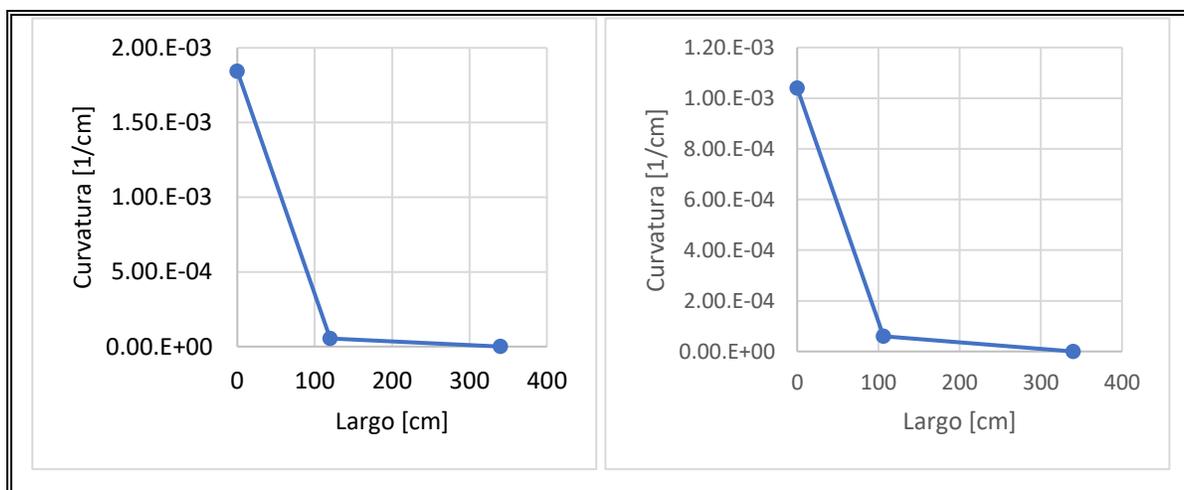


Figura IV-9: Diagrama de curvatura para flexión positiva y negativa desde el centro de la viga

Tabla IV-1: Parámetros no lineales de la viga determinado de manera manual

Flexión	Estado	M [tonf*cm]	Curvatura [1/cm]	Rotación [rad]
Positiva	Fluencia	4016	5.33E-05	0.00497
	Rotura	6207	1.84E-03	0.08451
Negativa	Fluencia	6301	6.03E-05	0.00563
	Rotura	9174	1.04E-03	0.04558

La segunda manera para determinar las rotaciones de fluencia y última, es mediante los parámetros de modelación disponibles en las tablas del ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013) que se muestran en la Figura IV-10.

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								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤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

Figura IV-10: Parámetros de modelación y aceptación para vigas. Fuente: ASCE41

(American Society of Civil Engineers, 2013)

La Figura IV-11 muestra la relación de momento-rotación de la viga 30x60, comparando los resultados que se obtuvieron de manera analítica y aquellos que se obtuvieron siguiendo las recomendaciones del ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013). Las rotaciones obtenidas según ASCE41 son más conservadores que las obtenidos analíticamente. A pesar de la diferencia, en el resto de este trabajo se usan los valores del ASCE 41 (American Society of Civil Engineers, 2013) para modelar las rótulas de los elementos *frame* en el modelo estructural no lineal.

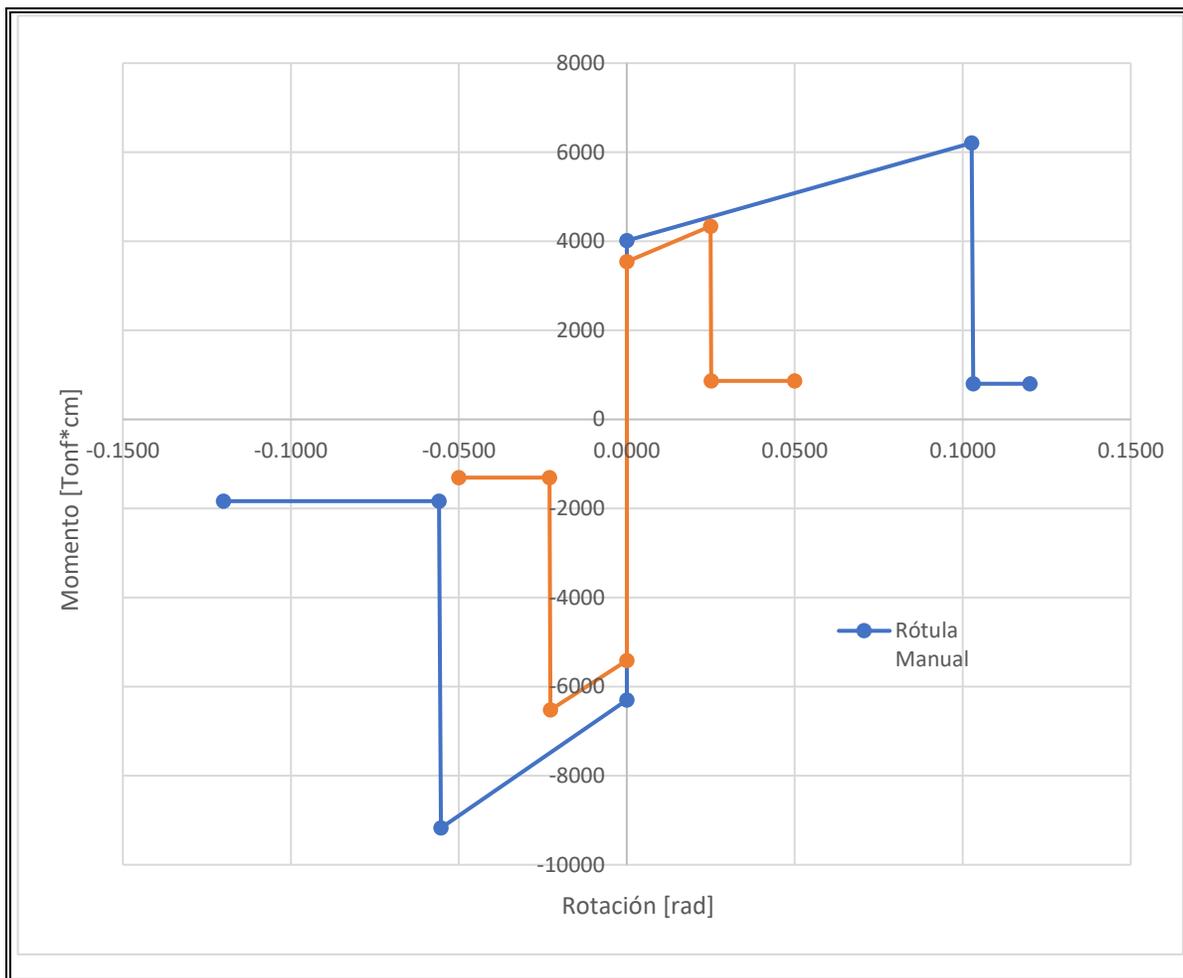


Figura IV-11: Relación momento-rotación plástica manual y del ASCE 41

IV.2.2. Columnas

Las columnas se modelan con elementos tipo *frame*, con rótulas plásticas concentradas en los extremos (rótulas M3). El efecto de agrietamiento de las columnas se considera asumiendo un momento de inercia de $0.70I_g$, según lo sugiere el documento Diseño Sísmico Basado en Desempeño (ACHISINA, 2017).

El procedimiento para determinar los diagramas de momento-curvatura y momento-rotación es prácticamente igual al realizado para las vigas mediante los parámetros de modelación disponibles en las tablas del ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013). La

diferencia radica en la consideración de distintas cargas axiales que podrían experimentar las columnas durante la sollicitación de servicio.

La Figura IV-12 y la Figura IV-13 muestra las curvas de momento-curvatura para las columnas 70x70 y 60x60, respectivamente. Las curvas se determinan de la misma manera que las vigas, a partir de la elaboración de una planilla Excel, la cual considera la discretización de la sección transversal de los elementos a tracción y compresión, donde se determina cada punto mediante la deformación unitaria del acero traccionada (ϵ_s) y con ello, se itera el valor del eje neutro (c) hasta lograr el equilibrio entre las fuerzas internas y externas. Es posible notar que, a medida que se aumenta la carga axial, se produce una disminución considerable de la ductilidad de las columnas. Esta disminución de curvatura es esperable para este tipo de elementos.

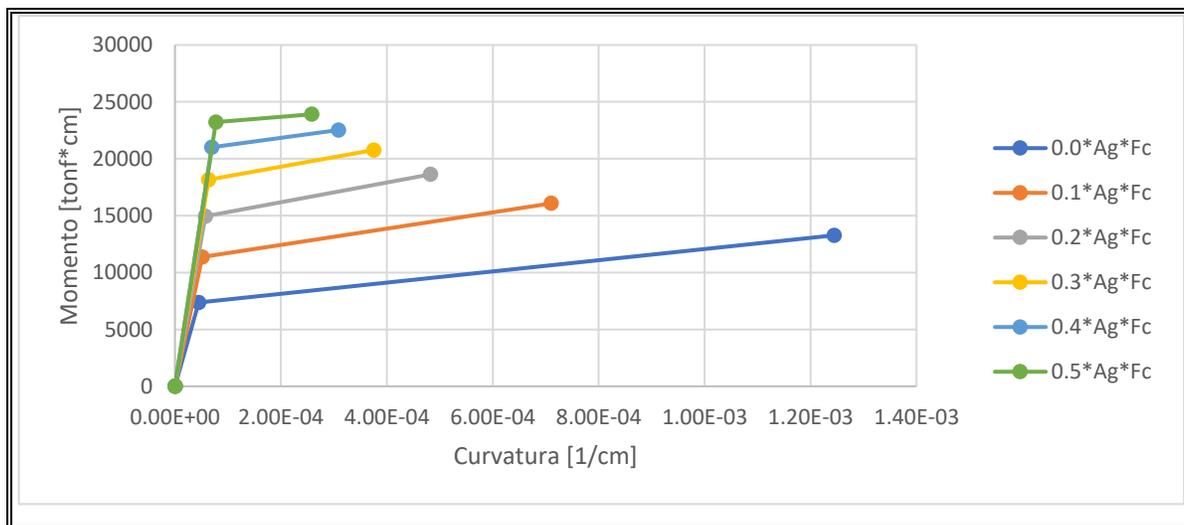


Figura IV-12: Diagrama de momento-curvatura para columna 70x70

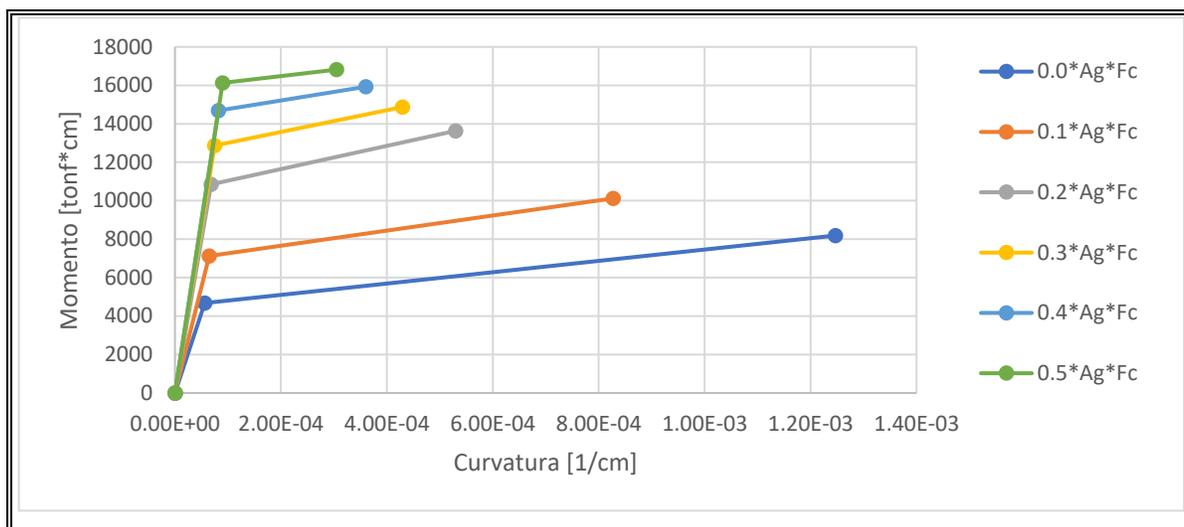


Figura IV-13: Diagrama de momento-curvatura para columna 60x60

La Figura IV-15 y Figura IV-16 muestran los diagramas de momento-rotación para la columna 70x70 y 60x60, respectivamente. Para todos los diagramas, se consideraron las recomendaciones ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013) para determinar los parámetros de modelación que se muestra en la Figura IV-14.

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							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$						
≤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

Figura IV-14: Parámetros de modelación y aceptación para columnas. Fuente: ASCE41

(American Society of Civil Engineers, 2013)

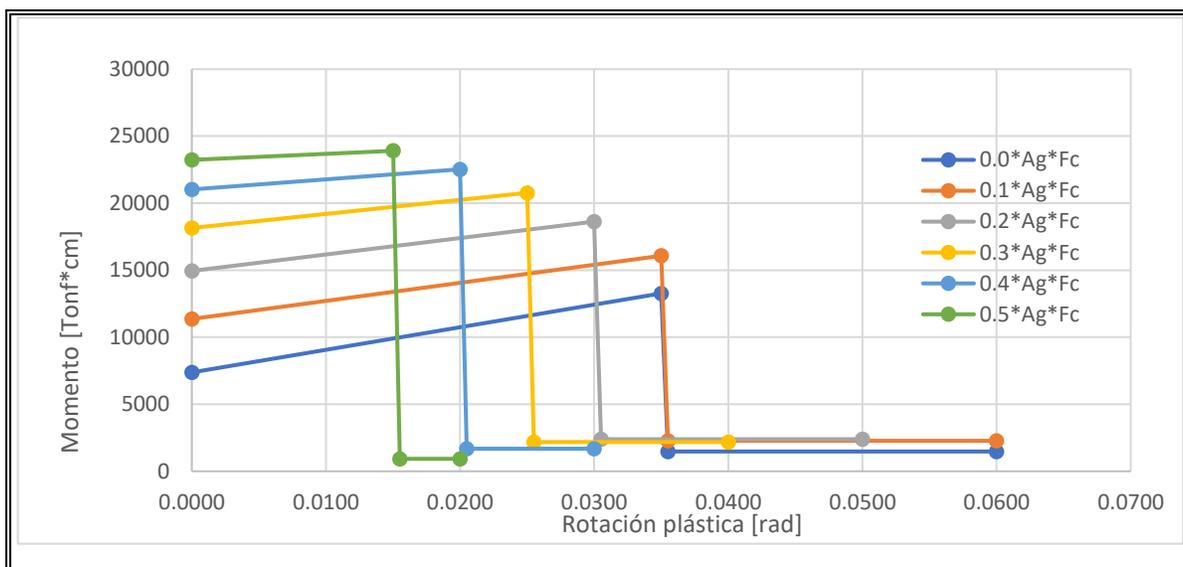


Figura IV-15: Diagrama de momento-rotación plástica para columna 70x70

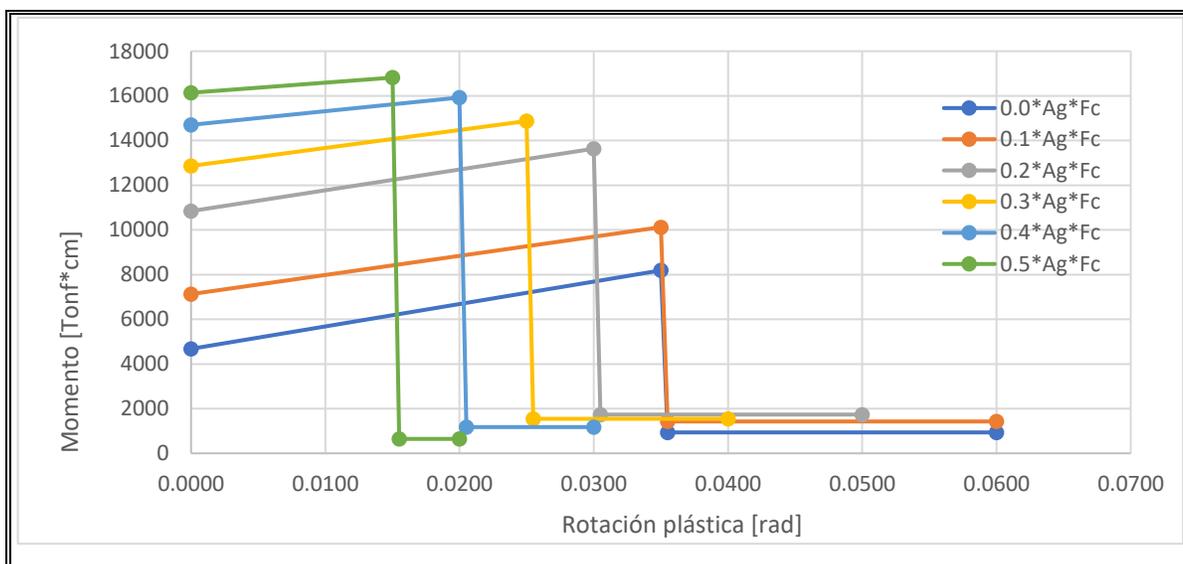


Figura IV-16: Diagrama de momento-rotación plástica para columna 60x60

IV.2.3. Muros

Los muros se modelan con elementos tipo *frame*, con rótula plástica concentrada en la base (rótula M3). El efecto de agrietamiento de los muros se considera asumiendo una rigidez al corte de $0.50A_g$, según lo sugiere el documento Diseño Sísmico Basado en Desempeño (ACHISINA, 2017).

La Figura IV-17 muestra la relación de momento-curvatura para los muros estructurales para distinta carga axial. De igual manera que las vigas y columnas, los diagramas de momento-curvatura se determinaron mediante la iteración del eje neutro hasta alcanzar el equilibrio de fuerzas externas e internas. La Figura IV-17 muestra que la ductilidad de curvatura se reduce a medida que incrementa la carga axial. Asimismo, para una carga de $0.4f'_cA_g$, se puede ver que la capacidad de deformación es casi nula. De lo anterior, se entiende porqué el decreto D.S.60 limita la carga axial de los muros a $0.35f'_cA_g$.

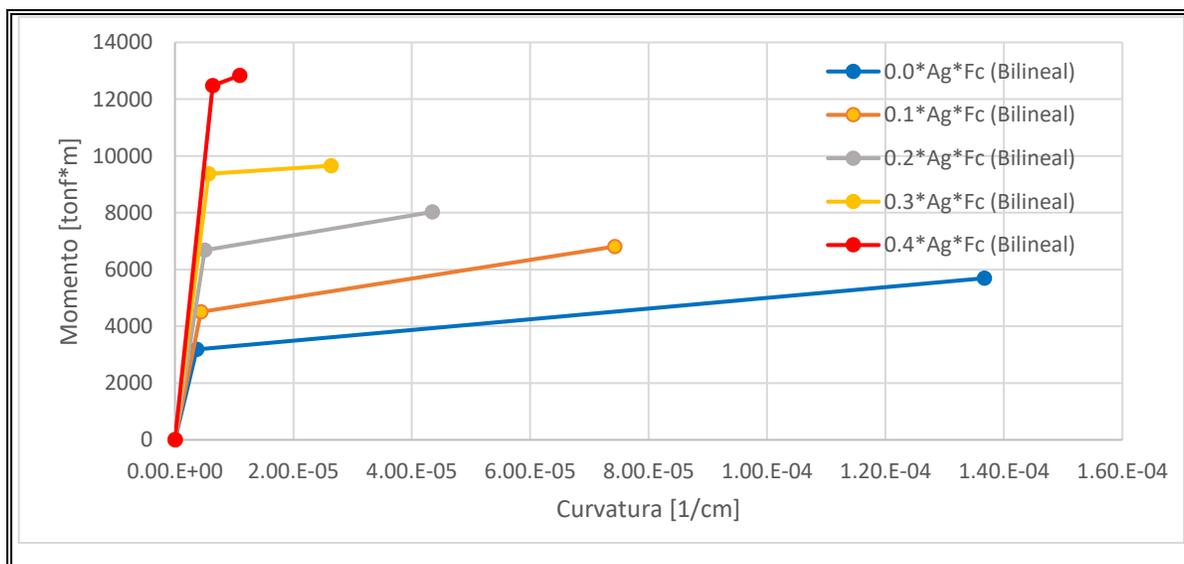


Figura IV-17: Diagrama de momento-curvatura para muros

La Figura IV-18 muestra la relación de momento-rotación de las rotulas de los muros según las recomendaciones de ASCE41 (American Society of Civil Engineers, 2013), las cuales se muestran en la Figura IV-19. El código establece que, a mayor cargar axial, menor será la ductilidad del elemento. Asimismo, entre mayor es la carga que recibe el elemento, menor será su resistencia residual.

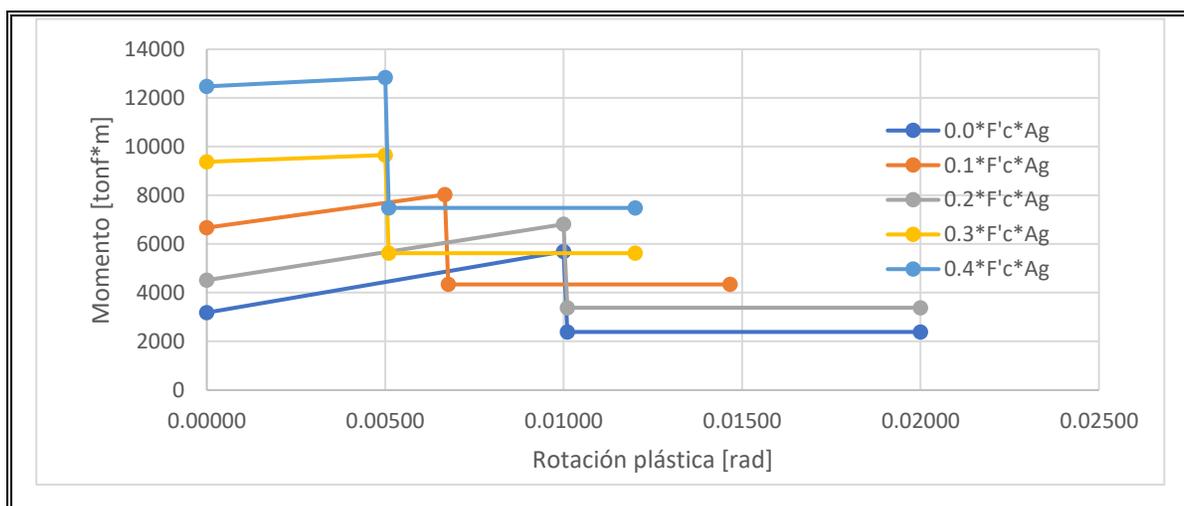


Figura IV-18: Diagrama de momento-rotación para muros

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments			0.015					
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ^b						
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura IV-19: Parámetros de modelación y aceptación para muros. Fuente: ASCE41

(American Society of Civil Engineers, 2013)

V. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

La evaluación del desempeño del edificio de estudio se verifica mediante el sismo máximo considerado (SMC), el cual busca someter a la estructura a una capacidad de deformación adicional con respecto a la demanda de deformación de diseño. La evaluación se realiza con el modelo descrito en los capítulos anteriores, donde todos los elementos a evaluar son del tipo *frame* con rótulas plásticas en sus extremos. Los criterios de aceptación a nivel global y a nivel de componente son determinados por el documento Diseño Sísmico Basado en Desempeño (ACHISINA, 2017) y se detallan de manera explícita en los capítulos posteriores. La Figura V-1 muestra una visita 3D del modelo del edificio y un par de elevaciones del modelo que muestran la asignación de rótulas plásticas.

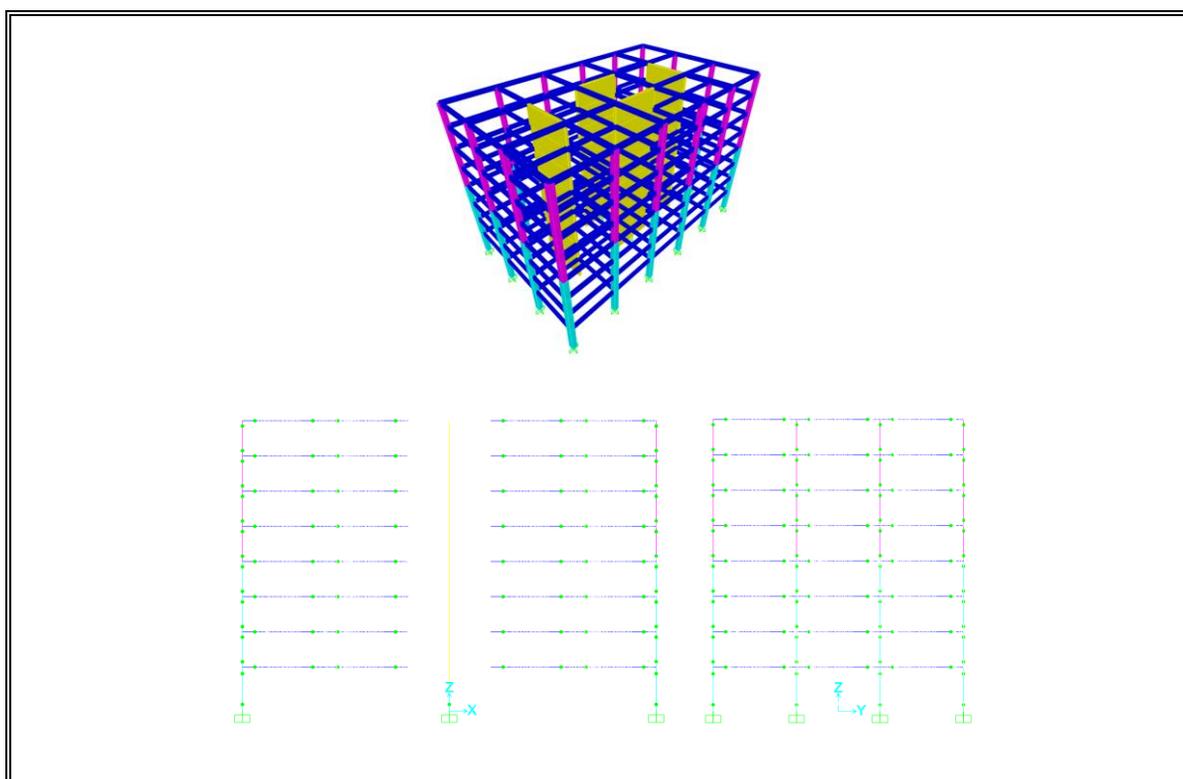


Figura V-1: Modelo NL 3D y elevaciones tipos con asignación de rótulas plásticas

La Tabla V-1 muestra los resultados del análisis modal utilizando el modelo que considera la disminución de la rigidez al corte para los muros y la disminución de la inercia para vigas y columnas. A diferencia del modelo de diseño, este modelo considera una mayor flexibilidad con un aumento del periodo del 14%.

Tabla V-1: Periodos e información sísmica del modelo no lineal

TIPO SUELO	B	Dirección X			Dirección Y		
		Tn	0.87	seg	Tn	0.89	seg
To	0.3	Ro	11	-	Ro	11	-
T'	0.35	ZS	2	-	ZS	2	-
N	1.33	Ao	0.3	-	Ao	0.3	-
P	1.5	CI	1.2	-	CI	1.2	-

V.1. Desplazamiento de techo objetivo

El documento Diseño Sísmico Basado en Desempeño (ACHISINA, 2017) recomienda que, los registros a utilizar para un análisis dinámico se deban modificar de manera que el promedio de los espectros de desplazamientos combinados mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) para todos los pares de registros, no resulte menor que 1.17 veces el espectro elástico de desplazamientos que propone NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009a). Dado lo anterior, el desplazamiento de techo objetivo se considera igual al espectro de desplazamiento de la norma amplificado por 1.17.

Alternativamente, el documento de ACHISINA permite utilizar el Sismo Máximo Considerado (SMC), de tal manera que, para un análisis estático no lineal (*Pushover*), lleve a la estructura a un 40% mayor que el desplazamiento de techo obtenido para el sismo de diseño. Este desplazamiento de techo se obtiene con la siguiente ecuación.

$$\delta_{techo} = 1.4[1.17S_{de}(T_n)]$$

Donde, S_{de} es el espectro de desplazamiento elástico, el cual se obtiene a partir del espectro de pseudo aceleración S_a mediante la siguiente expresión.

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a C_d^*$$

La Tabla V-2 presenta los desplazamientos de techo obtenidos en dirección X e Y. El desplazamiento máximo de techo en dirección X es de 13.93 cm, equivalente a un 5.27 por mil con respecto a su altura. Por otro lado, el desplazamiento máximo de techo en dirección Y es de 14.32 cm, equivalente a un 5.42 por mil con respecto a su altura.

Tabla V-2: Desplazamiento de techo objetivo

Datos	Dirección X	Dirección Y	
α	0.92	0.89	-
S_a	3.24	3.13	m/s ²
S_a	324.0	313.0	cm/s ²
C_d^*	1.37	1.39	-
S_{de}	8.51	8.74	cm
1.17 [S_d]	9.95	10.23	cm
1.40 [1.17 S_d]	13.93	14.32	cm

V.2. Análisis estático no lineal (*pushover*)

El desempeño de la estructura se evaluó mediante un análisis estático no lineal (*pushover*), llevando a la estructura al desplazamiento de techo objetivo mediante un patrón de carga igual al del primer modo de vibración dependiendo de la dirección de análisis. La Figura V-2 muestra los desplazamientos del primer modo, los cuales son los utilizados para inducir a la estructura en el *pushover*. De la misma manera, se obtienen los desplazamientos del edificio a lo largo de la altura cuando se lleva al desplazamiento de techo objetivo. La Figura V-3 muestra los desplazamientos para ambas direcciones de análisis.

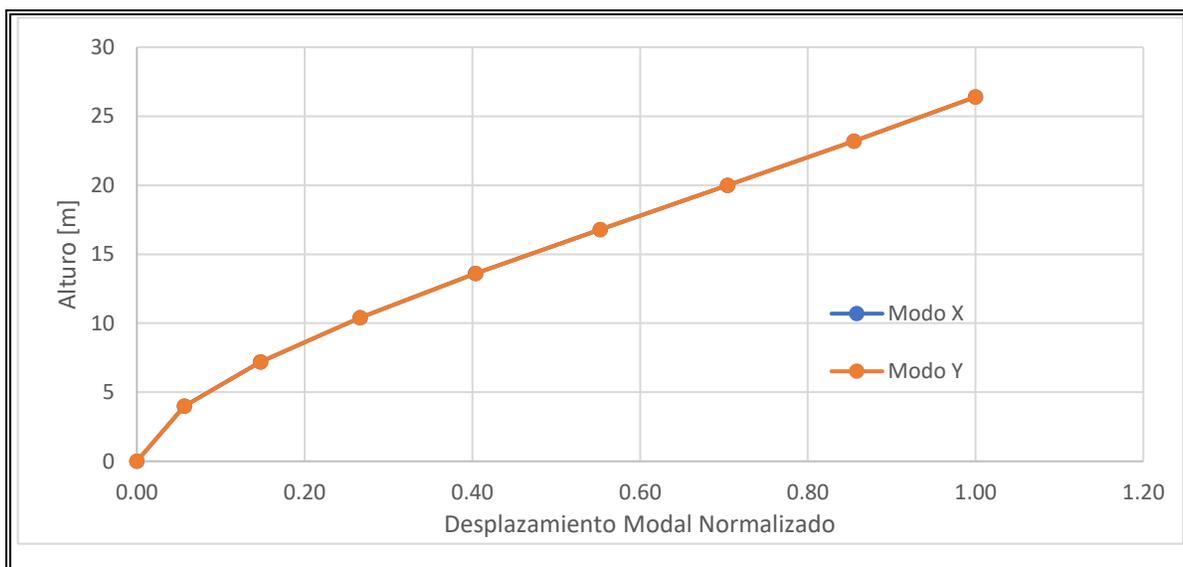


Figura V-2: Patrón de carga en base al modo de vibración fundamental

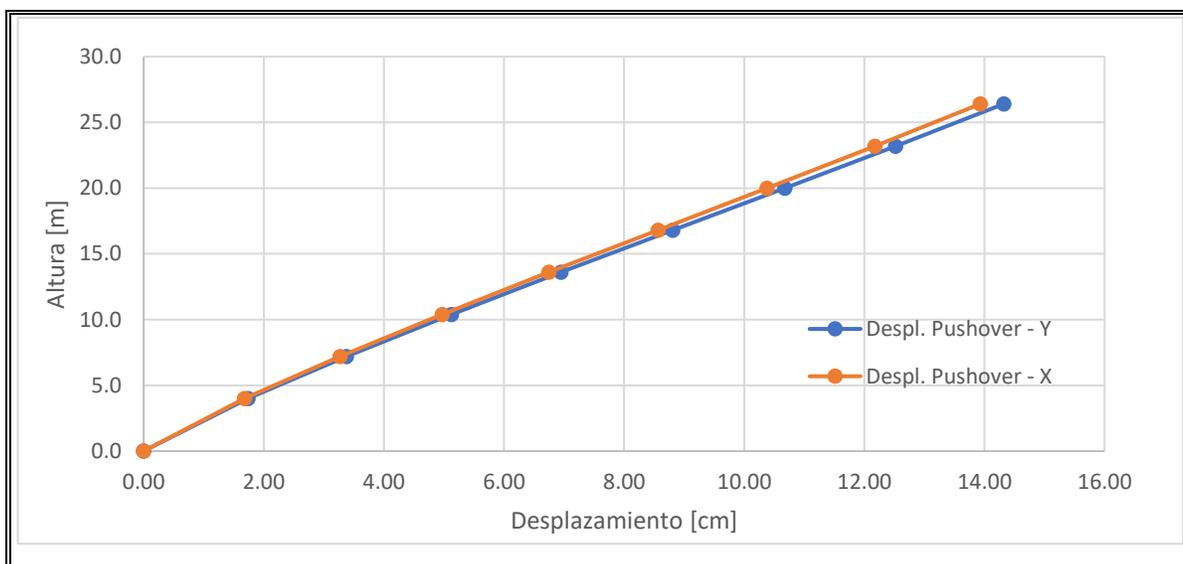


Figura V-3: Desplazamientos del edificio en la altura (*pushover*)

La Figura V-4 ilustra la relación entre el corte basal y el desplazamiento del techo obtenido del *pushover*. El corte basal máximo alcanza las 1250 tonf en ambas direcciones, que es 2.8 veces mayor a las 440 tonf obtenidas en el corte de diseño. Adicionalmente, la Figura V-4 muestra que la estructura alcanza su punto de fluencia antes del desplazamiento objetivo S_{de}

que propone el D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a). Finalmente, se aprecia que la rigidez de la estructura se mantiene constante después de la fluencia, alcanzando los desplazamientos de techo objetivo $1.4[1.17S_{de}]$ que propone del documento de ACHISINA.

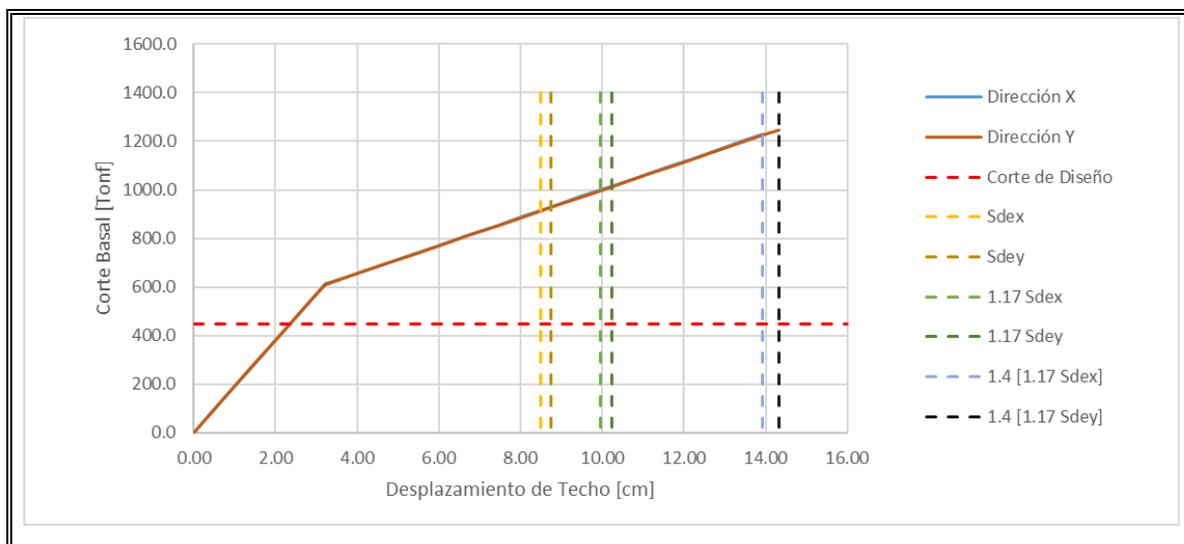


Figura V-4: Corte basal v/s desplazamiento – análisis *pushover*

La Figura V-5 muestra la relación entre el corte basal/peso sísmico y el desplazamiento de techo/altura total de techo. De esta forma, se puede entender mejor los órdenes de magnitud de los distintos fenómenos. Por ejemplo, que la estructura fluye al 8% de la relación del corte basal con respecto a peso sísmico.

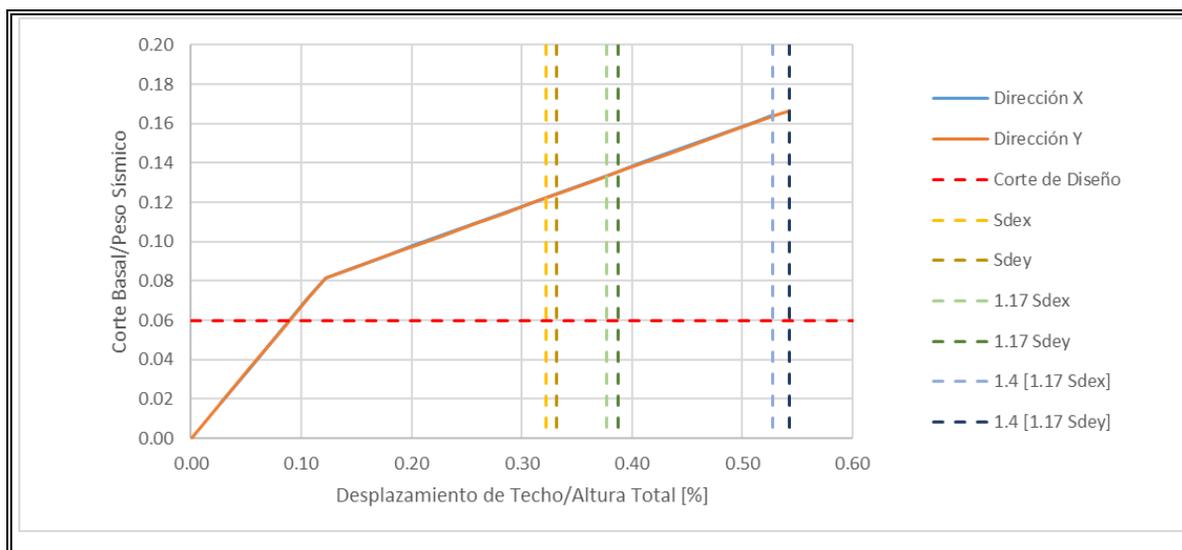


Figura V-5: Corte basal/Peso sísmico v/s Desplazamiento de techo/Altura total (%)

V.3. Verificación de desempeño global

El parámetro que define el desempeño global según el documento de ACHISINA es el *drift* (derivas de entrepiso). El documento establece un *drift* máximo para cualquier punto de la planta para el estado límite y depende de los elementos no estructural que componen la estructura.

- Los edificios con elementos no estructurales frágiles no pueden superar un *drift* de entrepiso de 0.005.
- Los edificios con elementos no estructurales dúctiles no pueden superar un *drift* de entrepiso de 0.007.

La Figura V-6 presenta los *drift* de entrepiso de la estructura cuando ésta alcanza su desplazamiento objetivo de techo para cada una de las direcciones. La Figura V-6 también muestra los límites de *drift* de entrepiso de 0.005 y 0.007 que establece el documento de ACHISINA.

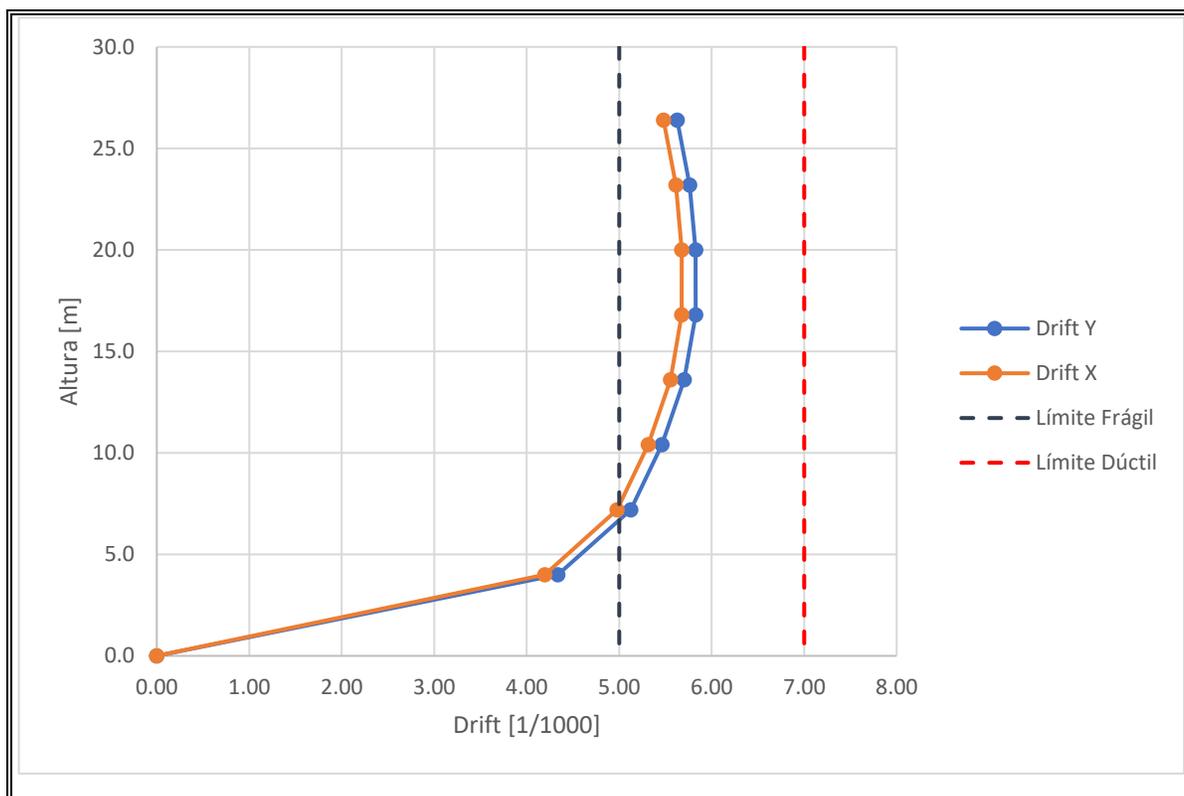


Figura V-6: *Drift* de entrespiso – análisis *pushover*

V.4. Verificación de desempeño a nivel de componentes

La verificación del desempeño a nivel de componentes se hace mediante a la evaluación de las deformaciones de los elementos estructurales. La Tabla V-3 muestra los límites de las deformaciones admisibles que propone el documento de ACHISINA.

Tabla V-3: Límite de rotaciones y deformaciones admisibles por ACHISINA

Muros HA	
Acortamiento unitario en el hormigón confinado:	0.008
Acortamiento unitario en el hormigón no confinado:	0.003
Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.030
Columnas de marco HA	
Rotación plástica [rad]:	0.005

Vigas de marco HA	
Rotación plástica [rad]:	0.010

V.4.1. Vigas y columnas

Tanto para las vigas como para las columnas se revisan las rotaciones plásticas que experimentan cuando la estructura se somete al desplazamiento objetivo de techo que establece el documento de ACHISINA de $1.4[1.17S_{de}]$. La Figura V-7 y Figura V-8 muestra que las vigas no incurrieron en el rango no lineal producto que no generan rótulas plásticas en sus extremos y los momentos obtenidos del análisis *pushover* son menos que el momento de fluencia. Las columnas, por otro lado, tuvieron leves deformaciones plásticas en las bases del primer piso, siendo ésta, donde mayor se concentraron los esfuerzos y las rotaciones.

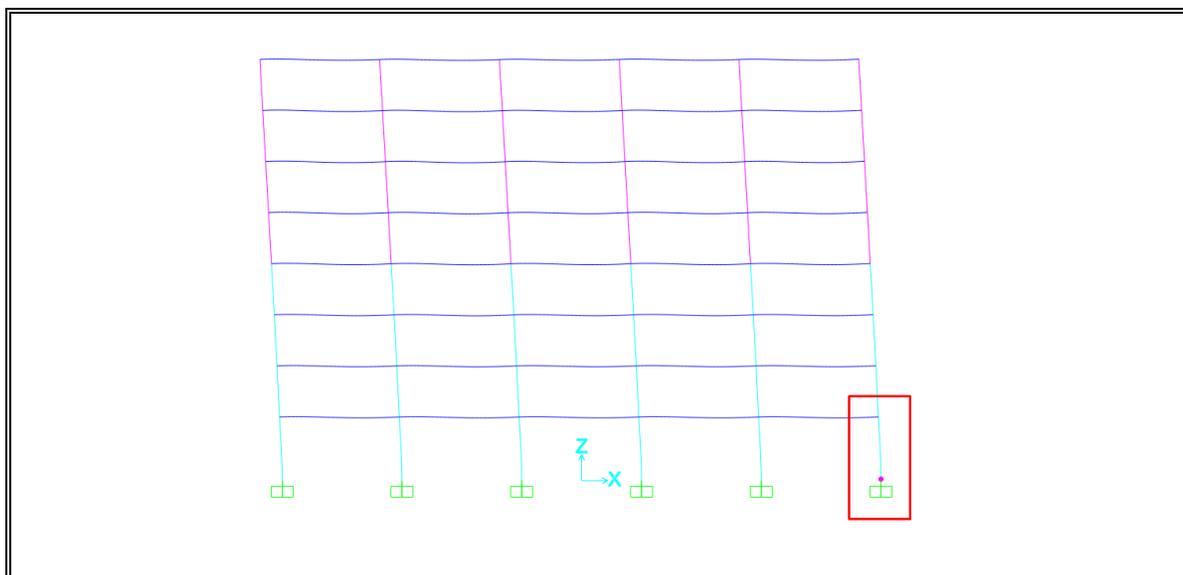


Figura V-7: Rótulas plásticas del marco tipo en dirección X para el desplazamiento de techo propuesto por ACHISINA – análisis *pushover*

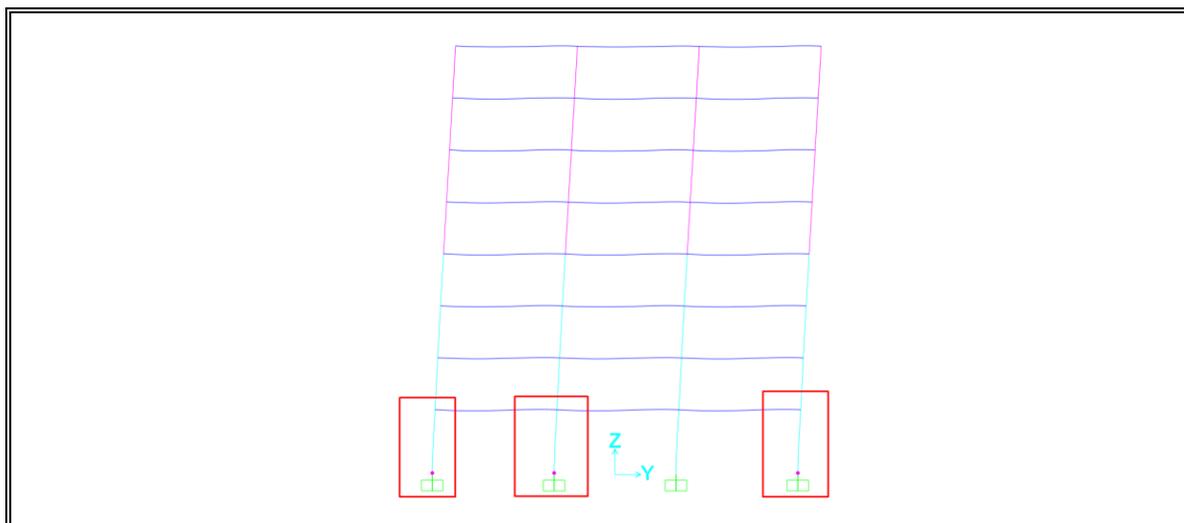


Figura V-8: Rótulas plásticas del marco tipo en dirección Y para el desplazamiento de techo propuesto por ACHISINA – análisis *pushover*

La Figura V-9 muestra la relación momento-rotación plástica que se obtiene de la columna más solicitada del edificio en estudio. La rotación plástica de la columna más solicitada alcanza un valor máximo de 0.000303 [rad], equivalente a un 6% del valor admisible que propone ACHISINA de 0.005 [rad], lo cual se considera una rotación bastante menor a lo admisible.

Los resultados obtenidos en las columnas y vigas se pueden considerar esperables, porque la resistencia de la estructura está concentrada en los muros. De los resultados obtenidos se puede desprender por qué el D.S.60 permite diseñar los marcos como pórticos intermedios cuando los muros toman el 75% de corte basal y en estos edificios el código reconoce que tanto vigas como columnas no estarán sometidos a grandes deformaciones.

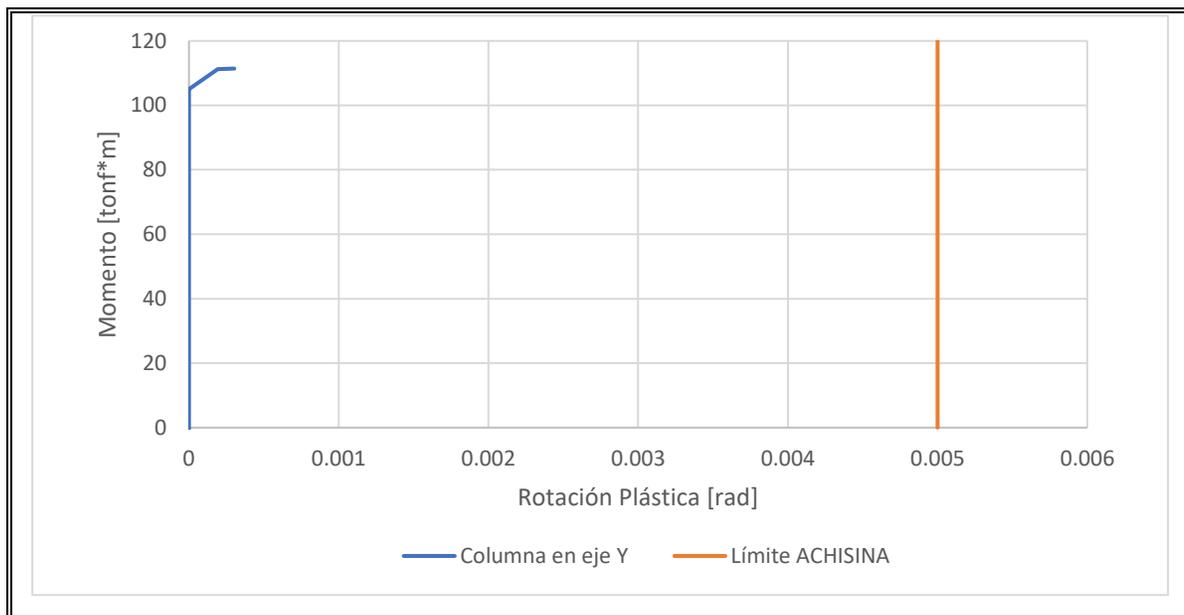


Figura V-9: Diagrama de momento-rotación columna de H.A – análisis *pushover*

V.4.2. Muros

Los muros de hormigón armado no se verifican directamente mediante la rotación, a diferencia de las vigas y columnas. Para estos elementos es necesario determinar las deformaciones unitarias del hormigón confinado, hormigón no confinado y el acero más traccionado, para poder determinar si los componentes cumplen con los valores límites que propone el documento de ACHISINA. La Figura V-10 muestra la relación momento-rotación plástica del muro de hormigón armado obtenida del análisis *pushover*.

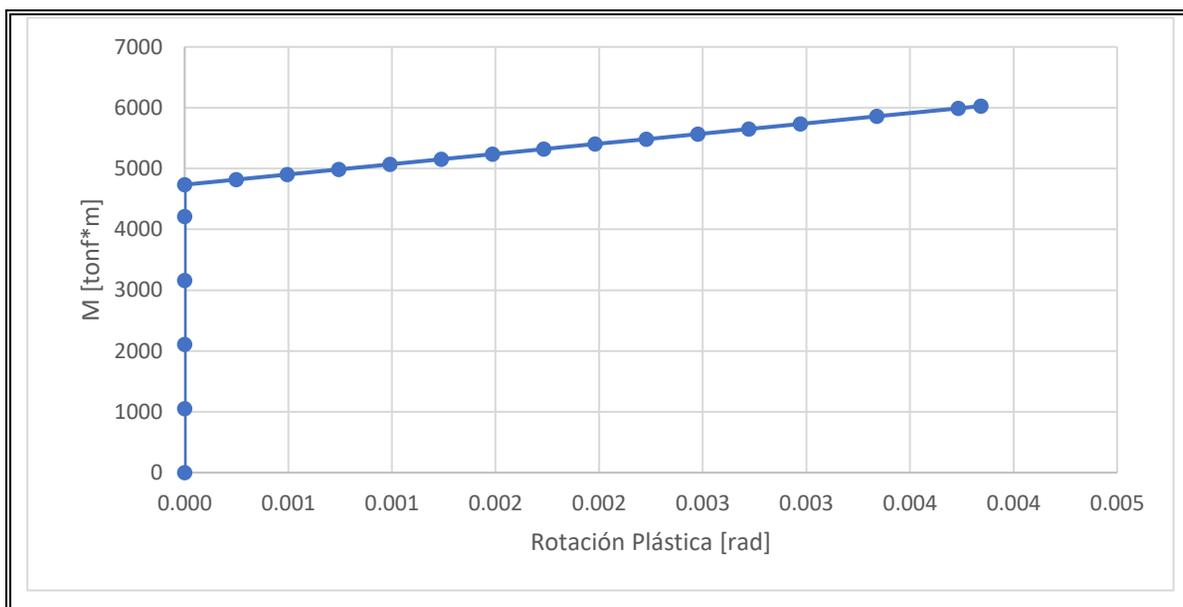


Figura V-10: Diagrama de momento-rotación plástica muro de H.A. – análisis *pushover*

Para determinar las deformaciones unitarias del hormigón y el acero, se debe transformar de la rotación a curvatura. Para ello, se hace una idealización de las rotaciones elásticas y plásticas, como muestra la Figura V-11.

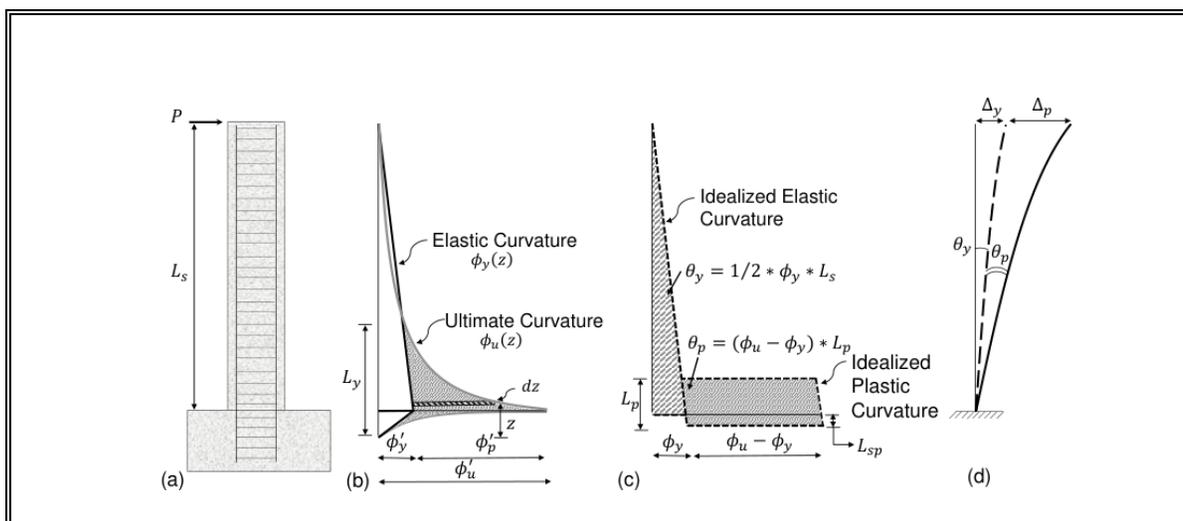


Figura V-11: Idealización elástica y plástica de la curvatura. Fuente: (Pokhrel & Bandelt,

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) * L_p$$

$$\phi_u = \frac{\theta_p}{L_p} + \phi_y$$

La rotación plástica θ_p se obtiene a partir del *pushover*, la curvatura de fluencia ϕ_y se determinó anteriormente en el cálculo de momento-curvatura de los elementos (ver Figura IV-17), pero el largo plástico L_p es un variable ampliamente discutida y son muchos los autores que han propuesto fórmulas empíricas y experimentales para llegar a este valor. Estas ecuaciones se han propuesto para simular con precisión el desplazamiento final de los muros, y no necesariamente para coincidir con la longitud real donde se concentran las deformaciones y daños (Pozo et al., 2021). A continuación, se presentan algunas ecuaciones de largo plástico y se muestra cómo incide este valor en el resultado final del desempeño.

- 1) $L_p = 0.2L_w + 0.044 \left(\frac{M}{V}\right)$ (Paulay, 1993).
- 2) $L_p = \left(0.2L_w + 0.05 \left(\frac{M}{V}\right)\right) \left(1 - 1.5 \frac{P}{f'_c A_g}\right) \leq 0.8L_w$ (Bohl & Adebar, 2011).
- 3) $L_p = 0.27L_w \left(1 - \frac{P}{f'_c A_g}\right) \left(1 - \frac{f_y \rho_{sh}}{f'_c}\right) \left(\frac{M/V}{L_w}\right)^{0.45}$ (Kazaz, 2013).
- 4) $L_p = 2.5t_w$ (Hube et al., 2014).

Donde L_w es el largo del muro, M/V es la relación entre el momento y el corte esperado en la rótula plástica, $P/(f'_c A_g)$ es la relación de la carga axial del muro, ρ_{sh} es la cuantía de refuerzo horizontal, f_y es la tensión de fluencia del acero y f'_c es la resistencia a la compresión del concreto no confinado. Las deformaciones unitarias se determinan de manera inversa a como se obtuvieron en la relación momento-curvatura del Capítulo IV, dado que ahora se conoce el valor de la curvatura última ϕ_u , se itera el valor del eje neutro

(c) para alcanzar el equilibrio de fuerzas internas y externas, y con ello, es posible determinar las deformaciones unitarias en el acero y en el hormigón. La Tabla V-4 presenta los resultados de las deformaciones unitarias del acero ϵ_s , hormigón confinado ϵ_{cc} , y hormigón no confinado ϵ_c para distintos valores de largos plásticos.

Tabla V-4: Deformación unitaria para distintos valores de largo plástico

Ecuación	L_p [m]	c [cm]	ϵ_{cc}	ϵ_{nc}	ϵ_s	Mu [tonf*m]
1	2.748	138.31	-0.00249	-0.00177	0.01186	4649.8
2	2.420	132.71	-0.00263	-0.00184	0.01319	4669.3
3	3.136	144.30	-0.00235	-0.00170	0.01065	4671.1
4	0.875	99.76	-0.00465	-0.00279	0.03296	5243.9

La Figura V-12 ilustra las deformaciones unitarias a lo largo del muro. Además, se presentan los límites propuestos por ACHISINA para las deformaciones tanto del acero (+0.03) como del hormigón confinado (-0.008) y no confinado (-0.003). La Figura V-12 muestra que las tres primeras ecuaciones poseen comportamientos similares, sin variaciones significativas en los resultados. Sin embargo, la ecuación (4) arroja valores considerablemente mayores, lo que implicaría que la deformación del acero no cumple con los requisitos establecidos por el documento de ACHISINA.

El momento último de la ecuación (4) tiene un valor de 5244 [tonf*m], el cual es mayor al momento de fluencia de 4800 [tonf*m] (ver Figura V-10). Por otro lado, las otras tres fórmulas presentan momentos considerablemente bajos, incluso por debajo del momento de fluencia. A la luz de estos resultados, se puede inferir que la expresión (4) sería la mejor opción para evaluar el desempeño del muro, aunque no satisface el requisito de tracción de 0.03 establecido por ACHISINA.

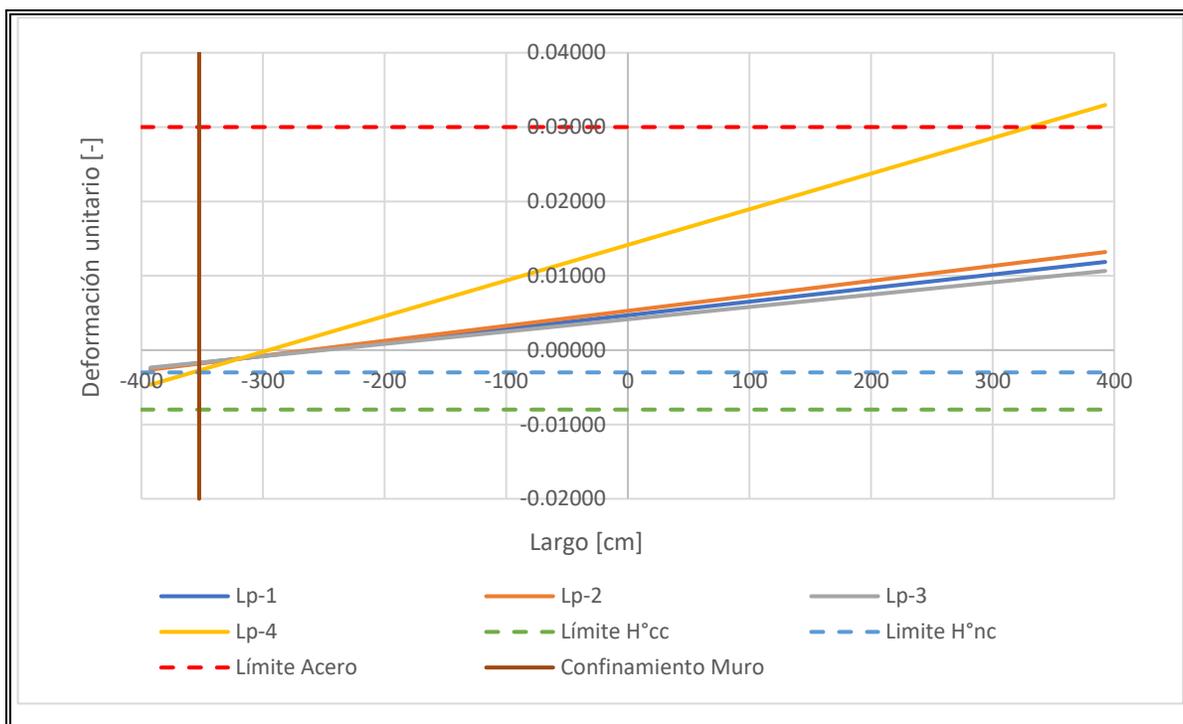


Figura V-12: Deformación unitaria del hormigón a compresión y acero a tracción

El documento de ACHISINA establece verificar los elementos mediante resistencia, los cuales deben ser clasificados como elementos críticos o no críticos. Dado que, el muro es un elemento que su falla al corte pueda ocasionar consecuencias severas en la estabilidad estructural, es necesario clasificarlo como elemento crítico y cumplir con lo siguiente:

$$\lambda V_u \leq \phi V_n$$

Donde,

- $\lambda = 1.5$ para elementos críticos.
- $V_u =$ Demanda del *pushover*.
- $V_n =$ Resistencia nominal al corte de acuerdo con el código del material vigente, pero usando los valores basados en las resistencias esperadas de los materiales con una *malla* $\phi 10a13 = 696.13 \text{ tonf}$.
- $\phi = 1.0$

La Figura V-13 muestra los esfuerzos de cortes máximos en la altura del muro para el desplazamiento de techo de 14.32 mediante el análisis *pushover* y el análisis modal espectral (AME). La figura muestra que el muro no es capaz de resistir la sollicitación del *pushover* según el criterio de aceptación que establece ACHISINA. Adicionalmente, se puede ver en la figura que los esfuerzos de corte en el muro mediante el análisis *pushover* son hasta 3 veces mayor que los esfuerzos de corte con AME.

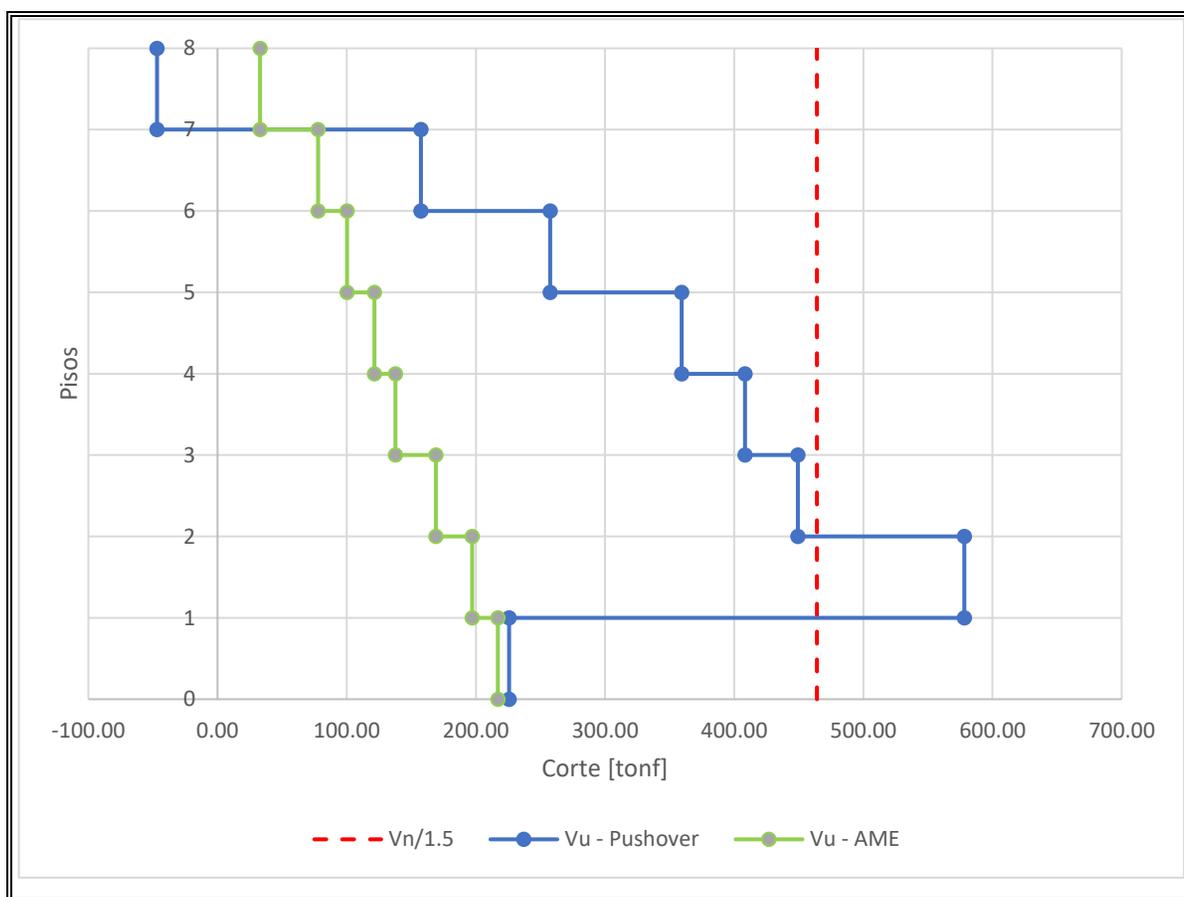


Figura V-13: Demanda y capacidad de corte en muros

VI. CONCLUSIONES

En esta actividad de graduación se evalúa el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado, utilizando el procedimiento propuesto por ACHISINA. Para la evaluación se verificaron los límites de *drift* (derivadas entrepiso), las rotaciones de vigas y columnas y las deformaciones unitarias de hormigón confinado, no confinado y el acero de refuerzo traccionado. Del análisis se puede concluir lo siguiente:

El edificio de hormigón armado analizado en este estudio cumple con los criterios de aceptación a nivel global definido en el documento de ACHISINA, aunque no necesariamente a nivel de cada componente. Las vigas no llegaron a entrar en el rango no lineal, mientras que las columnas experimentaron ligeras deformaciones plásticas mínimas en comparación con las permitidas. Respecto a los muros, las deformaciones unitarias del hormigón confinado se mantuvieron dentro de los límites aceptables, pero el acero en tracción y el hormigón no confinado mostraron deformaciones unitarias superiores a las especificadas por ACHISINA.

Es fundamental señalar que la evaluación del desempeño de los muros depende del supuesto de longitud de rótula plástica, que ha sido ampliamente discutida en la literatura y para la cual aún no se ha alcanzado un consenso en cuanto a los valores aceptables. La definición de esta longitud condiciona la aceptación o el rechazo del desempeño según el valor adoptado.

Los valores de *drift* obtenidos del análisis inelástico cumplen con el criterio de aceptación global de 0.005 si se considera que el edificio no tiene elementos no estructurales dúctiles. Sin embargo, la normativa actual (NCh433) no distingue entre elementos estructurales y no estructurales, por lo que su uso debe definirse claramente en el diseño estructural del edificio.

El corte basal obtenido a través del AME fue 2.8 veces inferior en comparación con los resultados derivados del análisis *pushover* para el nivel de desempeño evaluado. Junto con lo anterior, los esfuerzos de corte de los muros fue 3.0 veces mayor mediante con el análisis *pushover* con respecto al AME, siendo los muros incapaces de cumplir el criterio de aceptación de elementos controlados por resistencia que establece ACHISINA. En este escenario, se recomienda tener en cuenta el diseño por capacidad que promueve evitar la falla frágil y provee a los elementos de mayor ductilidad para poder generar rótulas plásticas. Finalmente, la cláusula propuesta por el D.S. N°60 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011a) que permite diseñar los marcos continuos de una estructura mixta de hormigón armado como marcos intermedios cuando los muros toman el 75% del corte en la base, es considerada aceptable. Esto se debe a que, las vigas de la estructura analizada no mostraron deformaciones plásticas y las columnas presentaron una baja incursión del rango no lineal.

BIBLIOGRAFIA

ACHISINA (2017). Diseño Sísmico Basado en Desempeño – Un Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. Santiago, Chile.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-08) y Comentario. United States of America.

American Society of Civil Engineers (2013). ASCE standard ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. United States of America.

Bohl A, Adebar P. Plastic hinge length in high-rise concrete shear walls. ACI Struct J 2011;108:148-57

Córdova, C. (2015). Diseño de Estructuras de Hormigón Armado (3ªed.). Santiago, Chile.

Ferj, M. (2016). Evaluación del Desempeño Sísmico de Hospitales Aislados y Convencionales a Través de un Análisis de Fragilidad

Hube, M., Marihuen A., de la Llera J.C., Stojadinovic, B. (2014) Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. Eng. Struct 80 (2014) 377-388.

Instituto Nacional de Normalización. (2009a). NCh 433 Of.1996 – Modificada 2009: Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2009b). NCh 1537 Of.1996: Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh 3171 Of.2010: Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Santiago, Chile.

Kazaz I. Analytical study on plastic hinge length of structural walls. J Struct Eng 2013;139:1938-50.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011a) DS N°60: Reglamento de que fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado. Santiago, Chile.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011b) DS N°61: Reglamento de que fija el Diseño Sísmico de Edificios. Santiago, Chile.

Paulay T, Priestley MJN. Stability of ductile structural walls. ACI Struct J 1993:385-92.

Pokhrel M, Bandelt MJ. Plastic hinge behavior and rotation capacity in reinforced ductile concrete flexural members. Eng Struct 2019;200(May):109699.

Pozo, J. D., Hube, M. A., and Kurama, Y.C. (2021). Effect of material regularization in plastic hinge integration analysis of slender planar RC walls. Engineering Structures, 239 (2021), 1-14.

ANEXOS

ANEXO A: RESUMEN DE DISEÑO DE MUROS

Tabla A-1: Resumen de diseño de muros

Muros		Diseño por FC			Dis. Corte (Kg - cm)			MH		MV		ZC
Pier	Story	σ/fc	$\sigma_c / 0.35fc$	L_c	τ	A_H	A_V	f	@	f	@	
2.1	8	0.04	0.06		1.8	7.0	5.3	10	13	10	17	
2.1	7	0.09	0.15		4.3	8.8	8.8	10	13	10	17	
2.1	6	0.15	0.23		5.5	8.8	8.8	10	13	10	17	
2.1	5	0.22	0.32		6.7	8.8	8.8	10	13	10	17	
2.1	4	0.30	0.41		7.5	8.8	8.8	10	13	10	17	
2.1	3	0.39	0.49		9.3	8.8	8.8	10	13	10	17	
2.1	2	0.50	0.58		10.9	8.8	8.8	10	13	10	17	
2.1	1	0.67	0.67	35	12.1	10.6	8.8	10	13	10	17	SCC
3.1	8	0.04	0.06		1.8	7.0	5.3	10	13	10	17	
3.1	7	0.09	0.15		4.3	8.8	8.8	10	13	10	17	
3.1	6	0.15	0.23		5.5	8.8	8.8	10	13	10	17	
3.1	5	0.22	0.32		6.7	8.8	8.8	10	13	10	17	
3.1	4	0.30	0.41		7.5	8.8	8.8	10	13	10	17	
3.1	3	0.39	0.49		9.3	8.8	8.8	10	13	10	17	
3.1	2	0.50	0.58		10.9	8.8	8.8	10	13	10	17	
3.1	1	0.67	0.67	35	12.1	10.6	8.8	10	13	10	17	SCC
B.1	8	0.04	0.07		1.8	7.0	5.3	10	13	10	17	
B.1	7	0.10	0.16		5.0	8.8	8.8	10	13	10	17	
B.1	6	0.17	0.25		6.4	8.8	8.8	10	13	10	17	
B.1	5	0.25	0.34		7.8	8.8	8.8	10	13	10	17	
B.1	4	0.33	0.44		8.7	8.8	8.8	10	13	10	17	
B.1	3	0.44	0.53		10.7	8.8	8.8	10	13	10	17	
B.1	2	0.56	0.62	35	12.4	10.3	8.8	10	13	10	17	SCC
B.1	1	0.75	0.71	35	13.6	13.2	8.8	10	13	10	17	SCC
E.1	8	0.04	0.07		1.8	7.0	5.3	10	13	10	17	
E.1	7	0.10	0.16		5.0	8.8	8.8	10	13	10	17	
E.1	6	0.17	0.25		6.4	8.8	8.8	10	13	10	17	
E.1	5	0.25	0.34		7.8	8.8	8.8	10	13	10	17	
E.1	4	0.33	0.44		8.7	8.8	8.8	10	13	10	17	
E.1	3	0.44	0.53		10.7	8.8	8.8	10	13	10	17	
E.1	2	0.56	0.62	35	12.4	10.3	8.8	10	13	10	17	SCC
E.1	1	0.75	0.71	35	13.6	13.2	8.8	10	13	10	17	SCC

ANEXO B: DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS SAP2000

S Frame Hinge Property Data for Vigas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-1082.	-0.05
D-	-1082.	-0.023
C-	-6523.	-0.0227
B-	-5412.	0.
A	0.	0.
B	3542.	0.
C	4338.	0.0249
D	708.	0.0252
E	708.	0.05

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

		Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	<input type="text" value="1."/>	<input type="text" value="1."/>
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	<input type="text" value="1."/>	<input type="text" value="1."/>

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	<input type="text" value="3.000E-03"/>	<input type="text" value="-3.000E-03"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	<input type="text" value="0.012"/>	<input type="text" value="-0.012"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	<input type="text" value="0.015"/>	<input type="text" value="-0.015"/>

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Figura B-1: Definición de rótula plástica M3 en viga sin carga axial

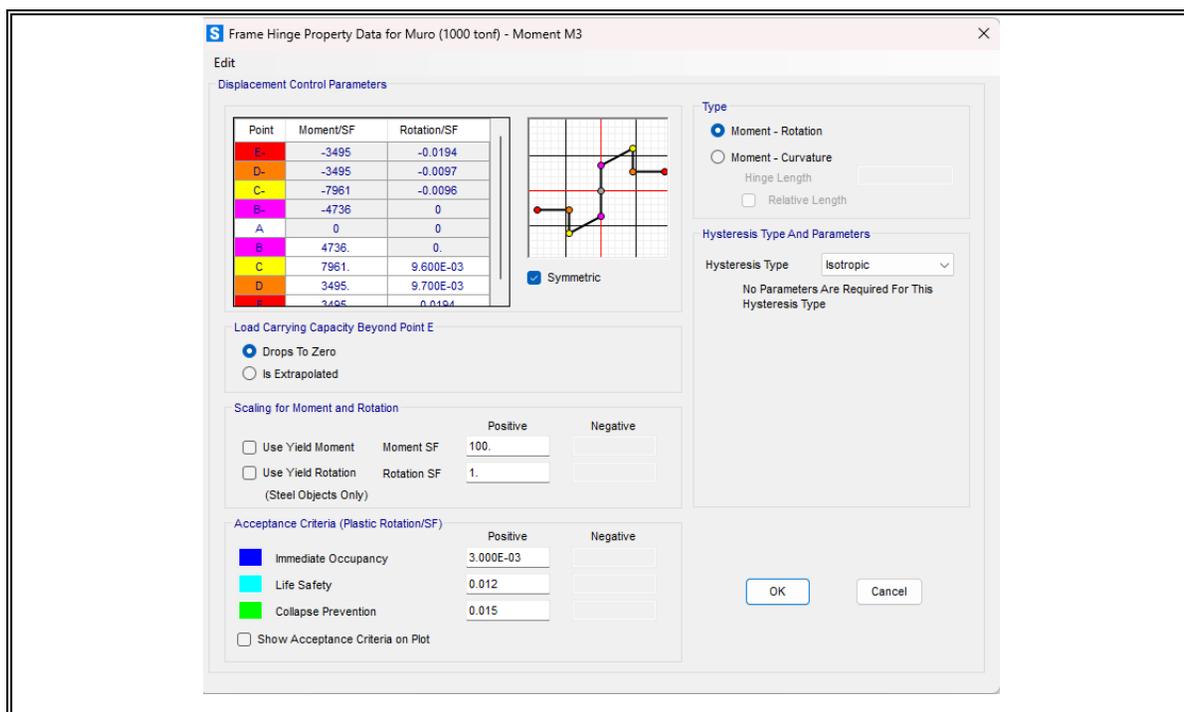


Figura B-2: Definición de rótula plástica M3 en columna a 350 tonf de compresión

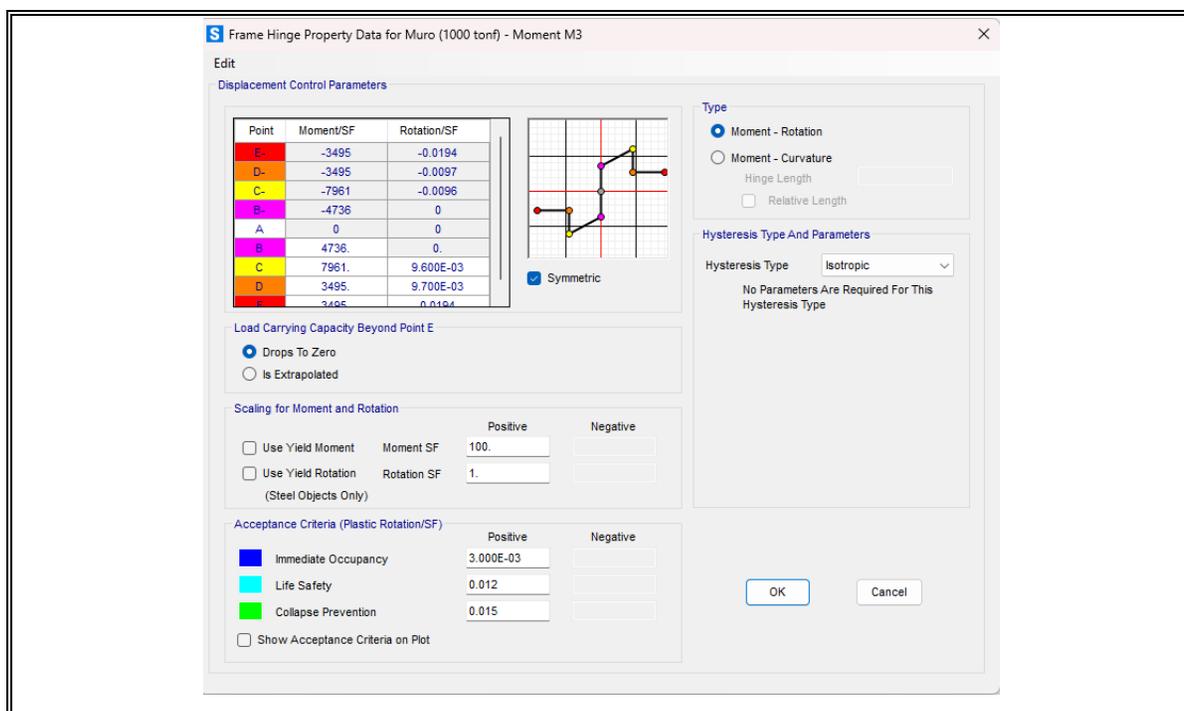


Figura B-3: Definición de rótula plástica M3 en muro a 1000 tonf de compresión

ANEXO C: TABLAS RESULTADOS ANÁLISIS PUSHOVER

Tabla C-1: Desplazamiento y drift en dirección X

Z	H [m]	Despl. Pushover - X	Drift X
[m]	[m]	[cm]	[1/1000]
26.4	3.2	13.93	5.48
23.2	3.2	12.18	5.61
20.0	3.2	10.38	5.68
16.8	3.2	8.56	5.67
13.6	3.2	6.75	5.55
10.4	3.2	4.97	5.31
7.2	3.2	3.27	4.97
4.0	4.0	1.68	4.20
0.0	0.0	0.00	0.00

Tabla C-2: Desplazamiento y drift en dirección Y

Z	H [m]	Despl. Pushover - Y	Drift Y
[m]	[m]	[cm]	[1/1000]
26.4	3.2	14.32	5.63
23.2	3.2	12.52	5.76
20.0	3.2	10.68	5.83
16.8	3.2	8.81	5.83
13.6	3.2	6.95	5.70
10.4	3.2	5.12	5.46
7.2	3.2	3.37	5.12
4.0	4.0	1.73	4.34
0.0	0.0	0.00	0.00

Tabla C-3: Corte basal vs desplazamiento de techo

Desplazamiento Obj. X	Corte Basal X	Desplazamiento Obj. Y	Corte Basal Y
[cm]	[tonf]	[cm]	[tonf]
0.00	0.0	0.00	0.0
0.70	132.3	0.72	135.8
1.39	264.7	1.43	271.6
2.09	397.0	2.15	407.4
2.79	529.3	2.86	543.2
3.22	611.2	3.22	610.6
3.91	651.3	3.94	651.7
4.61	691.5	4.65	692.8
5.31	731.7	5.37	733.9
6.00	771.9	6.08	775.0
6.70	812.1	6.80	816.1
7.40	852.3	7.52	857.2
8.09	892.5	8.23	898.4
8.79	932.6	8.95	939.5
9.49	972.8	9.66	980.6
10.18	1013.0	10.38	1021.7
10.88	1053.2	11.10	1062.8
11.57	1093.4	11.81	1103.9
12.27	1133.6	12.88	1165.1
13.48	1203.0	14.01	1228.0
13.93	1228.6	14.32	1244.7

Tabla C-4: Desplazamiento de techo, rotación plástica y momento en muro

Desplazamiento Obj. Y	R3PI	M3
[cm]	Radians	Tonf-m
0.00	0.000	0
0.72	0.000	1053
1.43	0.000	2107
2.15	0.000	3160
2.86	0.000	4214
3.22	0.000	4736
3.94	0.000	4819
4.65	0.000	4902
5.37	0.001	4985
6.08	0.001	5069
6.80	0.001	5152
7.52	0.001	5235
8.23	0.002	5318
8.95	0.002	5401
9.66	0.002	5484
10.38	0.002	5568
11.10	0.003	5651
11.81	0.003	5734
12.88	0.003	5858
14.01	0.004	5990
14.32	0.004	6027

ANEXO D: DIAGRAMAS DE MOMENTO-CURVATURA Y MOMENTO-ROTACIÓN

Tabla D-1: Valores de momento-curvatura en flexión positiva en viga 30/60

c [cm]	Cc [kg]	ϵ_c	C's [kg]	ϵ_s	Ts [kg]	ϵ_s	Sum = 0	M [ton*cm]	ϕ [1/cm]	θ [rad]
11.06	0	0.00000	0	0.00000	0	0.00000	0	0	0.00E+00	
13.29	4519	0.00007	2953	0.00006	7472	0.00023	0	402	5.29E-06	
13.32	9016	0.00014	5927	0.00011	14944	0.00047	0	804	1.06E-05	
13.35	13491	0.00021	8924	0.00017	22416	0.00070	0	1206	1.59E-05	
13.38	17943	0.00028	11944	0.00023	29888	0.00094	0	1608	2.12E-05	
13.42	22372	0.00036	14988	0.00029	37359	0.00117	0	2010	2.65E-05	
13.45	26776	0.00043	18055	0.00035	44831	0.00140	0	2411	3.19E-05	
13.49	31156	0.00050	21147	0.00041	52303	0.00164	0	2812	3.72E-05	
13.52	35510	0.00058	24265	0.00047	59775	0.00187	0	3214	4.26E-05	
13.56	39838	0.00065	27409	0.00053	67247	0.00211	0	3615	4.79E-05	
13.59	44140	0.00072	30579	0.00059	74719	0.00234	0	4016	5.33E-05	0.0000
5.86	33816	0.00140	41580	0.00080	75396	0.01234	0	4162	2.39E-04	
4.74	36007	0.00201	49025	0.00095	85031	0.02234	0	4706	4.23E-04	
4.25	38083	0.00258	54874	0.00106	92957	0.03234	0	5149	6.07E-04	
3.96	39445	0.00313	59846	0.00116	99291	0.04234	0	5501	7.91E-04	
3.77	40047	0.00367	64112	0.00124	104159	0.05234	0	5770	9.74E-04	
3.63	40165	0.00420	67534	0.00131	107699	0.06234	0	5965	1.16E-03	
3.51	39994	0.00470	70069	0.00135	110064	0.07234	0	6096	1.34E-03	
3.41	39656	0.00519	71770	0.00139	111427	0.08234	0	6171	1.52E-03	
3.27	38881	0.00602	73198	0.00142	112078	0.10000	0	6207	1.84E-03	

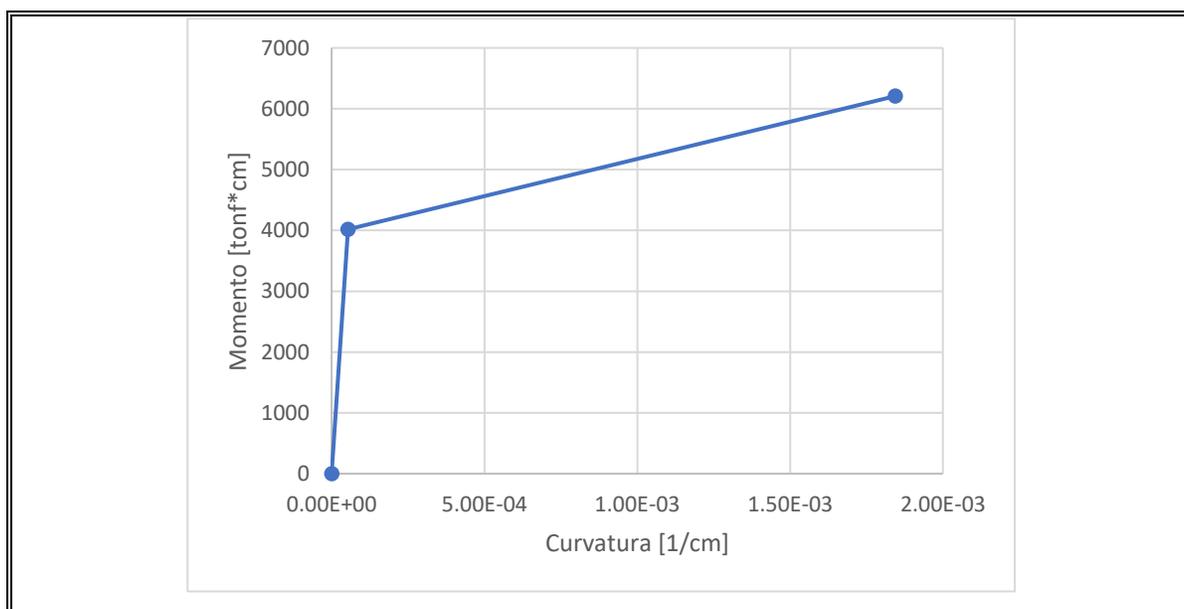


Figura D-1: Diagrama de momento-curvatura bilineal en flexión positiva viga 30/60

Tabla D-2: Valores de momento-curvatura en flexión negativa en viga 30/60

c [cm]	Cc [kg]	ϵ_c	C's [kg]	ϵ_s	Ts [kg]	ϵ_s	Sum = 0	M [ton*cm]	ϕ [1/cm]	θ [rad]
11.06	0	0.00000	0	0.00000	0	0.00000	0	0	0.00E+00	
17.95	9184	0.00011	2919	0.00009	12103	0.00023	0	634	5.92E-06	
18.02	18330	0.00021	5877	0.00018	24206	0.00047	0	1266	1.19E-05	
18.10	27435	0.00032	8875	0.00028	36310	0.00070	0	1899	1.78E-05	
18.18	36497	0.00043	11916	0.00037	48413	0.00094	0	2530	2.38E-05	
18.26	45515	0.00054	15001	0.00047	60516	0.00117	0	3161	2.98E-05	
18.34	54486	0.00066	18133	0.00057	72619	0.00140	0	3791	3.59E-05	
18.42	63408	0.00077	21314	0.00067	84723	0.00164	0	4420	4.19E-05	
18.51	72279	0.00089	24547	0.00077	96826	0.00187	0	5048	4.80E-05	
18.60	81094	0.00101	27835	0.00087	108929	0.00211	0	5675	5.41E-05	
18.69	89852	0.00113	31181	0.00098	121032	0.00234	0	6301	6.03E-05	0.0000
11.02	76914	0.00179	44118	0.00138	121032	0.00754	0	6549	1.62E-04	
8.66	71466	0.00226	51344	0.00161	122809	0.01274	0	6709	2.61E-04	
7.68	71678	0.00276	59544	0.00186	131222	0.01794	0	7193	3.60E-04	
7.08	71680	0.00325	67183	0.00210	138863	0.02314	0	7623	4.59E-04	
6.68	71284	0.00373	74476	0.00233	145760	0.02834	0	8009	5.58E-04	
6.84	77220	0.00453	74719	0.00287	151938	0.03354	0	8334	6.62E-04	
7.06	82707	0.00542	74719	0.00350	157426	0.03874	0	8618	7.68E-04	
7.30	87532	0.00639	74719	0.00420	162250	0.04394	0	8864	8.75E-04	
7.69	93770	0.00800	74719	0.00542	168489	0.05200	0	9174	1.04E-03	

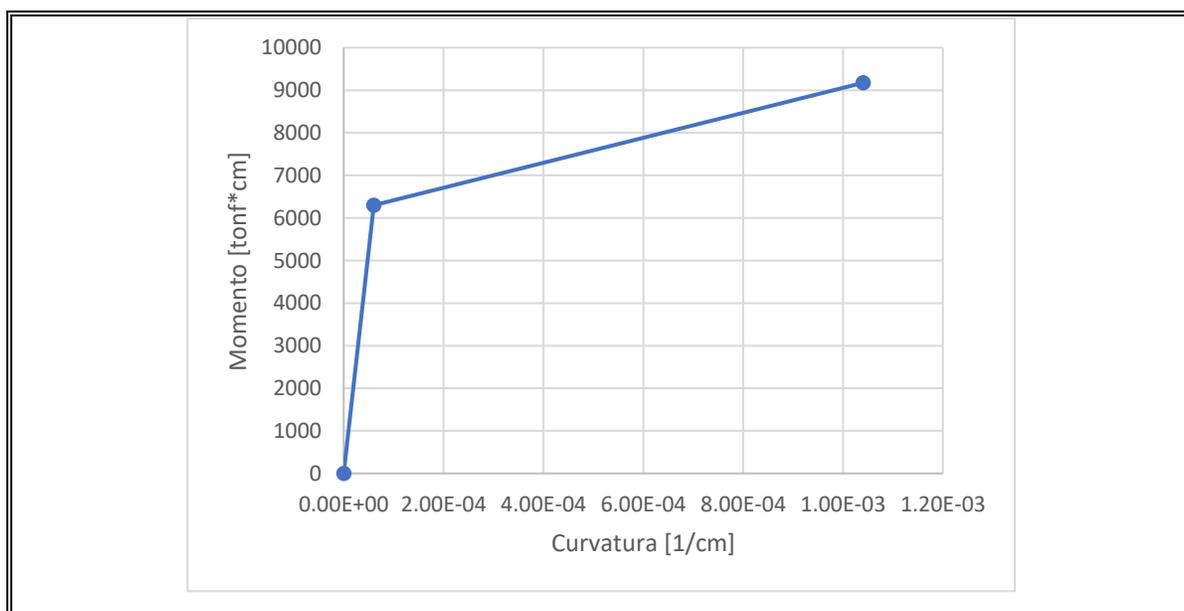


Figura D-2: Diagrama de momento-curvatura bilineal en flexión negativa viga 30/60

Tabla D-3: Valores de momento-curvatura en muro

		PU [Tonf]	-1000.0
ϵ_s	ϵ_c	ϕ [1/cm]	M [Tonf*m]
0.00000	0.00000	0.00.E+00	0.0
0.00059	0.00013	1.48.E-06	3344.7
0.00117	0.00027	2.49.E-06	3632.5
0.00176	0.00041	3.45.E-06	3936.2
0.00234	0.00055	4.47.E-06	4735.8
0.02187	0.0018885	3.32.E-05	5604.6
0.04140	0.003257	6.25.E-05	6769.4
0.06094	0.0046718	9.06.E-05	7420.7
0.08047	0.0058404	1.18.E-04	7787.5
0.10000	0.00684	1.44.E-04	7960.8

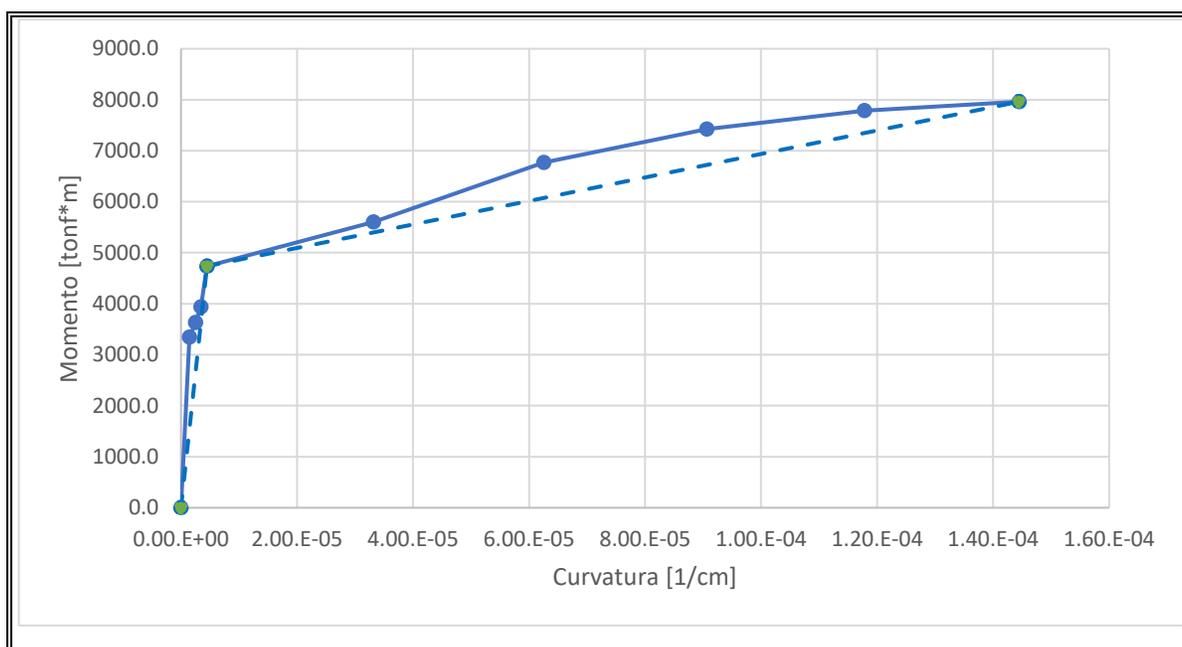


Figura D-3: Diagrama de momento-curvatura bilineal en muro

Tabla D-4: Valores deformación unitaria, curvaturas y fuerzas para $L_p = 2.5t_w$ en muro.

c [cm]	ϕ [1/cm]	
99.76	4.84.E-05	
ϵ_{cc}	P_c [kgf]	M_c [tonf*cm]
-0.00482	-1141607	70160
ϵ_s	P_s [kgf]	M_s [tonf*cm]
0.03296	141607	454226

Tabla D-5: Momento-curvatura para $L_p = 2.5t_w$ en muro (contribución acero)

# Barras	ϕ [mm]	As [cm ²]	d' [cm]	P _c		ϵ_{s1}	P _s [kgf]	M _s [tonf*cm]
3	28	18.47	3.5	CS8		-0.00465	-180553.9	17379.9
3	28	18.47	14.50	CS7		-0.00412	-159921.0	13634.6
3	28	18.47	25.50	CS6		-0.00359	-139288.1	10343.3
3	28	18.47	36.50	CS5		-0.00306	-118655.2	7506.0
2	10	1.57	53.50	S41		-0.00224	-7378.2	341.3
2	10	1.57	70.50	S40		-0.00141	-4666.7	136.5
2	10	1.57	87.50	S39		-0.00059	-1955.2	24.0
2	10	1.57	104.50	S38		0.00023	756.3	3.6
2	10	1.57	121.50	S37		0.00105	3467.7	75.4
2	10	1.57	138.50	S36		0.00187	6179.2	239.4
2	10	1.57	155.50	S35		0.00270	7718.9	430.3
2	10	1.57	172.50	S34		0.00352	7718.9	561.5
2	10	1.57	189.50	S33		0.00434	7718.9	692.7
2	10	1.57	206.50	S32		0.00516	7718.9	823.9
2	10	1.57	223.50	S31		0.00598	7718.9	955.1
2	10	1.57	240.50	S30		0.00681	7718.9	1086.4
2	10	1.57	257.50	S29		0.00763	7718.9	1217.6
2	10	1.57	274.50	S28		0.00845	7718.9	1348.8
2	10	1.57	291.50	S27		0.00927	7718.9	1480.0
2	10	1.57	308.50	S26		0.01009	7718.9	1611.3
2	10	1.57	325.50	S25		0.01092	7718.9	1742.5
2	10	1.57	342.50	S24		0.01174	7723.0	1874.7
2	10	1.57	359.50	S23		0.01256	7812.7	2029.3
2	10	1.57	376.50	S22		0.01338	7901.1	2186.6
2	10	1.57	393.50	S21		0.01420	7988.2	2346.5
2	10	1.57	410.50	S20		0.01503	8074.2	2509.0
2	10	1.57	427.50	S19		0.01585	8158.8	2674.0
2	10	1.57	444.50	S18		0.01667	8242.2	2841.4
2	10	1.57	461.50	S17		0.01749	8324.4	3011.3
2	10	1.57	478.50	S16		0.01831	8405.3	3183.4
2	10	1.57	495.50	S15		0.01914	8485.0	3357.9
2	10	1.57	512.50	S14		0.01996	8563.5	3534.5
2	10	1.57	529.50	S13		0.02078	8640.8	3713.3
2	10	1.57	546.50	S12		0.02160	8716.9	3894.2
2	10	1.57	563.50	S11		0.02242	8791.8	4077.1
2	10	1.57	580.50	S10		0.02325	8865.4	4262.0
2	10	1.57	597.50	S9		0.02407	8937.9	4448.8
2	10	1.57	614.50	S8		0.02489	9009.3	4637.4
2	10	1.57	631.50	S7		0.02571	9079.4	4827.9
2	10	1.57	648.50	S6		0.02653	9148.4	5020.1
2	10	1.57	665.50	S5		0.02736	9216.2	5214.0
2	10	1.57	682.50	S4		0.02818	9282.9	5409.5
2	10	1.57	699.50	S3		0.02900	9348.4	5606.6
2	10	1.57	716.50	S2		0.02982	9412.7	5805.2
2	10	1.57	733.50	S1		0.03064	9476.0	6005.3
3	28	18.47	748.50	CS4		0.03137	112083.0	72712.9
3	28	18.47	759.50	CS3		0.03190	112549.6	74253.7
3	28	18.47	770.50	CS2		0.03243	113010.8	75801.0
3	28	18.47	781.50	CS1		0.03296	113466.5	77354.8

Tabla D-6: Momento-curvatura para $L_p = 2.5t_w$ en muro (contribución hormigón)

Intervalo	d' [cm]	ϵ_c	P_c [kgf]	M_c [tonf*cm]
0	0.00	-0.00482	-15611.6	1557.4
1	1.00	-0.00478	-15638.3	1544.5
2	2.00	-0.00473	-15665.0	1531.5
3	2.99	-0.00468	-15691.8	1518.4
4	3.99	-0.00463	-15718.5	1505.3
5	4.99	-0.00458	-15745.2	1492.2
6	5.99	-0.00453	-15771.9	1479.0
7	6.98	-0.00449	-15798.7	1465.7
8	7.98	-0.00444	-15825.4	1452.4
9	8.98	-0.00439	-15852.1	1439.1
10	9.98	-0.00434	-15878.9	1425.6
11	10.97	-0.00429	-15905.6	1412.2
12	11.97	-0.00424	-15932.3	1398.7
13	12.97	-0.00420	-15959.1	1385.1
14	13.97	-0.00415	-15985.8	1371.5
15	14.96	-0.00410	-16012.5	1357.8
16	15.96	-0.00405	-16039.2	1344.0
17	16.96	-0.00400	-16066.0	1330.3
18	17.96	-0.00396	-16092.7	1316.4
19	18.95	-0.00391	-16119.4	1302.5
20	19.95	-0.00386	-16146.2	1288.6
21	20.95	-0.00381	-16172.9	1274.6
22	21.95	-0.00376	-16199.6	1260.5
23	22.94	-0.00371	-16226.4	1246.4
24	23.94	-0.00367	-16253.1	1232.3
25	24.94	-0.00362	-16279.8	1218.0
26	25.94	-0.00357	-16306.5	1203.8
27	26.93	-0.00352	-16333.3	1189.5
28	27.93	-0.00347	-16360.0	1175.1
29	28.93	-0.00342	-16386.7	1160.6
30	29.93	-0.00338	-16413.5	1146.2
31	30.93	-0.00333	-16440.2	1131.6
32	31.92	-0.00328	-16466.9	1117.0
33	32.92	-0.00323	-16493.6	1102.4
34	33.92	-0.00318	-16520.4	1087.7
35	34.92	-0.00314	-16547.1	1073.0
36	35.91	-0.00309	-16573.8	1058.2
37	36.91	-0.00304	-16600.6	1043.3
38	37.91	-0.00299	-16627.3	1028.4
39	38.91	-0.00294	-16645.0	1012.9
40	39.90	-0.00289	-16637.6	995.8
41	40.90	-0.00285	-10824.4	637.1
42	41.90	-0.00280	-10882.6	629.7
43	42.90	-0.00275	-10940.7	622.1
44	43.89	-0.00270	-10998.8	614.4
45	44.89	-0.00265	-11057.0	606.7
46	45.89	-0.00260	-11115.1	598.8
47	46.89	-0.00256	-11173.2	590.8
48	47.88	-0.00251	-11231.4	582.6
49	48.88	-0.00246	-11289.5	574.4
50	49.88	-0.00241	-11347.5	566.0

51	50.88	-0.00236	-11342.9	554.5
52	51.87	-0.00232	-11329.0	542.5
53	52.87	-0.00227	-11305.8	530.1
54	53.87	-0.00222	-11273.4	517.3
55	54.87	-0.00217	-11231.7	504.2
56	55.86	-0.00212	-11180.7	490.8
57	56.86	-0.00207	-11120.5	477.0
58	57.86	-0.00203	-11051.0	463.0
59	58.86	-0.00198	-10972.3	448.8
60	59.86	-0.00193	-10884.3	434.3
61	60.85	-0.00188	-10787.0	419.7
62	61.85	-0.00183	-10680.5	404.9
63	62.85	-0.00178	-10564.7	389.9
64	63.85	-0.00174	-10439.6	374.9
65	64.84	-0.00169	-10305.3	359.8
66	65.84	-0.00164	-10161.7	344.7
67	66.84	-0.00159	-10008.9	329.5
68	67.84	-0.00154	-9846.8	314.3
69	68.83	-0.00150	-9675.5	299.2
70	69.83	-0.00145	-9494.8	284.2
71	70.83	-0.00140	-9305.0	269.2
72	71.83	-0.00135	-9105.8	254.3
73	72.82	-0.00130	-8897.4	239.7
74	73.82	-0.00125	-8679.7	225.1
75	74.82	-0.00121	-8452.8	210.8
76	75.82	-0.00116	-8216.6	196.7
77	76.81	-0.00111	-7971.2	182.9
78	77.81	-0.00106	-7716.5	169.4
79	78.81	-0.00101	-7452.5	156.1
80	79.81	-0.00096	-7179.3	143.2
81	80.80	-0.00092	-6896.8	130.7
82	81.80	-0.00087	-6605.0	118.6
83	82.80	-0.00082	-6304.0	106.9
84	83.80	-0.00077	-5993.7	95.7
85	84.79	-0.00072	-5674.2	84.9
86	85.79	-0.00068	-5345.3	74.7
87	86.79	-0.00063	-5007.3	64.9
88	87.79	-0.00058	-4660.0	55.8
89	88.79	-0.00053	-4303.4	47.2
90	89.78	-0.00048	-3937.5	39.3
91	90.78	-0.00043	-3562.4	32.0
92	91.78	-0.00039	-3178.0	25.4
93	92.78	-0.00034	-2784.4	19.4
94	93.77	-0.00029	-2381.5	14.3
95	94.77	-0.00024	-1969.3	9.8
96	95.77	-0.00019	-1547.9	6.2
97	96.77	-0.00014	-1117.2	3.3
98	97.76	-0.00010	-677.3	1.4
99	98.76	-0.00005	-228.1	0.2
100	99.76	0.00000	0.0	0.0