

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UN PÓRTICO INTERMEDIO DE HORMIGÓN ARMADO DE ACUERDO AL ASCE 41-17

MARWIN DOUGLAS MENDOZA LARICO

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

Profesor Supervisor:

MATIAS ANDRES HUBE

Santiago de Chile, marzo, 2023.

A Dios, a mi familia, a mis amigos, a todos ellos por su apoyo y motivación constante, de la misma forma a los amigos que ya no están, pero cuya huella y dirección nos han permitido lograr este sueño.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi profesor guía, Matías Hube, por su permanente ayuda, disposición y paciencia. Quisiera agradecer también al profesor Néstor Suca y a mis compañeros de trabajo por su apoyo en el ámbito laboral.

Muchas gracias también a mis compañeros de magister del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia por los buenos momentos compartidos y por generar un espacio de trabajo tan grato durante todo este tiempo. Agradezco a mi familia, en especial a mi madre, por su apoyo durante los años en el Magister.

INDICE GENERAL

Pág.

DEDICAT	TORIAii
AGRADE	CIMIENTOSiii
INDICE D	DE TABLAS vi
INDICE D	DE FIGURAS vii
RESUME	Nviii
ABSTRA	CTix
I. INT	RODUCCIÓN10
I.1 OBJ	ETIVO 12
II. EDI II.1 II.2 II.3 II.4 II.5	FICIO DE ESTUDIO13Descripción de la Vivienda13Modelo Estructural14Cargas16Análisis Sísmico18Diseño21II.5.1 Diseño de vigas21II.5.2 Diseño de Columnas26
III. ANA III.1 III.2 III.3 III.4	ÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (NSP) 29 Modelo inelástico 29 Modelos de comportamiento para los materiales 29 Modelos de comportamiento para los elementos estructurales 30 III.3.1 Parámetros de modelamiento numérico y criterios de aceptación en vigas: 30 III.3.2 Diagrama momento rotación de la viga según Park y Paulay 32 III.3.3 Longitud de Rótula plástica 42 Análisis Estático No Lineal Pushover 42 III.4.1 Patrón de carga lateral 42

	III.4.2 Casos de carga:	
	III.4.3 Resultados del Análisis Pushover	
	III.4.4 Curva de Capacidad y Puntos de interés	
IV.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	
	IV.1 Objetivos de Desempeño	
	IV.2 Demanda Sísmica	
	IV.3 Representación bilineal de la curva de capacidad	
	IV.3.1 Punto de Desempeño	
	IV.4 Evaluación del desempeño Sísmico	61
V.	CONCLUSIONES	
BIB	BLIOGRAFIA	

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Periodos y porcentajes de participación de masa	18
Tabla 2 Corte basal mínimo y máximo	20
Tabla 3 Procedimiento de diseño a flexión	22
Tabla 4 Procedimiento de diseño a corte	25
Tabla 5 Cargas máximas de diseño	26
Tabla 6 Factores de amplificación de los materiales (Fuente: ASCE 41-17)	31
Tabla 7 Parámetros del modelo y criterios de aceptación en vigas (Fuente: ASCE 41-17) 31
Tabla 8 Procedimiento para determinar los parámetros Momento-Rotación para momen	to
positivo	35
Tabla 9 Procedimiento para determinar los parámetros momento-rotación para moment	0
negativo	37
Tabla 10 Momento rotación positivo	38
Tabla 11 Momento rotación negativo	39
Tabla 12 Comparación entre cálculo manual y según ASCE 41-17 positivo	41
Figura 16 Diagrama momento rotación (+) manual y según ASCE 41-17 respectivamen	te
Tabla 13 Comparación entre cálculo manual y según ASCE 41-17 negativo	41
Tabla 14 Puntos de interés de la curva de capacidad	48
Tabla 15 Niveles de demanda sísmica (Medina, R. y Music, J. 2018)	49
Tabla 16 Puntos de interés de la curva de capacidad	50
Tabla 17 Niveles demanda sísmica (Medina, R. y Music, J. 2018)	50
Tabla 18 Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000)	53
Tabla 19 Valores del factor de modificación C0 (ASCE 41-17)	55
Tabla 20 Valores para el factor de masa efectiva Cm	57
Tabla 21 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo frecuente	57
Tabla 22 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo Ocasional	58
Tabla 23 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo raro	59
Tabla 24 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo muy raro	60
Tabla 25 Puntos de desempeño	61
Tabla 26 Evaluación del Desempeño Sísmico según ASCE/SEI 41-17	62

INDICE DE FIGURAS

Pág.	
Figura 1 Planta típica del edificio	13
Figura 2 Esquema de elevación eje B-B	14
Figura 3 Modelamiento del marco B-B	15
Figura 4 Espectro elástico y espectro reducido	19
Figura 5 Sección transversal y armadura de la viga crítica del pórtico	26
Figura 6 Curva de interacción y puntos de diseño de la columna 70x70	27
Figura 7 Sección transversal y armadura de las columnas del pórtico	28
Figura 8 Modelo de Mander para vigas y columnas	29
Figura 9 Modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo Ø=1"	30
Figura 10 Relación fuerza deformación para componentes (ASCE 41-17)	30
Figura 11 Curvas esfuerzo deformación (Park and Paulay, 1974)	32
Figura 12 Diagrama momento rotación (+)	39
Figura 13 Diagrama momento rotación (-).	39
Figura 14 Definición de las rótulas plásticas en SAP2000	40
Figura 15 Propiedades de la rótula plástica	40
Figura 16 Diagrama momento rotación (+) manual y según ASCE 41-17 respectivamente	41
Figura 17 Diagrama momento rotación (-) manual y según ASCE 41-17 respectivamento	ite42
Figura 18 Condición inicial de carga de gravedad no lineal (SAP2000)	43
Figura 19 Caso de carga para el análisis Pushover (SAP2000)	44
Figura 20 Punto de control (SAP2000)	44
Figura 21 Formación de la primera rótula plástica (SAP2000)	45
Figura 22 Rótulas plásticas para desplazamiento 0.017 (SAP2000)	46
Figura 23 Incursión en el rango LS (seguridad de vida) (SAP2000)	47
Figura 24 Curva de capacidad	47
Figura 25 Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000)	53
Figura 26 Representación bilineal de la curva de capacidad	54
Figura 27 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo frecuente	58
Figura 28 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo ocasional	59
Figura 29 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo raro	60
Figura 30 Obtención del desplazamiento objetivo – Sismo muy raro	61
Figura 31 Desempeño sísmico según ASCE/SEI 41-17	62
-	

RESUMEN

El presente trabajo de investigación resume la teoría del diseño basado en el desempeño y aplica este método para evaluar el desempeño sísmico de un edificio ficticio de 10 niveles ubicado en la ciudad de Santiago de Chile. El edificio se modeló como un pórtico especial resistente a momentos, y el modelo se desarrolló en función a los criterios estructurales y según lo estipulado en la normatividad vigente DS60 y DS61. El modelamiento y análisis estructural del edificio se realizó en el programa computacional SAP2000. Utilizando los resultados del análisis estructural se diseña las vigas y columnas. Para evaluar el desempeño del edificio se usó un Análisis Estático No Lineal - Pushover siguiendo las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-17. Del análisis se obtuvo la curva de capacidad del sistema estructural, y se determinó el mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales. El punto de desempeño del edificio se determinó mediante la aplicación del método de Coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-17). La demanda sísmica se obtuvo a partir del espectro de diseño de la norma NCh433. Finalmente se presenta la evaluación del desempeño sísmico según los objetivos de desempeño recomendados por el Comité Visión 2000 y el ATC-40. Los resultados obtenidos permiten concluir que el edificio no tiene un buen desempeño sísmico para los 4 niveles de demanda, sismos ocasional, frecuente, raro y muy raro, ya que no cumplen con los objetivos básicos de desempeño establecidos por el comité Vision 2000.

Palabras claves: Rótulas plásticas, columnas, vigas, capacidad, demanda, desempeño sísmico

ABSTRACT

This research summarizes the performance based seismic design and applies this procedure to evaluate the seismic performance of a fictitious 10-story building located in the city of Santiago de Chile. The building was modeled as a special moment-resistant frame, and the model was developed based on structural criteria and as stipulated in current regulations DS60 and DS61. The modeling and structural analysis of the building was carried out in the SAP2000 computer program. Using the results of the structural analysis, the beams and columns are designed. To evaluate the performance of the building, a Nonlinear Static Analysis - Pushover was used following the recommendations given by ASCE/SEI 41-17. From the analysis, the capacity curve of the structural system was obtained, and the mechanism of formation of plastic hinges in the structural elements was determined. The building performance point was determined by applying the Ratio method (FEMA 440, ASCE/SEI 41-17). The seismic demand was obtained from the design spectrum of the NCh433 standard. Finally, the seismic performance evaluation is presented according to the performance objectives recommended by the Vision 2000 Committee and the ATC-40. The results obtained allow us to conclude that the building does not have a good seismic performance for the 4 levels of demand, occasional, frequent, rare and very rare earthquakes, since they do not meet the basic performance objectives established by the Vision 2000 committee.

Keywords: Plastic hinges, columns, beams, capacity, demand, seismic performance.

I. INTRODUCCIÓN

El concepto de Diseño Sísmico Basado en Desempeño (DSBD) está basado en la premisa de que el desempeño puede ser predicho y evaluado con confianza cuantificable para tomar decisiones que no solo estén basadas en los costos de construcción (Krawinkler & Miranda, 2004). Existen documentos con recomendaciones para evaluar el desempeño de una estructura utilizando tanto modelos lineales como no lineales. Uno de ellos es el ASCE 41-17, norma que se utiliza para la evaluación del desempeño en el presente trabajo.

Este procedimiento incorpora directamente las características fuerza/deformación no lineal de los componentes individuales de la estructura. Se somete al modelo a incrementos de carga lateral monotónica que representan las fuerzas inerciales inducidas durante un sismo hasta que un desplazamiento objetivo es alcanzado. El desplazamiento objetivo tiene el fin de representar el máximo desplazamiento que puede llegar a generarse durante el sismo de diseño. Debido a que el modelo matemático toma en cuenta directamente los efectos de la inelasticidad de los materiales, las fuerzas internas calculadas son una aproximación razonable de aquellas esperadas durante el sismo de diseño.

El principal beneficio del DSBD consiste en que entrega información útil para el diseño estructural, posibilitando la identificación de posibles zonas críticas. Esta información es de gran relevancia para diseñar edificios con características particulares, donde la ubicación de la zona crítica donde se espera comportamiento no lineal no es evidente. Mediante un DSBD es posible estimar la demanda de desplazamientos, la deriva de entre piso y la ductilidad de los elementos diseñados. Estas estimaciones permiten evaluar explícitamente el nivel de desempeño de una estructura a nivel global y a nivel local. Adicionalmente, el DSBD permite estimar el daño en elementos no estructurales, los cuales muchas veces son subestimados en el diseño tradicional por no aportar rigidez o resistencia a una estructura (Vargas, 2018). El daño en estos elementos no se debiese subestimar, debido a que significa gran costo de reparación, interrumpiendo la operación de un edificio y condicionando la percepción del usuario respecto al desempeño de una estructura (Miranda, Mosqueda, Retamales & Pekcan, 2012).

I.1 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de pórtico de hormigón armado utilizando la metodología del diseño por desempeño del ASCE 41-17. La metodología que se utiliza es el análisis estático no lineal (NSP). Para cumplir con el objetivo propuesto, se considera el edificio de estudio como un pórtico especial resistente a momentos, el cual cumple con los criterios estructurales y lo estipulado en la normatividad vigente ACI 318-14. Para el modelamiento y análisis estructural del edificio se utiliza en el programa computacional SAP2000. Con los resultados del análisis estructural se diseña los elementos estructurales, que corresponden a vigas y columnas.

Para evaluar el desempeño del edificio se usa un Análisis Estático No Lineal – Pushover siguiendo las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-17. Del análisis se obtiene la curva de capacidad del sistema estructural y se determina el mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales. El punto de desempeño del edificio se determina mediante la aplicación del método de Coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-17). La demanda sísmica se obtiene a partir del espectro de diseño de la norma NCh433. Finalmente se presenta la evaluación del desempeño sísmico según los objetivos de desempeño recomendados por el Comité Visión 2000 y el ATC-40.

II. EDIFICIO DE ESTUDIO

II.1 Descripción de la Vivienda

El edificio en estudio es un edificio ficticio de 10 pisos y de tipo habitacional. El edificio está estructurado con pórticos de hormigón armado y se asume que está ubicado en la comuna de San Joaquín de Santiago de Chile. Se asume también que se encuentra fundado en un suelo gravoso tipo C, según la normativa chilena (NCh 433).

La estructuración en planta del edificio es uniforme en ambas direcciones, está compuesta por columnas distribuidas en vanos de 6 y 8 m y cada planta tiene una superficie total de 576 m^2 , tal como se muestra en la figura 1.



Figura 1 Planta típica del edificio

La Figura 2 muestra el esquema de la elevación del eje B-B sobre el cual se desarrollará el análisis no lineal del edificio. La altura de entrepiso es de 3.0 m y la altura total del edificio

es de 30 m desde el nivel de piso terminado. Las vigas del edificio tienen una altura de 65 cm, y un ancho de 30 cm. Las columnas son de 70x70 cm para todos los niveles.

Para fines del presente proyecto se consideró el marco B-B del edificio, sobre el cual se realiza la evaluación del desempeño del edificio. Al ser una estructura conformada por pórticos de hormigón armado, la resistencia ante cargas sísmicas la provee los pórticos, los cuales son diseñados de acuerdo a la normativa ACI 318-14.

Figura 2 Esquema de elevación eje B-B

II.2 Modelo Estructural

El marco del edificio de estudio de 10 pisos se modeló utilizando el programa SAP2000. Las losas no se modelaron directamente y se asignaron diafragmas rígidos por piso para reducir el número de grados de libertad. Las vigas y columnas se modelaron utilizando las secciones mencionadas en el capítulo II.1 y como elementos tipo frame, como se muestra en el esquema del eje B-B de la figura 3. Se consideró una conexión suelo-estructura de tipo empotrado. Para simular el hormigón se consideró una resistencia a la compresión de f'c=30 Mpa y un módulo de elasticidad de E=261539 kg/cm² de acuerdo al ACI 318-14 y a la ecuación 2.1. Para el acero se usó el A630-420H con fy=4200 kg/cm² y fu= 6300 kg/cm².

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \tag{2.1}$$

Figura 3 Modelamiento del marco B-B

II.3 Cargas

Las cargas gravitacionales consideradas para el análisis son el peso propio o carga muerta y las sobrecargas de uso de acuerdo a la norma NCh 1537. La carga muerta corresponde al peso propio de la estructura y los demás elementos adicionales como acabados y tabiquerías. Como carga muerta se utilizó una carga distribuida de 3.0 tonf/m sobre las vigas. Esta carga distribuida considera una presión de 500 kg/m² en un ancho tributario de 6 m sobre las vigas. Adicionalmente se considera el peso propio de las vigas y las columnas. Este peso fue calculado automática en SAP2000 utilizando una densidad de 2.4 ton/m³. La carga muerta total del edificio es de 1337 tonf, que representa 6.96 ton/m².

La carga viva o sobrecarga que establece la norma NCh1537 para este tipo de edificación es de 200 kg/m². Por simplicidad, esta misma carga viva también se utiliza para el techo. Al considerar el ancho tributario de 6 m, se obtiene una sobrecarga lineal total de 1.2 tonf/m sobre las vigas. La carga viva total del edificio es de 384 tonf, que representa 2 ton/m².

La carga sísmica se determina utilizando un análisis modal espectral de acuerdo a la Norma NCh433, la sección 6.3 de la norma define el espectro de diseño de pseudo aceleraciones mediante:

$$Sa = \frac{S * Ao * \alpha}{(R'/I)}$$
(2.2)

Donde:

I: Corresponde al coeficiente de importancia determinado según el destino de la estructura. Ao: Es la aceleración efectiva de acuerdo a la zonificación sísmica de la norma NCh433, R': El factor de reducción de la respuesta que se calcula para cada dirección de análisis y que depende del periodo fundamental de la estructura en la dirección considerada. α: Un factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar de la estructura mediante:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{Tn}{To}\right)^p}{1 + \left(\frac{Tn}{To}\right)^p}$$
(2.3)

Donde:

Tn = Periodo de vibración del modo n

T* = Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis

P = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

El factor de reducción de respuesta R' se determinan a partir de la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 + \frac{T^*}{Ro}}$$
(2.4)

Donde:

To: Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

T*: Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis.

Ro: Valor para la estructura que se establece de cuerdo al tipo de estructuración y materialidad.

El espectro de pseudo aceleraciones obtenido y definido según la ecuación 2.2 se muestra más adelante. Las combinaciones de carga para diseñar la estructura se obtuvieron de la norma NCh3171. Las combinaciones de carga que se consideran en este trabajo son:

- 1. U1=1.4D
- 2. U2=1.2D + 1.6L
- 3. $U3=1.4D + 1.0L \pm 1.4E$
- 4. U3= $0.9D \pm 1.4$ E.

III.1 Análisis Sísmico

En esta sección se determina el peso sísmico de la estructura y se describe el análisis modal espectral realizado para diseñar el edificio. El peso sísmico de la estructura se definió considerando la carga muerta y un 25% de las sobrecargas. El peso sísmico obtenido es 1432.52 ton, equivalente a 0.75 ton/m². La tabla 1 muestra los periodos y porcentajes de participación de masa para los 5 primeros modos de vibración de la estructura.

Periodos y porcentajes de participación de masa modal						
Modo Periodo (s) UX SumUX						
1	1.27	0.80	0.80			
2	0.40	0.10	0.90			
3	0.22	0.04	0.94			
4	0.14	0.02	0.96			
5	0.12	0.00	0.96			

Tabla 1 Periodos y porcentajes de participación de masa

El análisis modal espectral de la estructura de base fija empotrada (no aislada) se realiza cargando la estructura mediante el espectro de diseño mostrado en la figura 4. Los parámetros utilizados para la obtención del espectro reducido de diseño son los siguientes:

✓ Para el tipo de suelo C se tiene:

Tipo de Suelo	S	To (s)	T'(s)	n	р
C	1.05	0.4	0.45	1.4	1.6

✓ Según la categoría del edificio se tiene:

Categoria del Edificio	Ι
Π	1

 \checkmark De acuerdo a la zona sísmica:

Zona Sísmica	Ao
2	0.3 g

 Los valores máximos de los factores de modificación de la respuesta para pórticos de hormigón armado:

R	Ro
7	11

El espectro elástico y el espectro reducido se muestran en la figura 4.

Figura 4 Espectro elástico y espectro reducido

El análisis modal espectral realizado considera los 5 primeros modos, ya que con estos se alcanza un porcentaje de participación de masa del 96%, el cual es mayor que 90% requerido por la norma NCh433 sección 6.3. Los modos se combinaron utilizando el método CQC. El cortante basal resultante es de 37.73 tonf, lo que equivale a 2.63% del peso sísmico.

Limitaciones del esfuerzo de corte basal:

Los esfuerzos de corte basal están limitados por la norma NCh433 de acuerdo a la sección 6.3 mediante las ecuaciones 2.5 a y b.

$$Cm\acute{a}x = \frac{0.35SAo}{g} \qquad \qquad Cmín = \frac{AoS}{6g} \qquad (2.5 \text{ a y b})$$

El procedimientos y parámetros de cálculo para la obtención del corte basal mínimo y máximo se muestran en la tabla 2. Los valores obtenidos son de 75.21 ton para el mínimo y

157.93 ton para el máximo, de donde se observa que el corte basal del edificio está por debajo del mínimo. La corrección del corte basal se realizó multiplicando la solicitación sísmica por un factor Qmín/Vbasal = 75.21 tonf/37.73 tonf = 2, de manera que se alcance el corte basal mínimo.

n=	1.4		
S=	1.05		
Ao=	0.3	g	
R=	7		
T'=	0.45	S	
T*=	1.27	S	
C=	0.03		
Cmáx=	0.11		
Cmín=	0.05		
Qmáx=	157.93	tonf	Corte basal máximo
Qmín=	75.21	tonf	Corte basal mínimo
Q=CIP	41.48]

Tabla 2 Corte basal mínimo y máximo

II.5 Diseño

II.5.1 Diseño de vigas

En esta sección se detalla el diseño de los elementos viga componentes de la estructura de acuerdo al código ACI 318S-14. Las vigas se diseñaron a flexión y a corte según la categoría de pórticos especiales. A pesar de que los momentos flectores máximos son más altos en vigas interiores que en las vigas exteriores, esta variación no es muy significativa, por lo tanto, se asumió una misma sección transversal en todas las vigas.

El diseño a flexión se realizó de acuerdo a la sección 22.2 del ACI 318S-14

$$\emptyset M_n = \emptyset \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f'c} \right) \ge M_u$$
(2.6)

De donde se despeja p para obtener As mediante la ecuación 2.7

$$As = \rho bd \tag{2.7}$$

Para el diseño a flexión se seleccionó la viga con las solicitaciones más críticas, que corresponde al elemento con el número de etiqueta 59. El procedimiento de diseño a flexión se muestra en la tabla 3.

Datos:			Datos:		
Es=	2038901	kg/cm²	Es=	2038901	kg/cm²
ØAc=	3.2	cm	ØAc=	2.8	cm
Mu=	64.09	ton-m	Mu=	32.05	ton-m
b=	40	cm	b=	40	cm
h=	65	cm	h=	65	cm
recubrimiento=	5	cm	recubrimiento=	5	cm
d=	60	cm	d=	60	cm
f'c=	300	kg/cm ²	f'c=	300	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm²	fy=	4200	kg/cm²
L=	800	cm	L=	800	cm
1. Acero Negativo			2. Acero Posi	tivo	
β1=	0.84		β1=	0.84	
ρb=	0.03		ρb=	0.03	
ρmax=	0.02		ρmax=	0.02	
Amax=	53.74	cm ²	Amax=	53.74	cm ²
ω=	0.19	Sol. Cuadrática	ω=	0.09	Sol. Cuadrática
ρ=	0.01		ρ=	0.006	
Asmin=	8.00	cm ²	Asmin=	8.00	cm ²
As=	31.72	cm ²	As=	14.89	cm ²
Area=	8.04	cm ²	Area=	6.15	cm ²
# de barras=	3.95		# de barras=	1.30	
4	Ø	32 mm	3	Ø	28 mm
As a usar=	32.16	cm ²	As a usar=	18.45	cm ²

Tabla 3 Procedimiento de diseño a flexión

2. Verificaciones

a) Diseño a flexión

a) 1ra verifica	ación Ø Mı	n (-) >= Mu(-)					
a = As'*1.2 Ø Mn (-) = 0.	5*fy/ (0.8 9*As'*1.25	5*fc'*b) * fy *(d-a/2)/100		b) 2da verifica	ación ØN	\n (+) >= /	N∪(+)
a= ØMn(-)=	16.33 77.69	ton-m	38.85	a= ØMn(+)=	7.67 39.52	ton-m	
	ok				ok		

3. Hallando el Mn(+) en el nudo

4. Hallando el Mn(-) en el nudo

Suponiendo que al acero entra a fluencia

Cc=	10200.00	tonf	Cc=	10200.000	tonf
Cs=	194031.52	tonf	Cs=	91093.03	tonf
T=	62548.52	tonf	T=	133230.66	tonf
aa=	10.20		aa=	10.20	
bb=	131.48		bb=	-42.14	
cc=	-824.63		cc=	-387.15	
D=	50932.84		D=	17571.11	
x1=	4.62		x1=	8.56	
x2=	-17.51		x2=	-4.43	
a=	4.62		a=	8.56	
	Enton	ces se cump	le que: Cc+Cs	= T	
Cc=	47.10	tonf	Cc=	87.35	tonf
Cs=	15.45	tonf	Cs=	45.88	tonf
T=	62.55	tonf	T=	133.23	tonf
Verificación de fl	uencia del ace	ro	Verificación de flu	encia del ace	ro
β1=	0.836		β1=	0.836	
c=	5.52		c=	10.24	
Calculamos la dei	formación de	cendecia	Calculamos la defe	ormación de o	cendecia
fy/Es=	0.002		fy/Es=	0.002	
εs'=	2.84E-04		='es	0.00154	
f's=	487.00	kg/cm2	f's=	3081.00	kg/cm2
es=	0.03	>fy/Es	es=	0.01	>fy/Es
Mn (+) = Cc	:*(d-0.5a) +	Cs*(d-d')	Mn (-) = Cc	*(d-0.5a) +	Cs*(d-d')
Mn(+)=	35.67	ton-m	Mn(-)=	73.90	ton-m

Verificación del Momento Flexionante

Se debe cumplir que: Mn (+) >= Mn (-) /2

Debido a que el momento nominal positivo en la cara de una columna no es al menos $\frac{1}{2}$ de la resistencia de momento nominal negativo, se optó por asumir un momento positivo de diseño de $\frac{1}{2}$ de la resistencia de momento negativo, requisito que exige la norma.

El diseño a corte se realizó de acuerdo a la sección 18.6.5 del ACI 318S-14:

$$S = \frac{A_v f_y d}{\emptyset V_u}$$
(2.8)

Donde:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2}$$
(2.9)

Donde *ln* es la luz libre entre las vigas, V_e es el cortante de diseño, M_{pr} son los momentos en los extremos basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de 1.25 fy. M_{pr1} es igual a 86.33 tonf y M_{pr2} es 43.91 tonf, y W_u es la solicitación de carga sobre la viga proveniente de la combinación 1.2D+1.0L+0.2S.

Considerando la ecuación 2.9 que calcula el cortante considerando las cargas sísmicas amplificadas, se obtuvo un $V_e = 64.09$. Por lo tanto, se realizó el diseño con las consideraciones de diseño de la sección 18.6.5 del ACI 318S-14. El procedimiento de diseño a corte se muestra en la tabla 4, la figura 5 muestra la sección transversal de la viga y la tabla 5 muestra las cargas máximas de diseño.

Tabla 4 Procedimiento de diseño a corte

b) Diseño a corte

2100000	cm ²	
1.2	cm	
1.13	cm ²	
64.09	ton-m	
40	cm	
65	cm	
5	cm	
60	cm	
300	kg/cm ²	
4200	kg/cm ²	
800	cm	
70	cm	
730	cm	
23.7	ton	
16.60	cm	
86.33	ton-m	Mpr1 (-) = As'*1.25*fy*(d-0.5*a)
43.91	ton-m	Mpr2 (+) = As'*1.25*fy*(d-0.5*a)
39.98	tonf	Vu = (Mpr1 + Mpr2)/L e+ Vu estático
Vn>=Vu	Siendo	$V_n = V_c + V_s$
	2100000 1.2 1.13 64.09 40 65 5 60 300 4200 800 70 730 23.7 16.60 86.33 43.91 39.98 $V_{P} \ge V_{U}$	$\begin{array}{cccccccc} 2100000 & cm^2 \\ 1.2 & cm \\ 1.13 & cm^2 \\ 64.09 & ton-m \\ 40 & cm \\ 65 & cm \\ 5 & cm \\ 60 & cm \\ 300 & kg/cm^2 \\ 4200 & kg/cm^2 \\ 4200 & kg/cm^2 \\ 800 & cm \\ 70 & cm \\ 70 & cm \\ 730 & cm \\ 23.7 & ton \\ 16.60 & cm \\ 86.33 & ton-m \\ 43.91 & ton-m \\ 39.98 & tonf \\ \hline 0 \ Vn \ >= \ Vu \qquad \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ $

# de ramas=	2		
S=	18.99	cm	S = Av*fy*d/ Ø*Vu
S adoptado=	10.00	cm	

Verificación: Ø Vn >= Vu (Ø = 0.75)

Vn=	56.952	tonf	Vn= Av*fy*d/S
ØVn=	42.71	tonf	
Verificacion=	OK		

El estribo en zona de confinamiento debe cumplir: espaciamento no menor que:

1. d/4=	15	OK
2. 8Ø=	25.6	OK
3. 24Ø=	28.8	OK
4. 30=	30	OK

Figura 5 Sección transversal y armadura de la viga crítica del pórtico.

Fuerzas en la viga de diseño				
Elemento	Ubicación	Combinación	Cortante	Momento
Text	m	de carga	Tonf	Tonf-m
59	0	1.2D+1L+1.4Sx	-14.25	3.19
59	4	1.2D+1L+1.4Sx	7.95	15.80
59	8	1.2D+1L+1.4Sx	30.15	4.81
59	0	1.2D+1L+1.4Sx	-30.81	-64.09
59	4	1.2D+1L+1.4Sx	-8.61	14.75
59	8	1.2D+1L+1.4Sx	13.59	-60.38

Tabla 5 Cargas máximas de diseño

II.5.2 Diseño de Columnas

En esta sección se detalla el diseño de las columnas del edificio, de acuerdo al código ACI 318-14. Las columnas se diseñaron a flexo compresión y a corte como componentes de pórticos especiales.

La columna analizada corresponde al caso crítico, que es la columna de etiqueta 20. La curva de interacción de la columna se muestra en las figuras 6. De la misma forma, se muestran los puntos de diseño asociados a las combinaciones de carga críticas de la sección II.3. Además, se destacan las combinaciones que controlan el diseño (solicitación

puramente gravitacional y sísmica). El diseño no está controlado por flexión, así, la cuantía de la armadura longitudinal resultó la mínima de 1%.

Figura 6 Curva de interacción y puntos de diseño de la columna 70x70 El diseño a corte se realizó de acuerdo a la sección 18.7.6 del ACI 318S-14. El corte último de diseño se estimó como:

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u}$$
(2.10)

Donde Mpr son las resistencias a flexión máximas probables que no requiere ser mayor que los momentos generados por los Mpr de las vigas que llegan a los nudos vigacolumna. Los Mpr para el diseño de las columnas se obtuvieron de los Mpr que provienen de los nudos viga-columna para la mayoría de las columnas. Sin embargo, para la columna crítica de diseño se utilizó la resistencia a flexión máxima probable Mpr, correspondiente al intervalo de fuerzas axiales mayoradas Pu. Para la columna analizada la resistencia a flexión máxima probable es Mpr = 104.33 ton-m y el Mpr proveniente de las vigas es 42.41 ton, el valor de corte último obtenido para el diseño Vu= 51.86 ton. Por otro lado, el cortante máximo obtenido por las combinaciones de carga incluyendo sismo es Vu= 8.27 ton. La resistencia al corte se calculó de acuerdo a:

28

$$\emptyset V_n = \emptyset (V_c + V_s) \tag{2.11}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'c} \ b \ d \tag{2.12}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{2.13}$$

Donde Ø=0.75, *Nu* corresponde a la compresión consistente con *Vu*, *Ag* el área bruta de la sección, *b* al ancho, *d* a la distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de refuerzo longitudinal principal, *Av* al área total del refuerzo transversal y *s* a su espaciamiento. La ecuación *Vc* es válida cuando las tensiones *Nu/Ag* y *f*^{*}*c* están en MPa. El diseño final de las columnas se muestra en la figura 7.

Figura 7 Sección transversal y armadura de las columnas del pórtico.

III. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (NSP)

III.1 Modelo inelástico

El modelo inelástico se construye a partir del modelo elástico utilizado en el diseño en el programa SAP2000. Las secciones de los elementos incluye el acero calculado en el diseño. El punto de control de la estructura para la curva de capacidad corresponde al extremo derecho del último nivel, debido a que todos los niveles tienen diafragma rígido y da lo mismo ubicarlo en cualquier punto del techo.

III.2 Modelos de comportamiento para los materiales

Para modelar el comportamiento no lineal del hormigón en columnas se usa el modelo de Mander para concreto confinado que depende del confinamiento de los elementos (Figura 8). Para modelar el comportamiento no lineal del hormigón de las vigas se usa el modelo de Mander para concreto no confinado (Figura 8). Para el comportamiento no lineal del acero se utiliza el modelo de Park y Paulay (Figura 9).

Figura 8 Modelo de Mander para vigas y columnas

Figura 9 Modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo Ø=1"

III.3 Modelos de comportamiento para los elementos estructurales

III.3.1 Parámetros de modelamiento numérico y criterios de aceptación en vigas:

El programa SAP2000 define rótulas plásticas por flexión para vigas usando la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41- 17. La fuerza cortante que actúa sobre las vigas se obtiene del diseño, y se verifica que el refuerzo transversal esté conforme a la relación de confinamiento de la norma. La rótula se define a partir del punto de fluencia Y, y los coeficientes a,b,c del ASCE 41-17 para hallar U. En este trabajo por simplicidad solo se consideran rótulas en las vigas y no en las columnas.

Figura 10 Relación fuerza deformación para componentes (ASCE 41-17)

Donde:

Y: Es el punto cuando el acero a tracción alcanza su esfuerzo de fluencia.

U: Puede ser considerado como el punto donde el hormigón a compresión alcanza su máxima deformación útil.

Para pasar de propiedades nominales a propiedades esperadas, las propiedades de los materiales se amplifican de acuerdo a la tabla 6. Finalmente, la tabla 7 muestra los parámetros del modelo y criterios de aceptación en vigas.

Tabla 6 Factores de amplificación de los materiales (Fuente: ASCE 41-17)

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound MaterialProperties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Facto	
Concrete compressive strength	1.50	
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25	
Connector steel yield strength	1.50	

Tabla 7 Parámetros del modelo y criterios de aceptación en vigas (Fuente: ASCE 41-17)

			N	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rota (radi	tions Angl e ans)	Residual s Angle Strength Ratio		Plastic Rotations Angle (radians)		
	Conditions		a	b	c	ю	LS	СР	
Condition	i. Beams controlled by fl	exure ^b							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\rm bit}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{h d\sqrt{f'}}^{d}$							
≤0.0	С	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05	
≤0.0	С	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04	
≥0.5	С	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03	
≥0.5	С	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02	
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03	
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015	
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015	
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01	
Condition	ii. Beams controlled by s	shear ^b							
Stirrup sp	acing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02	
Stirrup sp	acing > $d/2$		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01	
Condition	iii. Beams controlled by	inadequate development	t or splicing along the	e span ^b					
Stirrup sp	acing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02	
Stirrup sp	acing > $d/2$		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01	
Condition	iv. Beams controlled by	inadequate embedment	into beam-column jo	int ^b					
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03	

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

III.3.2 Diagrama momento rotación de la viga según Park y Paulay

Los valores obtenidos de las rótulas plásticas a través del programa SAP2000 fueron corroboradas por medio de las ecuaciones de Park y Paulay, bajo las hipótesis de cedencia y de condición última de agotamiento.

Punto de Fluencia para vigas bajo la hipótesis de la condición de cedencia.

Suponiendo que el hormigón en compresión permanece elástico hasta la deformación de fluencia en tracción del refuerzo, la curvatura de fluencia de las vigas, se puede expresar de la siguiente manera (Park and Paulay, 1974) (e.g.Aoyama, 1964):

$$\phi_{y} = \left[1.05 + (C_{2} - 1.05)\frac{n_{o}}{0.03}\right]\frac{\varepsilon_{y}}{(1 - k)d}$$
(3.1)

Donde:

$$c_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + \rho_t)} \tag{3.2}$$

$$k = \sqrt{(\rho_t + \rho_t')^2 * \frac{1}{4 * \alpha_y^2} + (\rho_t + \beta_c \rho_t') * \frac{1}{\alpha_y} - (\rho_t + \rho_t') * \frac{1}{2 * \alpha_y}}$$
(3.3)

De acuerdo a las relaciones esfuerzo deformación del hormigón y del acero mostradas en la figura 12, se puede deducir el momento de fluencia:

Figura 11 Curvas esfuerzo deformación (Park and Paulay, 1974)

33

$$M_{y} = 0.5f'c \ b \ d^{2} \left[\left((1 + \beta_{c} - n)n_{o} \right) + \left((2 - n)\rho_{t} \right) + \left((n - 2\beta_{c})\alpha_{c}\rho_{t}' \right) \right]$$
(3.4)

Los parámetros para determinar el momento de fluencia se calcularon mediante:

$$\beta_c = \frac{d}{d} \tag{3.5}$$

$$n = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^{0.7} \tag{3.6}$$

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0} \qquad \eta_0 = \frac{P_0}{b \ d \ f_c'} \tag{3.7}$$

$$\rho_t = \frac{As * fy}{b * d * fc} \qquad \rho'_t = \frac{As' * fy}{b * d * fc}$$
(3.8)

$$\varepsilon_c = \emptyset_y * d - \varepsilon_y \le \varepsilon_u \tag{3.9}$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) * \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \le 1$$
(3.10)

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$
(3.11)

Donde:

- ϵ_y : Deformación de fluencia del acero.
- b: Base de la sección.
- d: Altura efectiva (cm).
- Po: Es la fuerza de compresión.
- f'c: Esfuerzo a compresión del hormigón
- As: Armadura a tracción.
- f'c: Esfuerzo de compresión del hormigón.
- fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

A's: Armadura a compresión.

 ϵ_0 : Deformación del hormigón asociado a la máxima resistencia (0.002).

d': Recubrimiento de la armadura a compresión.

Øy: Curvatura en el punto de fluencia.

 ϵ_u : Deformación máxima útil del hormigón.

La rotación de fluencia se puede estimar de acuerdo a la sección 10.7.2.1 del ASCE 41-13 como:

$$\theta_Y = \frac{L M_Y}{6 EI} \tag{3.12}$$

Curvatura y momento último, hipótesis de la condición última de agotamiento

Para la condición última de agotamiento se considera que el hormigón alcanza su máxima capacidad, el acero tiene un comporamiento elastoplástico, el acero a tracción ya cedió, y que el acero superior no ha cedido.

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{d-c} \tag{3.13}$$

$$M_{u} = 0.85 f'_{c} \beta_{1} cb \left(d - \frac{\beta_{1} c}{2} \right) + A'_{s} f'_{s} (d - d')$$
(3.14)

Donde:

$$c = \frac{-(A'_{c} E_{s} \varepsilon_{c} - A_{s} f_{y}) \pm \sqrt{(A'_{c} E_{s} \varepsilon_{c} - A_{s} f_{y})^{2} - 4 * 0.85 f'_{c} \beta_{1} b}}{2 * 0.85 f'_{c} \beta_{1} b}$$
(3.15)

De acuerdo al ASCE 41-17 podemos obtener la rotación última mediante:

$$\theta_U = \theta_Y + a \tag{3.16}$$

Las tablas 8 y 9 muestran la apliación de estas ecuaciones para la determinación de la rótula plástica de la viga V-53 (extremo derecho) y diseñada en el capítulo 2. Posterioremente los valores obtenidos son comparados con los valores de rótula plástica obtenidos por SAP2000.

Tabla 8 Procedimiento para determinar los parámetros Momento-Rotación para momento positivo

Datos de la sección

$$\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 1.86$$

De la tabla 10-7 para vigas del ASCE 41-13

a=	0.025
b=	0.05

c= 0.2

Momento de fluencia

βc=	0.033		ηο=	0
εc=	0.00070	0.00070	η=	0.161
ε0=	0.003		ρt=	0.070
αy=	0.687		ρ't=	0.122
			αc=	0.3
My=	4493116.79	kg-cm		
	44.93	ton-m		

Curvatura de fluencia

C2=	1.49	
k=	0.217	
Øy=	4.49927E-05 0.0045	rad/cm rad/m

Rotación de fluencia

09999910.0015 rad

Momento Rotación ASCE

A=	10710.000	Ts=	77490	ton
B=	119223.07	a=	3.63	cm
D=	-904880.13	Cc=	55474.52	ton
c=	5.180	Cs=	22015.47503	ton
e'y=	0.00034	Øu=	0.000053	rad/cm
f's=	684.56		0.005336	rad/cm
es=	0.033	Mu=	4556045.438	kg-cm
			45.56	ton-m
Mr=	8.99	Θu=	0.0265	rad
θr=	0.051			

Datos de la se	cción			
f l.,	450	1	.40	
f'C=	450	kg/cm ⁻		- 1 (1 22 mm
EC=	0 0021	Kg/Cm		4 0 32 1111
٤y= ه-	0.0021	c m		
0- b-	40	cm		
r=	2 00	cm	.65	
 d=	61 40	cm		🗕 *2 Ø 12 mm
	4 60	cm		
Ln=	730	cm		
fv=	4200	kg/cm ²		🗕 3 Ø 28 mm
., E=	2038900	kg/cm ²		
fu=	4080	kg/cm ²	⊥±0 12 mm (⊉ 10 cm
			VIGA 40) x 65
Varillas sup=	3			
•	0			
Varillas inf=	4			
	0		mm cm	Area(cm ²)
AreaSup=	6.15	cm²	32 3.20	8.04
AreaInf=	8.04	cm²	28 2.80	6.16
As'=	18.45	cm²	ρ'= 0.0075	
As=	32.16	cm²	ρ= 0.0131	
A=	2600	cm²	β1= 0.84	
n=	6.37		a b= 30.58	
11=	92083.70	cm⁴	f's= 5343.79	ekg/cm²
12=	160510.12	cm⁴	ρb= 0.0549	
I=	1168010.49	cm⁴	ρ-ρ'/ρb= 0.102	< 0
EA=	832830.3669	kg		
EI=	3.74136E+11	kg-cm²		
Refuerzo Tran	sversal			
Atv=	1.130	cm²		
Av=	2.26	cm ²		
s=	10	cm		
Vs=	58280.88	kg		
Condicion:	$s \leq \frac{d}{3} \land V_s > 0$	$\frac{3}{4}V_{diseño}$		
S=	10.00	≤	Se cumple	
V_diseño=	26	ton		
Vs=	58.28	>	Se cumple	
Cortante				

Tabla 9 Procedimiento para determinar los parámetros momento-rotación para momento negativo

 $\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = 1.86$

De la tabla 10-7 para vigas del ASCE 41-13

	-	-
a=	0.	025
b=	0	.05
c=	(0.2

Momento de fluencia

βc=	0.033		ηo=	0	
=33	0.00107	0.00107	η=	0.216	
=03	0.003		ρt=	0.122	
αy=	0.687		ρ't=	0.070	
			αc=	0.5	
My=	7567013.19	kg-cm			
	75.67	ton-m			
Curvatura de	fluencia				
C2=	1.47				
k=	0.308				
Øy=	5.09207E-05	rad/cm			
	0.0051	rad/m			
Rotación de fl	uencia				
θy=	0.0025	rad			
Momento Rot	ación				
A=	12852.000		Ts=	135072	ton
B=	-22218.89		a=	6.11	cm
D=	-519124.33		Cc=	93542.48	ton
c=	7.278		Cs=	41529.5205	ton
e'y=	0.00110		Øu=	0.000055	rad/cm
f's=	2250.92			0.005543	rad/cm
es=	0.022		Mu=	7816430.905	kg-cm
				78.16	ton-m
Mr=	15.13		θu=	0.0275	rad
θr=	0.052				

En las tablas 10 y 11 se resume los valores obtenidos del procedimiento anterior para la determinación de los parámetros momento-rotación de la rótula plástica, tanto para los momentos positivos y negativos. Las figuras 12 y 13 muestras los diagramas momento rotación positivo y negativo.

Tabla 10 Momento rotación positivo

Momomento rotación (+)						
	rad		ton-m			
0 0=	0.000	M0=	0.000			
Өу=	0.001	My=	44.931			
θu=	0.026	Mu=	45.560			
θr=	0.051	Mr=	8.986			

Figura 12 Diagrama momento rotación (+).

Momento rotación (-)					
	rad		ton-m		
0 0=	0	M0=	0.000		
Өу=	0.002	My=	75.670		
θu=	0.027	Mu=	78.164		
θr=	0.052	Mr=	15.134		

Tabla 11 Momento rotación negativo

Figura 13 Diagrama momento rotación (-).

El programa SAP2000 permite definir la rótula plástica de acuerdo al ASCE 41-17. Para esta definición, el programa requiere la introducción de la fuerza cortante como valor, o desde una combinación de carga. En el presente trabajo se utilizó el cortante de diseño proveniente de la envolvente. Se indicó también al programa que la sección utilizada tiene refuerzo transversal, y que el mismo programa calcule la relación de refuerzo. La figura 14 resume este proceso y la figura 15 muestra las propiedades de la rótula plástica.

ato hinge type			
From Tables In ASCE 41-17			\sim
From Tables In ASCE 41-17 From Tables In ASCE 41-13 Idealized Flexural Hinge Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i			~
egree of Freedom	V Value From		
○ M2	Case/Combo	Envolvente	~
• мз	User Value	V2	
ransverse Reinforcing	Reinforcing Ratio (p - p')	/ pbalanced	
 Transverse Reinforcing is Conforming 	 From Current Design User Value (for positi 	ive bending)	
eformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity Drops Load After Point E			
 Is Extrapolated After Point E 			

Figura 15 Propiedades de la rótula plástica

Las rótulas plásticas obtenidas por el programa SAP2000 se compararon con las rótulas obtenidas por las ecuaciones de Park y Paulay con un fin corroborativo. Esta comparación

se muestra en las tablas 12 y 13. La comparación de las gráficas de relación momento – giro se muestra en las figuras 16 y 17. De le comparación de resultados obtenidos por ambos procedimientos se concluye que la variación de los valores, tanto para diagramas positivos y negativos no es muy significativa.

			Momento	rotación	(+)		
	Cálcul	o manual			Cálculo S	SAP2000	
	rad		ton-m		rad		ton-m
Ө0=	0	M0=	0	Ө0=	0	M0=	0
Өу=	0.001	My=	44.93	Өу=	0.0000	My=	43.83
θu=	0.026	Mu=	45.56	θu=	0.0250	Mu=	48.21
θr=	0.051	Mr=	8.99	θr=	0.0500	Mr=	8.77

Tabla 12 Comparación entre cálculo manual y según ASCE 41-17 positivo

Figura 16 Diagrama momento rotación (+) manual y según ASCE 41-17 respectivamente

Tabla	13 Com	paración e	entre cálci	ulo manı	ial v segú	in ASCE 41-	17 negativo
1 uoiu	15 Com	puración c		alo mane	aa y 5050		i / negun vo

			Momento	rotación (-)		
Cálculo manual					Cálculo	SAP2000	
	rad		ton-m		rad		ton-m
0 0=	0	M0=	0	0 0=	0	M0=	0
Өу=	0.002	My=	75.67	Өу=	0.000	My=	74.69
θu=	0.027	Mu=	78.16	θu=	0.025	Mu=	82.16
θr=	0.052	Mr=	15.13	θr=	0.050	Mr=	14.94

Figura 17 Diagrama momento rotación (-) manual y según ASCE 41-17 respectivamente

III.3.3 Longitud de Rótula plástica

Park y Paulay investigaron que el largo de la rótula bajo carga monotónica es influenciada por la resistencia a la compresión del hormigón, la deformación última, la esbeltez y el ancho de la sección, además de las propiedades del acero.

Baker propone:

$$l_p = 0.8k_1k_3\frac{z}{d} c (3.17)$$

Corley propone:

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d}\frac{z}{d}$$
(3.18)

Sin embargo, se optó por el uso ecuación simplificada:

$$l_p = 0.5h \tag{3.19}$$

Donde h es el peralte del elemento.

III.4 Análisis Estático No Lineal Pushover

III.4.1 Patrón de carga lateral

El patrón de carga lateral tiene la forma del modo fundamental correspondiente a la dirección X, como lo especifica ASCE 41-17 7.4.3.2.3. El programa SAP2000 permite colocar directamente la carga lateral de acuerdo a la norma.

III.4.2 Casos de carga:

Se debe definir una condición inicial de cargas de gravedad no lineal (CGNL) con el peso sísmico (Carga Muerta más 25% de la Carga Viva) que se inicia desde un estado no esforzado. Luego, el Análisis Pushover se realiza a partir de esta condición de carga inicial. La figura 18 muestra la aplicación de este peso sísmico en SAP2000.

oad Case Name			Notes	Load Case Type
CGNL		Set Def Name	Modify/Show	Static v Design.
nitial Conditions				Analysis Type
Zero Initial Cond	tions - Start from Unstre	ssed State		🔿 Linear
Continue from St	ate at End of Nonlinear (ase		O Nonlinear
Important Note:	Loads from this previ	ous case are included i	in the current case	
Iodal Load Case				Geometric Nonlinearity Parameters
All Modal Loads Ap	plied Use Modes from C	ase	MODAL ~	 None
				O P-Delta
Loads Applied Load Type	Load Nam	e Scale Fac	tor	O P-Delta plus Large Displacements
Load Pattern	~ WD	~ 1.		Mass Source
Load Pattern	WD	1.		Previous
Load Pattern	WL	0.25	Add	
			Modify	
			Delete	
Other Parameters				
	Full	oad		ОК
Load Application	Full	oau	Modity/Snow	
Results Saved	Final Sta	te Only	Modify/Show	Cancel
	D-4			

Figura 18 Condición inicial de carga de gravedad no lineal (SAP2000)

El patrón de carga lateral se define en función del modo fundamental. La aplicación de la carga lateral se realiza después de aplicar el estado de cargas de gravedad no lineal (CGNL). La Figura 19 muestra la definición del caso de carga Pushover para la dirección X en función del modo 1

Load Case Name		Notes	Load Case Type	
AENL Set Def Name		Modify/Show	Static ~ I	Design
Initial Conditions			Analysis Type	
Zero Initial Conditions -	Start from Unstressed State		O Linear	
Continue from State at E	nd of Nonlinear Case	CGNL	Nonlinear	
Important Note: Load	Is from this previous case are in	cluded in the current case		
Modal Load Case			Geometric Nonlinearity Parameters	
All Modal Loads Applied U	se Modes from Case	MODAL	None	
oads Applied			O P-Delta	
Load Type	Load Name Sc	ale Factor	P-Delta plus Large Displacements	
Mode \vee 1	1.		Mass Source	
Mode 1	1.	Add	Previous	~
		Madifi		
		Modity		
		Delete		
LL	I			
Other Parameters				
Load Application	Displ Control	Modify/Show	ОК	
Results Saved	Multiple States	Modify/Show	Cancel	
	Defent			

Figura 19 Caso de carga para el análisis Pushover (SAP2000)

El punto de control para registrar el desplazamiento del edificio corresponde al nodo superior izquierdo (Nodo 11 en la figura 20). Notar que, la ubicación del nodo puede estar en cualquier punto del mismo nivel, ya que se ha definido diafragmas rígidos en todos los pisos. La figura 20 muestra la definición del punto de control y la magnitud del desplazamiento monitoreado.

Figura 20 Punto de control (SAP2000)

III.4.3 Resultados del Análisis Pushover

El programa SAP2000 permite visualizar el mecanismo de formación de rótulas plásticas y así poder evaluar la respuesta y comportamiento de cada elemento y de la estructura global.

La primera rótula se forma para un desplazamiento de techo normalizado de 0.0057. Se forma 1 rótula en la viga V-52 (extremo izquierdo). Para este instante, todas las vigas se encuentran por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación) del diagrama M- θ . La figura 21 muestra la formación de la primera rótula plástica.

Figura 21 Formación de la primera rótula plástica (SAP2000)

Para un desplazamiento normalizado de techo de 0.021 la mayoría de rótulas en las vigas se mantienen en el rango IO (ocupación inmediata). En este instante se producen 64 rótulas plásticas entre las vigas V-51-1 a V-58-1 y V-82-1 a V-86-1 que superan el momento de fluencia. La figura 22 muestra las rótulas que superan su momento de fluencia.

Figura 22 Rótulas plásticas para desplazamiento 0.017 (SAP2000)

Para un desplazamiento normalizado de techo de 0.026 las rótulas de la parte central del edificio incursionan en el rango LS (seguridad de vida). Conforme se llega al desplazamiento de 0.026 m se puede ver que la formación de rótulas plásticas se concentra en la parte central del edificio. La figura 23 muestra la incursión de las rótulas plásticas en el rango de seguridad de vida.

Figura 23 Incursión en el rango LS (seguridad de vida) (SAP2000)

III.4.4 Curva de Capacidad y Puntos de interés

El resultado del análisis Pushover se representa mediante la Curva de Capacidad, que representa la respuesta de un sistema equivalente de 1GDL del edificio. Esta curva es necesaria para la aplicación de los métodos para determinar el punto de desempeño para un determinado nivel de sismo. La Curva de Capacidad de la estructura en la dirección X se muestra en la figura 24. La tabla 15 muestra los puntos de interés de la curva de capacidad, y el desplazamiento asumido antes del colapso.

Figura 24 Curva de capacidad

Puntos de interés	V (tonf)	D (cm)
Primera rótula rango IO	167.94	16.83
Primera rótula rango LS	376.14	78.97
Colapso (asumido)	409.64	120.00

Con los puntos de la Tabla 14 se puede calcular la ductilidad y sobrerresistencia con respecto a la formación de la primera rótula.

$$\mu_x = \frac{D_u}{D_{1\,rot}} = \frac{120.00\,cm}{16.83\,cm} = 7.13$$
$$SR_x = \frac{V_u}{V_{1\,rot}} = \frac{409.64\,tonf}{167.94\,tonf} = 2.44$$

IV. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

IV.1 Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño se definen como una expresión del grado deseado de daño (nivel de desempeño) ante una intensidad de sismo (nivel de demanda sísmica). Visión 2000 propone objetivos múltiples mínimos de desempeño, considerando una matriz de objetivos de diseño (Tabla 15), para diferentes tipos de estructuras clasificadas según sus implicancias en la seguridad poblacional (Medina, R. y Music, J. 2018).

Tabla 15 Niveles de demanda sísmica (Medina, R. y Music, J. 2018)

Nivel de	Nivel de desempeño sísmico			
demanda	Totalmente Organizational		Seguridad de	Pre
sísmica	operacional	Operacional	vida	colapso
Frecuente	OB	Х	Х	Х
Ocasional	OEP	OB	Х	Х
Raro	OSC	OEP	OB	Х
Muy raro	-	OSC	OEP	OB

Donde:

OB: Objetivo Básico: edificio habitacional y de oficinas,

X: objetivo inaceptable

OEP: Objetivo Esencial y Peligroso: edificios esenciales (hospital, policía) e instalaciones peligrosas.

OSC: Objetivo de Seguridad Crítica: edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, etc.

La Tabla 16 muestra los desplazamientos objetivos para cada uno de los niveles de desempeño propuestos por Vision 2000, los cuales representan la relación Dt/H, en donde Dt es el desplazamiento lateral máximo del nivel superior del edificio con respecto a la base (desplazamiento de techo) y H es la altura del edificio. Para cumplir con los objetivos

de desempeño, los desplazamientos objetivos deben ser inferiores a cada uno de estos valores señalados en la Tabla 16.

Nivel de desempeño	Desplazamiento objetivo <i>Dt/H</i> , %
Totalmente Operacional	≤ 0.2
Operacional	≤ 0.5
Seguridad de Vida	≤ 1.5
Pre Colapso	<i>≤</i> 2.5
Colapso	> 2.5

Tabla 16 Puntos de interés de la curva de capacidad

IV.2 Demanda Sísmica

Visión 2000 (SEAOC, 1995) especifica cuatro niveles de demanda definidos según su probabilidad de ocurrencia y período de retorno. Ellos son definidos como: movimientos sísmicos de diseño frecuente, ocasional, raro y muy raro. Sin embargo, estos sismos están orientados a la realidad geo sísmica norteamericana, por lo que requieren necesariamente de una calibración de sus límites adecuándose a la realidad sismo tectónica chilena. Lagos et al. (2012) definen que cada nivel de demanda queda representado por espectros elásticos (aceleración elástica espectral Sa), los cuales están en función de parámetros definidos en la norma sísmica NCh433 (2010) y el DS61 (2011). La tabla 17 resume los niveles de demanda sísmica.

Tabla 17 Niveles demanda sísmica (Medina, R. y Music, J. 2018)

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno, años	Probabilidad de excedencia, %	Nivel de demanda sísmica
Frecuente	43	50 en 30 años	$S_a = \frac{f_{min} S A_0 \alpha}{(R^*/I)}$
Ocasional	72	50 en 50 años	$S_a = 1.4 \frac{f_{min} S A_0 \alpha}{(R^*/I)}$
Raro	475	10 en 50 años	$S_a = SA_0 \alpha I$
Muy raro	970	10 en 100 años	$S_a = 1.2SA_0 \alpha I$

Donde:

$$f_{\min} = Q_{\min}/Q_{\text{basal}} \text{ si } Q_{\text{basal}} < Q_{\min}$$

Para el presente trabajo se considera 4 niveles de demanda sísmica, y para determinar el espectro de desplazamiento elástico se usa lo establecido por el DS61 (2011).

IV.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

La curva bilineal de capacidad de la estructura se obtiene con el método propuesto por FEMA 356. Para obtener la curva idealizada fuerza-deformación (Representación bilineal) se utiliza un procedimiento grafico-iterativo que iguale aproximadamente las áreas formadas por los dos segmentos por encima y por debajo de la curva de capacidad, de modo que la energía disipada por la estructura (área bajo la curva Pushover), sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico.

El procedimiento es el siguiente:

- Definir el desplazamiento último Du y el correspondiente valor de cortante en la base Vu al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 25
- 2. Calcular el área bajo la curva de capacidad
- 3. Estimar el cortante basal de fluencia V_y^i . Este valor es un primer paso que se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada A_{bilineal}. El superíndice indica el paso i del proceso iterativo.

- 4. Calcular la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a 0.6 V_y^i . (ver Figura 25). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos del análisis Pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^{i}$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.6V_{y}^{i}$
 - La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva (rigidez secante) de la estructura y es igual a:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

5. Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i , definido como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

El punto A de la Figura 25, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i . Este punto se denomina punto de fluencia efectiva de la estructura.

- 6. Definir la curva bilineal, mediante las rectas OA, y AB (ver Figura 25)
- 7. Calcular el factor reductor de la rigidez α de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^{i} = \frac{\frac{V_{u}}{V_{y}^{i}} - 1}{\frac{D_{u}}{D_{y}^{i}} - 1}$$

- 8. Calcular el área bajo la curva bilineal OAB, Abilineal
- 9. Determinar el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \cdot 100$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia prestablecido, se requiere un proceso iterativo, esto es:

• Calcular un nuevo valor de cortante basal de fluencia:

$$V_{y}^{i+1} = V_{y}^{i} \cdot \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

• Repetir los pasos 4 al 8 con el nuevo valor

Figura 25 Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000) Siguiendo el procedimiento de FEMA 356 se obtienen los resultados de la tabla 18. La figura 26 muestra la representación bilineal de la curva de capacidad:

	-		_
vu=	409.64		Corte basal último
Du=	120.00	Desplazamiento último	
Ki=	9.98	ton/cm	Rigidez lateral inicial
vy=	305	ton/cm	Rigidez lateral efectiva
0.6*vy=	183	ton	Rigidez lateral efectiva al 60%
δ_0.6=	18.34	cm	Desplazamiento correspondiente
Ke=	9.98	ton/cm	Rigidez lateral efectiva
δy=	30.572	cm	Desplazamiento de fluencia

Tabla 18 Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000)

Figura 26 Representación bilineal de la curva de capacidad

IV.3.1 Punto de Desempeño

Los espectros de respuesta elástico para los sismos raro, muy raro, ocasional y frecuente están dados por la tabla 17. El cálculo del desplazamiento objetivo se calculó de acuerdo a la sección 7.4.3.3.2, del ACSE 41-17 y mediante la ecuación 4.1:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{4.1}$$

Donde:

S_a: Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección en consideración.

g: Aceleración de la gravedad

C₀: Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con el desplazamiento del techo del

sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) del edificio calculado utilizando uno de los siguientes procedimientos:

- El factor de participación de masa del primer modo multiplicado por la ordenada de la forma del primer modo en el nodo de control;
- El factor de participación de masa calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la forma deformada del edificio en el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada del vector de forma en el nodo de control; o

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

- El valor apropiado de la Tabla 7-5 del ASCE/SEI 41-17

	Shear B	Shear Buildings ^a		
Number of Stories	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern	
1	1.0	1.0	1.0	
2	1.2	1.15	1.2	
3	1.2	1.2	1.3	
5	1.3	1.2	1.4	
10+	1.3	1.2	1.5	
Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermedi- ate values.				

^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Tabla 19 Valores del factor de modificación C₀ (ASCE 41-17)

C₁: Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal calculada por la ecuación 4.2. Para períodos inferiores a 0,2 s, no es necesario tomar C1 como mayor que el valor en T = 0,2 s. Para periodos superiores a 1,0 s, C1 = 1,0.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \tag{4.2}$$

Donde:

a: Factor de sitio, 30 para clase A o B; 90 para clase C; 60 para clase D, E o F.

Te: Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, en segundos.

 $\mu_{strength}$: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia calculado de acuerdo con la ecuación 4.4. No se permite el uso de la NSP donde la $\mu_{strength}$ supera la $\mu_{máx}$, según la Sección 7.3.2.1 del ASCE/SEI 41-17.

C₂: Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máxima calculada por ecuación 4.3. Para periodos superiores a 0,7 s, C2 = 1.0.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e}\right)^2$$
(4.3)

La relación de fuerza µstrength será calculada de acuerdo a la ecuación 4.4

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \tag{4.4}$$

Donde:

V_y: Límite elástico del edificio en la dirección bajo consideración calculado usando los resultados del NSP para la curva fuerza-desplazamiento no lineal idealizada desarrollada para el edificio de acuerdo con la Sección 7.4.3.2.4 del ASCE/SEI 41-17.

W: Peso sísmico efectivo, según lo calculado en la Sección 7.4.1.3.1 del ASCE/SEI 41-17. C_m: Factor de masa efectivo de la Tabla 7-4 del ASCE/SEI 41-17. Alternativamente, se permitirá C_m, tomado como el factor de participación de masa modal efectivo calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de valor propio. C_m se tomará como 1,0 si el período fundamental, T, es superior a 1,0 s. La tabla 7.4 del ASCE/SEI 41-17 se muestra en la tabla 20 de este trabajo.

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor Cm

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Tabla 20 Valores para el factor de masa efectiva C_m

El primer segmento de línea de la curva fuerza-desplazamiento idealizada comienza en el origen y debe tener una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva, Ki, que se considera de forma aproximada entre los dos primeros puntos de la curva de capacidad. La rigidez lateral efectiva, Ke, se considera como la rigidez secante calculada con un esfuerzo cortante base igual al 60% del esfuerzo de fluencia efectivo de la estructura. Siguiendo la secuencia explicada se determinan los puntos de desempeño para cada uno de los cuatro sismos. Las tablas 21 al 24 y figuras 27 al 30 muestran el procedimiento de cálculo para la obtención del desplazamiento objetivo y su gráfica respectivamente.

Sismo frecuente:

Ki=	9.98	ton/cm
vy=	167.94	ton/cm
0.6*vy=	100.764	ton
δ_0.6=	10.10	cm
Ke=	9.98	ton/cm
δy=	16.83	cm

C0=	1.30				
C1=	1		Te=	1.825	S
ke=	997.63	ton/m	sa(g)=	0.183	m/s^2
ki=	997.63	ton/m	Vy=	167.94	ton
Ti=	1.825	s	W=	1432.52	ton
C2=	1		Cm=	1	
δ_obj=	19.69	cm	u_strg=	1.56	

Tabla 21 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo frecuente

Figura 27 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo frecuente

Sismo Ocasional:

Ki=	9.98	ton/cm
vy=	217.45	ton/cm
0.6*vy=	130.47	ton
δ_0.6=	13.08	cm
Ke=	9.98	ton/cm
δy=	21.80	cm

C0=	1.30				
C1=	1		Te=	1.825	s
ke=	997.63	ton/m	sa(g)=	0.256	m/s^2
ki=	997.63	ton/m	Vy=	217.45	ton
Ti=	1.825	S	W=	1432.52	ton
C2=	1		Cm=	1	
δ_obj=	27.54	cm	u_strg=	1.69	

Tabla 22 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo Ocasional

Figura 28 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo ocasional

Sismo raro:

Ki=	9.98	ton/cm	
vy=	vy= 277.36		
0.6*vy=	166.416	ton	
δ_0.6=	16.68	cm	
Ke=	9.98	ton/cm	
δy=	27.802	cm	

C0=	1.3				
C1=	1		Te=	1.825	s
ke=	997.63	ton/m	sa(g)=	0.838	m/s^2
ki=	997.63	ton/m	Vy=	277.36	ton
Ti=	1.825	S	W=	1432.52	ton
C2=	1.00		Cm=	1	
δ_obj=	90.16	cm	u_strg=	4.328	

Tabla 23 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo raro

Figura 29 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo raro

Sismo Muy Raro:

Ki=	9.98	ton/cm
vy=	299.26	ton/cm
0.6*vy=	179.556	ton
δ_0.6=	18.00	cm
Ke=	9.98	ton/cm
δy=	30.00	cm

C0=	1.4		a=	90	
C1=	1		Te=	1.825	s
ke=	997.63	ton/m	sa(g)=	1.047	m/s^2
ki=	997.63	ton/m	Vy=	299.26	ton
Ti=	1.825	s	W=	1432.52	ton
C2=	1.00		Cm=	1	
δ_obj=	116.98	cm	u_strg=	5.01	

Tabla 24 Obtención del desplazamiento objetivo - Sismo muy raro

El resumen de los puntos de desempeño se muestra en la tabla 25:

Sismo	D(m)	V(ton)	
Frecuente	19.69	196.43	
Ocasional	27.54	248.28	
Raro	90.16	387.96	
Muy raro	116.98	407.67	

Tabla 25 Puntos de desempeño

IV.2 Evaluación del desempeño Sísmico

Para evaluar el desempeño sísmico del edificio se consideran 4 niveles de amenaza sísmica. La evaluación del desempeño se realiza comparando los desplazamientos objetivos o puntos de desempeño de los 4 sismos, con los desplazamientos objetivos para los 4 niveles de desempeño. La figura 31 muestra esta comparación, donde los puntos de desempeño obtenidos se muestran sobre la representación bilineal sectorizada de la curva de capacidad según los 4 niveles de niveles de desempeño propuesto por Vision 2000.

Figura 31 Desempeño sísmico según ASCE/SEI 41-17

Sismo	Totalemente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	¿Cumple objetivo de desempeño?
frecuente					NO
ocasional					NO
raro					NO
Muy raro					NO

Los resultados presentados en la tabla 26 muestran que el desempeño alcanzado por el edificio estudiado para sismos frecuente y ocasional es Seguridad de vida, y para los sismos raro y muy raro el desempeño sobrepasa el nivel de colapso. Por lo tanto, el edificio no cumple con los criterios de Vision 2000.

V. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten concluir que el edificio no tiene un buen desempeño sísmico para los 4 niveles de demanda, sismos ocasional, frecuente, raro y muy raro, ya que no cumplen con los objetivos básicos de desempeño establecidos por el comité Vision 2000.

- Para el diseño de vigas, el momento positivo estuvo determinado por los requerimientos de la norma ACI 18.6.3.2, que definió el diseño de vigas.
- El valor de corte de diseño del pórtico para la mayoría de columnas, fue obtenido de los momentos proveniente de las vigas en el nudo.
- 3. El desempeño alcanzado por el edificio para sismos frecuente y ocasional es seguridad de vida, debiendo estar estos en totalmente operacional y operacional respectivamente. Para los sismos raro y muy raro los puntos de desempeño están por encima del nivel de Colapso. Por lo tanto, todos los puntos de desempeño superan los límites establecidos por Vision 2000.
- 4. En relación a los cortes por piso se concluye que para los 4 sismos o niveles de demanda se obtienen resultados superiores al análisis sísmico realizado según los requerimientos de la normativa chilena. En el caso del desplazamiento relativo máximo se concluye que para todas las demandas consideradas sus resultados son mayores al análisis sísmico requerido por la normativa chilena.

BIBLIOGRAFIA

ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Builidings

LAGOS, R., KUPFER, M., LINDENBERG, J., BONELLI, P., SARAGONI, R., GUELDELMAN, T., MASSONE, L., BOROSCHECK, R. AND YAÑEZ, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. International Journal of High-Rise Buildings 1(3), 181-194

MANDER, J.B, PRIESTLEY, M.J.N. AND PARK, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering 114(8), 1804-1826

NCh433 (2010). Diseño sísmico de edificios. NCh433 Of.1996 mod.2009. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

MEDINA, R. y MUSIC, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena.

CHOQUE, S. AND LUQUE S. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030.