

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO EN ALTURA DISEÑADO CON REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103 PARTE II (2021)

Barlek, Pablo^{a,b}; Giuliano, Alejandro^b; García, Rodolfo^b

^aDr. en Ingeniería; ^bIngeniero Civil

Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), Ciudad de San Juan, Argentina

pbarlek@inpres.gob.ar

RESUMEN

El avance de la ingeniería sismorresistente ha permitido que las normativas hagan una transición desde un criterio de diseño orientado a evitar pérdida de vidas a otro que contemple el desempeño sísmico de las construcciones bajo distintos niveles de demanda. En este contexto, el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 vigente no incorpora aún esta nueva filosofía. Consecuentemente, surge la necesidad de plantear ejemplos de estructuras diseñadas con el reglamento actual para evaluar su desempeño. En este trabajo se propone una estructura aporticada simétrica de 6 niveles diseñada con el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018) y II (2021). El mecanismo de colapso seleccionado fue de traslación lateral de vigas, las secciones potenciales de rótulas plásticas fueron modeladas con elementos de fibras. Se calcularon los puntos de desempeño de esta estructura para demandas con períodos de retorno de 475 y 2475 años mediante el método del espectro de capacidad. Posteriormente, se realizaron análisis dinámicos no lineales utilizando 5 registros sísmicos reales escalados para alcanzar las aceleraciones espectrales correspondiente a los puntos de desempeño calculados. Los resultados demuestran que la estructura analizada cumple con los criterios de seguridad de vida tanto para la demanda de diseño como para el sismo muy raro.

ABSTRACT

Recent advances in Earthquake Engineering have allowed seismic codes to transition from a life-safety oriented design criteria to one that takes into account the structure's seismic performance for different demand levels. In this context, the current version of INPRES-CIRSOC 103 code does not consider this new design philosophy. Therefore, the necessity of evaluating seismic performance for examples of structures designed with this code becomes apparent. An example of a RC 6-storey framed structure designed using INPRES-CIRSOC 103 Part I (2018) and Part II (2021) is presented in this paper. Beam side sway collapse mechanism was selected for the design, while plastic hinge zones were modelled with fiber elements. Using ATC-40 capacity spectrum method, performance points were evaluated for demands associated with return periods of both 475 and 2475 years. After that, nonlinear dynamic analyses were carried out using 5 different seismic records scaled to obtain the same spectral accelerations as the calculated performance points. Results show that the studied structure reached a life-safety performance level for both the demand associated with design as well as for a very rare earthquake.

Organiza:

INTRODUCCIÓN

En un amplio sentido, el estudio del desempeño sísmico de estructuras contempla aspectos tales como el diseño, evaluación, construcción, continuo monitoreo de destino y mantenimiento de construcciones cuyo desempeño bajo acciones frecuentes y extremas responda a diversas necesidades y objetivos, tanto de los propietarios como de la sociedad en su conjunto. El mismo se funda en la hipótesis de que el desempeño sísmico puede ser cuantificado y evaluado con suficiente confiabilidad, de modo que el proyectista, en conjunto con el cliente, pueda tomar decisiones inteligentes e informadas basadas en consideraciones que puedan surgir a lo largo de la vida útil de la obra, en lugar de considerar únicamente los costos de la construcción.

Muchos de los conceptos que se aplican actualmente en el diseño por desempeño no son precisamente novedosos. De diversas maneras fueron explorados, probados e implementados parcialmente en guías y estándares redactados en distintos países o para ciertas industrias específicas, como por ejemplo la industria nuclear. Podría decirse también que, de cierta manera, todos los reglamentos sísmicos pasados fueron parcialmente basados en desempeño, ya que intentaron asignar un criterio de diseño a un determinado nivel de desempeño, usualmente el de prevención de colapso. En este contexto, cabe agregar que en su Artículo 1.1. el Reglamento INPRES CIRSOC 103 Parte I (2018)¹ establece sus objetivos, a saber: “Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis estructural, requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad, disposiciones constructivas y previsiones generales se establecen con el propósito principal de evitar colapso total o parcial de la construcción y pérdidas de vida. (...). No se establece como objetivo limitar los daños ni mantener las funciones de las construcciones luego de la ocurrencia de un terremoto”.

Existe un amplio consenso dentro de la comunidad científico-tecnológica de que los futuros reglamentos para construcciones sismorresistentes deben estar basados en desempeño.

Como principales referencias del diseño basado en desempeño se pueden nombrar el reporte Vision 2000 del SEAOC (1995)², el documento FEMA 356 (2000)³, el documento del ATC-40 (1996)⁴ y, más recientemente, el Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings del PEER (2017)⁵ y el FEMA P-58-1 (2018)⁶.

Un primer paso para poder encarar la redacción de una nueva normativa que considere esta filosofía consiste en evaluar el desempeño sísmico de estructuras diseñadas con el reglamento vigente. Consecuentemente, surge la necesidad de plantear ejemplos de estructuras diseñadas con el reglamento actual para poder evaluar su desempeño mediante distintos métodos. El presente trabajo plantea la evaluación del desempeño sísmico de una estructura aporticada de Hormigón Armado totalmente diseñada en concordancia con los Reglamentos INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)¹ y Parte II (2021)⁷. Dicha evaluación se realiza mediante métodos estáticos no lineales y luego se verifica mediante análisis dinámicos.

Organiza:

DESCRIPCIÓN DEL EJEMPLO

Generalidades

La estructura seleccionada es un edificio simétrico de 6 niveles cuya tipología estructural consiste en pórticos sismorresistentes de Hormigón Armado H-20. El destino de la construcción es de vivienda y se encuentra emplazada en Zona Sísmica 4 (de muy elevada peligrosidad sísmica) sobre un sitio clasificado como S_D .

Las plantas tipos se observan en la Figuras 1(a) y 1(b) donde se especifican también las dimensiones de columnas y vigas en m. Además, en la Figura 2 se ilustra un corte del pórtico central, donde se evidencia que la separación entre niveles es de 3.00m. La altura total de la edificación medida desde el nivel de referencia es de 18.00m.

El espesor de las losas es de 0.14m, la carga permanente sobre las mismas, sin considerar el peso propio, es de 1.20 kN/m^2 , mientras que la sobrecarga es de 2.00 kN/m^2 en concordancia con las especificaciones del Reglamento CIRSOC 101 (2005)⁸. Considerando un factor de simultaneidad de sobrecargas (f_r) de 0.25, el peso sísmico total W del edificio es de 7421 kN.

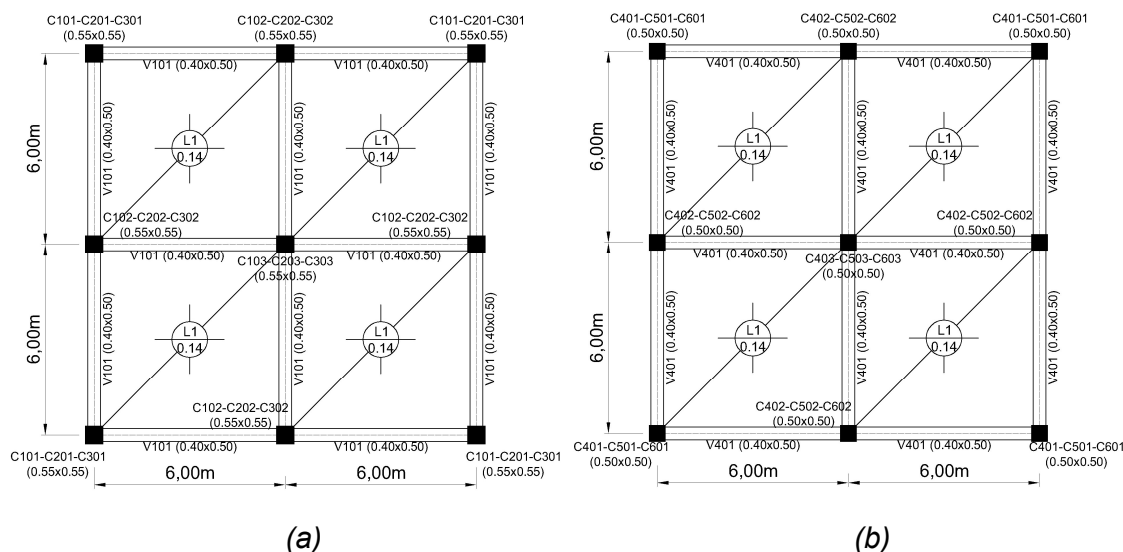


Figura 1. Plantas tipos de estructura, dimensiones en m.
(a) Niveles 1 a 3; (b) Niveles 4 a 6.

Acciones de Diseño

Al tratarse de pórticos sismorresistentes, se adopta un factor de comportamiento sísmico $R = 7.00$ y un coeficiente de amplificación de deformaciones $C_d = 5.50$. Como el destino de la construcción es de viviendas, puede clasificarse dentro del grupo B, por lo que se le asigna un factor de riesgo $\gamma_r = 1.00$.

Organiza:

El espectro de diseño asignado a esta estructura corresponde a la Zona Sísmica 4 y al tipo espectral 2, por encontrarse emplazada en un sitio S_D . En la Figura 3 se grafica el espectro elástico de diseño obtenido aplicando el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)¹.

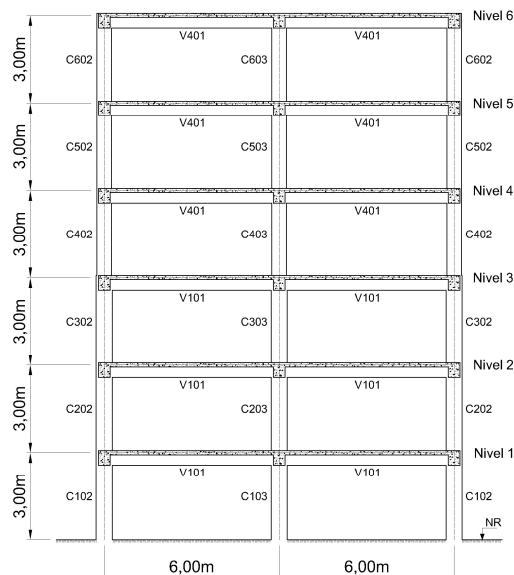


Figura 2. Corte del pórtico central de la estructura, dimensiones en m.

La estructura fue modelada en un *software* de cálculo estructural, las propiedades mecánicas de los materiales utilizados se especifican en la Tabla 1. Para modelar las secciones transversales de vigas y columnas se consideraron sus momentos de inercia efectivos de forma de considerar el efecto de la fisuración en el Hormigón Armado. Para ello, para las vigas se adopta un momento de inercia efectivo igual al 40% del de la sección bruta, mientras que para columnas el momento de inercia efectivo se asume como equivalente a un 50% del de la sección bruta.

Propiedades Mecánicas	H°A° H-20	ADN-420
γ (kN/m ³)	24	78
E (MPa)	27325	200000
μ (-)	0.20	0.30
f'_c (MPa)	20	-
f_y (MPa)	-	420

Tabla 1 – Propiedades mecánicas de los materiales.

Considerando que la altura total de la edificación es menor que el valor límite de 45m establecido para construcciones del grupo B en zona 4 por la Tabla 2.5. del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)¹ y que, además, la misma verifica

las condiciones de regularidad tanto en planta como en altura, se decide aplicar el método estático para evaluar tanto las fuerzas como las deformaciones ocasionadas por la acción sísmica.

Cabe aclarar que, como consecuencia de la simetría de la estructura propuesta, los períodos en la dirección X coinciden de forma exacta con los de la dirección Y, por lo que de aquí en adelante se tiene que $T = T_X = T_Y$. En la Tabla 2 se sintetizan los períodos determinados para el diseño de la estructura. Para obtener el valor de T_a especificado en la primera columna, se utiliza la expresión [6.8] del reglamento para el período fundamental aproximado con los coeficientes correspondientes a la tipología estructural de pórticos sismorresistentes. En la segunda columna se especifica el valor máximo de período (T_{max}) que puede adoptarse para esta estructura de acuerdo con la ecuación [6.7] del reglamento, considerando el coeficiente C_u correspondiente a la Zona Sísmica 4. En la tercera columna de la Tabla 2 se transcribió el valor de período obtenido del *software* (T_1), en el que se modeló la estructura con las secciones fisuradas de vigas y columnas. Finalmente, el período adoptado para el diseño ($T_{diseño}$) se elige de forma de no exceder el límite superior impuesto por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)¹, resultando en este caso 0.88s. Con este último valor se ingresa al espectro reducido (ver Figura 3) y se obtiene el valor del pseudoaceleración con el que corresponde diseñar la estructura.

T_a (s) con Ec. [6.8] ¹	T_{max} (s) con Ec. [6.7] ¹	T_1 (s) de modelo computacional	$T_{diseño}$ (s) adoptado
0.63	0.88	1.12	0.88

Tabla 2 – Períodos considerados para el diseño de la estructura.

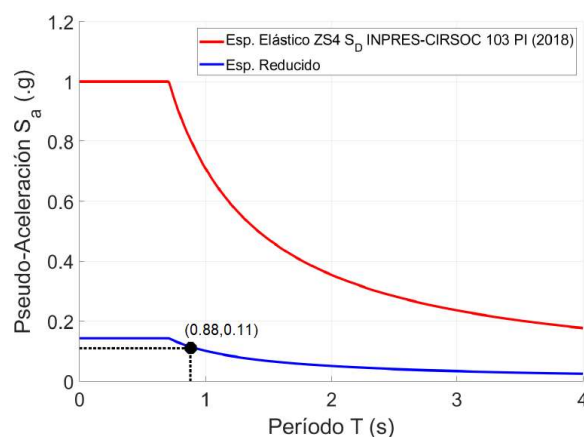


Figura 3. Espectro elástico y reducido para aplicación del método estático en estructura propuesta.

Finalmente, el valor del coeficiente sísmico C en ambas direcciones para esta estructura se calcula de la siguiente manera:

Organiza:

$$C = C_X = C_Y = \frac{S_a}{R} \cdot \gamma_r = 0.11 \cdot 1.00 = 0.11 \quad (1)$$

Por ello, el corte basal de diseño resulta:

$$V_0 = V_{0X} = V_{0Y} = C \cdot W = 853 \text{ kN} \quad (2)$$

El período de 0.88s adoptado para el diseño resulta inferior al valor de $2 \cdot T_2 = 1.42\text{s}$ correspondiente al espectro considerado, por lo que la distribución de V_0 en los diferentes niveles se realiza aplicando la ecuación [6.11] del Reglamento¹. Los resultados se sintetizan en la Tabla 3.

Nivel	h_i (m)	W_i (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kN.m)	V_0 (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)
6	18.00	1155	20794.32	853	231	231
5	15.00	1236	18543.60		206	436
4	12.00	1236	14834.88		165	601
3	9.00	1253	11279.25		125	726
2	6.00	1270	7621.56		85	811
1	3.00	1270	3810.78		42	853
Totales=		7421	76884.39		853	

Tabla 3 – Distribución en altura de la acción sísmica utilizando método estático¹.

Debido a la simetría de la estructura, no se evaluaron los efectos torsionales. Consecuentemente, las fuerzas calculadas F_i se aplicaron en coincidencia con el centro de masa de cada uno de los niveles.

Deformaciones elásticas, últimas y distorsiones horizontales de piso

Los desplazamientos elásticos (d_e) correspondientes a cada nivel fueron obtenidos del modelo computacional para el estado de cargas correspondiente a la acción sísmica determinada según lo especificado en la sección anterior. En base a ellos, se calcularon los desplazamientos últimos (d_u) de cada nivel mediante la ecuación [6.17] del reglamento¹. Finalmente, se evaluaron las distorsiones horizontales de piso con la expresión [6.18]¹. Los resultados de este análisis se sintetizan en la Tabla 4.

Se distingue que la máxima distorsión horizontal de piso ocurre en el nivel 3 y alcanza un valor de 2.39%, menor al límite máximo de 2.50 % que fija el reglamento¹ en su Tabla 6.4. para construcciones del grupo B con condición ND (estructura que contiene elementos no estructurales vinculados a la misma de forma que no sufran daños por las deformaciones de las mismas).

Organiza:

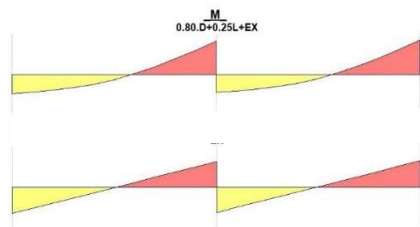
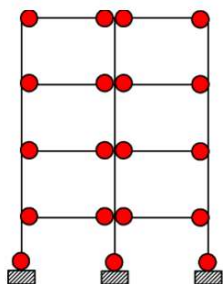
Nivel	h_i (m)	d_{ei} (m)	C_d	γ_r	d_{ui} (m)	θ_{si} (-)
6	18.00	0.059	5.50	1.00	0.324	0.0099
5	15.00	0.053			0.294	0.0163
4	12.00	0.045			0.245	0.0220
3	9.00	0.033			0.179	0.0239
2	6.00	0.020			0.108	0.0231
1	3.00	0.007			0.038	0.0127

Tabla 4 – Desplazamientos elásticos, últimos y distorsiones horizontales de piso para la acción sísmica calculada con el método estático¹.

Diseño por capacidad con Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021)

La estructura fue diseñada utilizando las prescripciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021)⁷. Al tratarse de una construcción cuya tipología consiste en pórticos sismorresistentes de Hormigón Armado en zona de muy elevada peligrosidad sísmica, se seleccionó un mecanismo de colapso de traslación lateral de vigas. En el mismo, las rótulas plásticas se forman en los extremos de viga y en la base de columnas, como se ilustra en la Figura 4(a). Para poder adoptar este tipo de mecanismo, los diagramas de momentos en vigas correspondientes a las combinaciones de carga de diseño deben presentar forma similar a los diagramas triangulares obtenidos

forma



exclusivamente de la acción sísmica, Figura 4(b).

ver

(a)

(b)

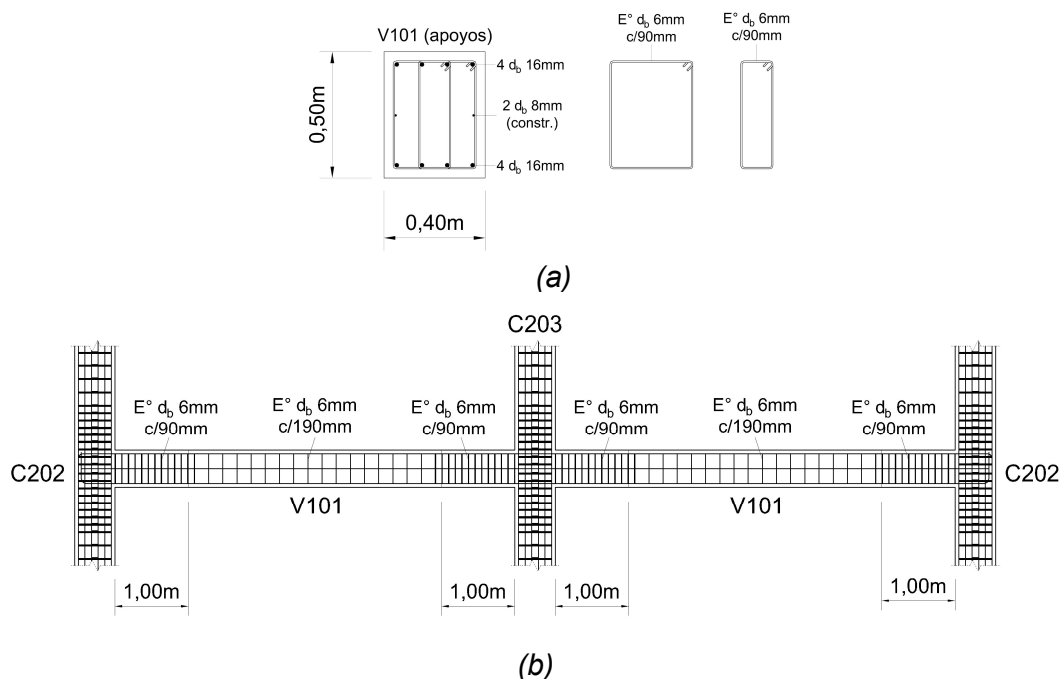
Organiza:

Figura 4. (a) Mecanismo de traslación lateral de viga; (b) Diagramas de momentos en vigas debidos a combinaciones de carga de diseño y a acción sísmica.

El dimensionado de vigas se realizó redistribuyendo momentos, de forma que la armadura longitudinal superior sea idéntica a la inferior y se extienda la totalidad de la luz de las mismas. Los factores de sobrerresistencia promedio del sistema de vigas (ϕ_s^0) fueron 1.60 para los niveles 1 a 3 y 1.74 para los niveles 4 a 6. Con respecto a la armadura transversal, se densificaron estribos en las zonas de potencial formación de rótulas plásticas (ZPFRP). Los detalles de la armadura se resumen en la Tabla 5, mientras que en la Figura 5 se observan los detalles para el caso de la viga V101.

Viga	Nivel	b (mm)	h (mm)	Integración de A° Long.				Integración de A° Transv.					
				Superior		Inferior		ZPFRP			Zona Normal		
				N°	d _b (mm)	N°	d _b (mm)	N° Ramas	d _b (mm)	s (mm)	N° Rama	d _b (mm)	s (mm)
V101	1	400	500	4	16	4	16	4	6	90	2	6	190
	2												
	3												
V401	4	400	500	3	16	3	16	3	6	90	2	6	200
	5												
	6												

Tabla 5 – Resumen de integración de armadura en vigas según Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021)⁷.



Organiza:

Figura 5. (a) Sección transversal de V101 en ZPFRP; (b) Detalle de armadura transversal según eje longitudinal de viga V101 en nivel 1.

Con respecto al dimensionado de la armadura longitudinal de columnas, se tuvieron en cuenta los factores de sobrerresistencia flexional de vigas y el factor de amplificación dinámica (ω_i) correspondiente a cada nivel. En este caso se tuvo que $\omega = 1.10$ para el nivel 6 y la base, $\omega = 1.50$ para los niveles 5 y 2, y $\omega = 1.66$ para los niveles 4 y 3. Las secciones transversales de las columnas se muestran en las Figuras 6(a) y (b).

La armadura transversal fue densificada en las zonas críticas de cada columna. La disposición final adoptada en altura se observa en la Figura 7, junto a las longitudes de las zonas críticas.

La información referente a la integración de armadura tanto longitudinal (con la correspondiente cuantía geométrica, ρ) como transversal se encuentra en la Tabla 6.

Columna	Nivel	h_x (mm)	h_y (mm)	Integración de Armadura Longitudinal			Integración de Armadura Transversal			
							Zonas Críticas		Zonas Normales	
				N°	d_b (mm)	ρ (%)	d_b (mm)	s (mm)	d_b (mm)	s (mm)
C101-C201-C301	1	550	550	16	20	1.66	8	100	8	180
	2									
	3									
C401-C501-C601	4	500	500	12+4	20+16	1.83	8	100	8	180
	5									
	6									
C102-C103-C202-C203-C302-C303	1	550	550	20	25	3.25	8	100	8	180
	2									
	3									
C402-C403-C502-C503-C602-C603	4	500	500	16	25	3.14	8	100	8	180
	5									
	6									

Tabla 6 – Resumen de integración de armadura en columnas según Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021)⁷.

Organiza:

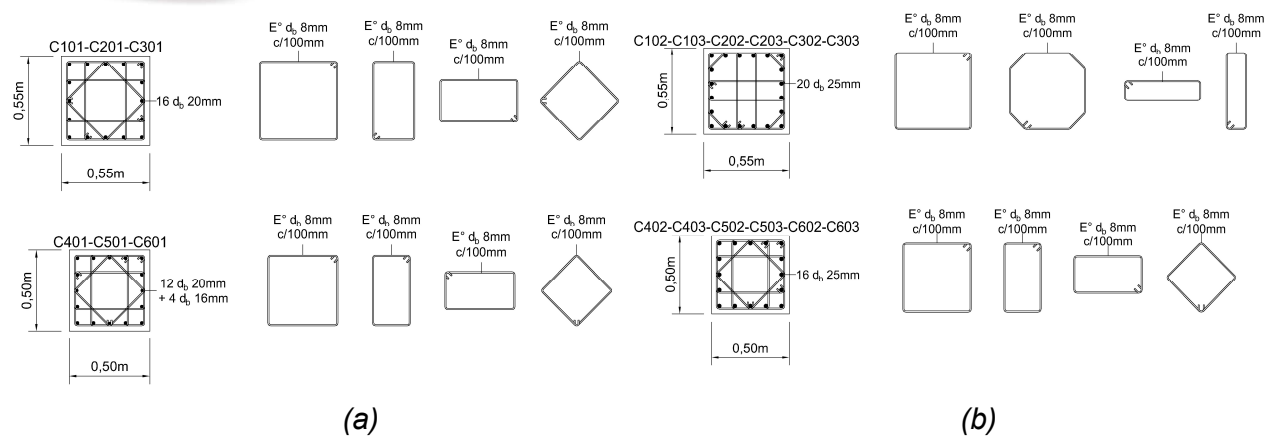


Figura 6. Detalles de secciones transversales de columnas en zonas críticas.
(a) Columnas Esquinas C1; (b) Columnas Perimetrales e Internas C2 y C3.

Organiza:

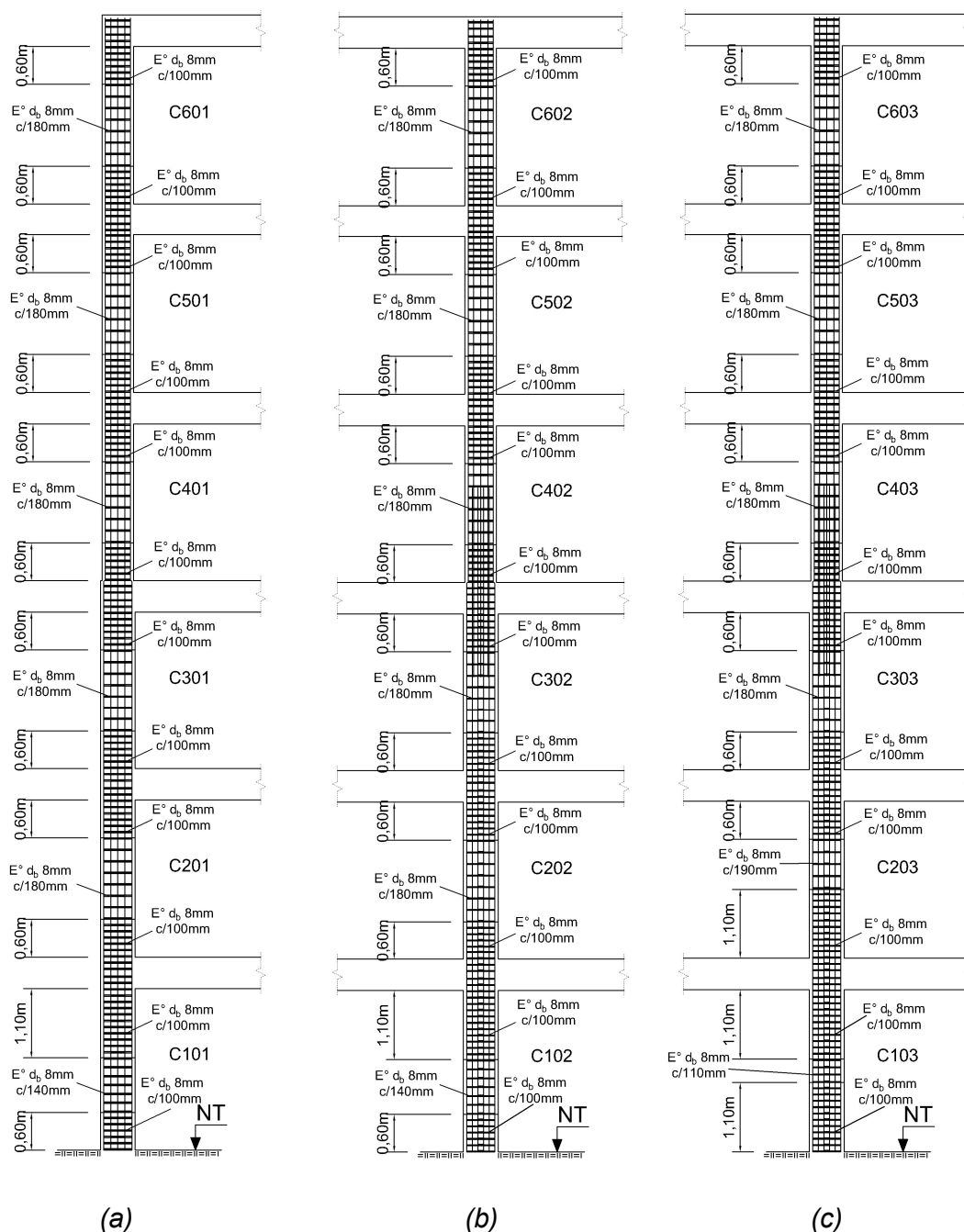


Figura 7. Detalles de armadura en altura de columnas. (a) Columna esquinera C1; (b) Columna perimetral C2; (c) Columna Interna C3.

Organiza:

CARACTERÍSTICAS DE MODELOS COMPUTACIONALES NO LINEALES

El edificio fue completamente modelado en un *software* específico de análisis no lineal de estructuras. De manera de reproducir el mecanismo de traslación lateral de vigas, se modelaron rótulas plásticas por flexión tanto en los extremos de vigas como de columnas. Vale aclarar que no se tuvieron en cuenta rótulas por corte u otro tipo de falla frágil, ya que el edificio fue completamente dimensionado utilizando los principios del diseño por capacidad. Las longitudes de las rótulas plásticas en el modelo fueron asignadas de acuerdo a lo especificado en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021)⁷.

Modelos de fibras

Las zonas de posible incursión en campo no lineal fueron modeladas discretizando las secciones transversales de vigas y columnas en elementos de fibras con comportamiento uniaxial. Estos elementos cumplen con las leyes constitutivas de los distintos materiales considerados, a saber: hormigón no confinado (gris oscuro), hormigón confinado (gris claro) y acero de barras longitudinales (azul). Dicha discretización se detalla en la Figura 8 para las vigas y en la Figura 9 para las columnas. Nótese que en las vigas no se tuvo en cuenta el material de hormigón confinado.

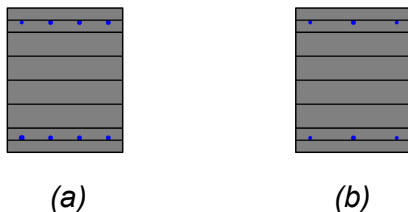


Figura 8. Fibras en secciones transversales de vigas. (a) V101; (b) V401.

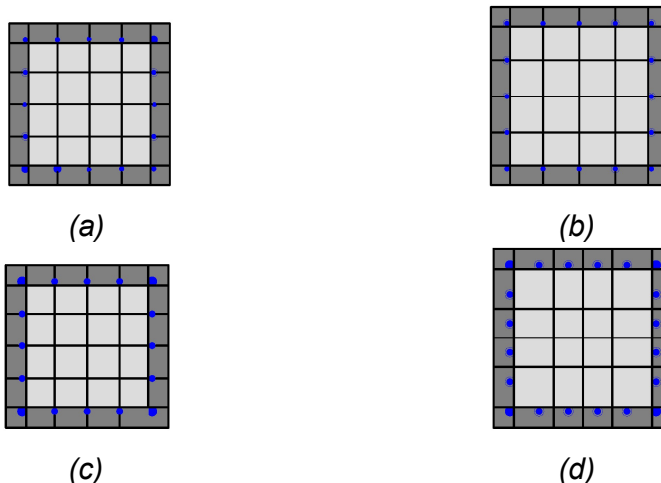


Figura 9. Fibras en secciones transversales de columnas. (a) C401; (b) C101; (c) C402-403; (d) C102-103.

Organiza:

Para el hormigón no confinado se consideró como referencia la ley constitutiva propuesta para este material por Mander et al (1988)⁹, en base a la misma se propuso una curva esqueleto del tipo trilineal con pérdida de resistencia de forma que el área encerrada bajo la misma coincidiera de forma exacta con el área bajo la curva correspondiente a la ley constitutiva mencionada previamente, ver Figura 10(a). Esta curva fue usada para todas las secciones modeladas.

Un procedimiento similar fue utilizado para el hormigón confinado. En este caso la curva de referencia fue la ley constitutiva para hormigón confinado propuesta por Mander et al (1988)⁹, la cual fue aproximada mediante una curva esqueleto trilineal con pérdida de resistencia. De esta manera, se definió una curva esqueleto de hormigón confinado para cada una de las distintas secciones transversales de columnas ilustradas en la Figura 6 de acuerdo a su disposición de armadura longitudinal y de estribos en la zona crítica. En la Figura 10(b) se observa en naranja la curva ingresada al programa para la columna esquinera C1 en sus niveles inferiores.

En la Figura 10(c) se ilustra la curva constitutiva trilineal con pérdida de resistencia adoptada para las barras de acero longitudinal. Se distingue una tensión de fluencia de 420 MPa, una tensión última de 600 MPa a una deformación específica del 12%, a partir de la cual comienza la caída de la resistencia.

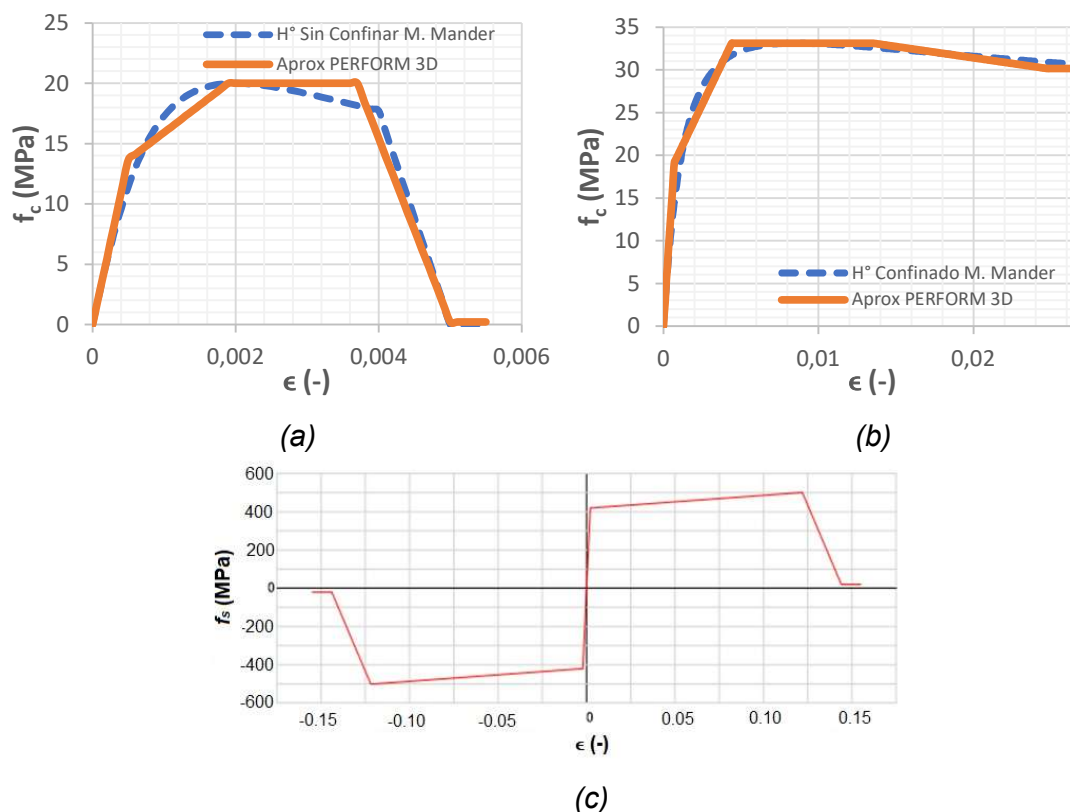


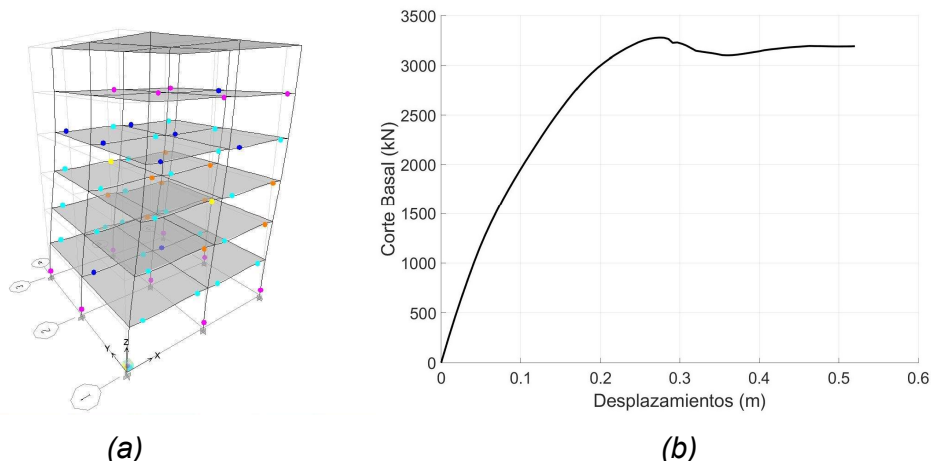
Figura 10. Modelos constitutivos de materiales usados en modelos de fibras.
(a) Hormigón No Confinado; (b) Hormigón Confinado, C1 niveles 1 a 3; (c) Acero.

Organiza:

Para los análisis dinámicos que se describen en un apartado posterior, se adoptaron los factores de degradación de energía para modelos de fibras especificados por Barlek Mendoza et al (2014)¹⁰.

DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

En primer lugar, se aplicó en un único paso toda la carga gravitatoria hasta llegar al peso sísmico W determinado para la estructura. Posteriormente, se procedió a realizar un análisis estático no lineal consistente en incrementar monotónicamente un patrón de cargas laterales (en este caso, el especificado en la Tabla 3) sobre la estructura a medida que se van produciendo las distintas rótulas plásticas, y hasta que se alcanza su capacidad máxima. El patrón de rotulación finalmente obtenido para el ejemplo planteado puede observarse en la Figura 11(a), mientras que la curva de capacidad obtenida de este análisis se muestra en la Figura 11(b).



*Figura 11. Análisis estático no lineal sobre estructura planteada.
(a) Patrón de formación de rótulas plásticas; (b) Curva de Capacidad obtenida.*

Dicha curva de capacidad corresponde al modelo considerando todos los grados de libertad de cada uno de los diafragmas rígidos. Sin embargo, para poder evaluar los puntos de desempeño se requiere transformar esta curva de capacidad a una espectro de desplazamiento S_d vs. Pseudoaceleración S_a correspondiente a un modelo de 1 grado de libertad equivalente. Las conversiones se realizan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$S_{ai} = \frac{F_i}{W \cdot \alpha} \quad (3)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof}} \quad (4)$$

En la ecuación (3) α representa el coeficiente modal de masa efectiva. Mientras que

Organiza:

en (4) PF_1 es el factor de participación modal del primer modo y ϕ_{roof} es el valor del componente del nivel terraza del vector de forma modal correspondiente al modo fundamental de la estructura.

Estos valores se obtuvieron realizando un análisis de vibraciones libres sobre la estructura elástica, lo que resultó en un período fundamental de 0.69s y valores de $\alpha = 0.775$, $PF_1 = 24.208$, y $\phi_{roof} = 0.0525$.

Para evaluar el desempeño sísmico mediante análisis estáticos no lineales, se consideraron dos niveles diferentes de demanda sísmica. Por un lado, la demanda correspondiente al nivel de diseño, representada por el espectro elástico de respuesta provisto por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)¹ asociado a un período de retorno (T_r) de 475 años (ver espectro rojo en Figura 3). Por el otro, una demanda correspondiente a un terremoto extremo con un período de retorno de 2475 años que se obtiene multiplicando el espectro anterior por un factor de 1.50.

El espectro de demanda en formato S_a vs. T debe transformarse al formato S_a vs. S_d , esto se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot g \quad (5)$$

En este trabajo se utilizó el método del espectro de capacidad propuesto por Freeman (1995)¹¹. El mismo consiste en un procedimiento gráfico que compara la capacidad de la estructura con la demanda sísmica, representada por un espectro de respuesta reducido por amortiguamiento (β_{eff}). Se suponen un punto de desempeño (S_{dpi}, S_{api}) y un punto de fluencia para la curva de capacidad bilinealizada (S_{dy}, S_{ay}) y luego, se reduce el espectro de demanda por amortiguamiento (que es el inherente de la estructura, $\beta_{inherente} = 5\%$, sumado al histerético por deformaciones inelásticas, β_0) mediante los coeficientes SR_A y SR_V . Las expresiones para realizar esta reducción son:

$$\beta_0 = \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{api} \cdot S_{dy})}{S_{api} \cdot S_{dpi}} \quad (6)$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(100 \cdot \beta_{eff})}{2.12} \quad (7)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(100 \cdot \beta_{eff})}{1.65} \quad (8)$$

El coeficiente κ modifica el término del amortiguamiento histerético y depende del tipo de comportamiento estructural. El mismo varía para estructuras con buena disipación de energía (Tipo A) hasta estructuras con pobre comportamiento histerético (Tipo C). En este caso se trata de una estructura del Tipo A por estar diseñada con el reglamento actualmente vigente, para la cual se verifica que:

$$\kappa = \begin{cases} 1.00 & \text{si } \beta_0 \leq 16.50\% \\ 1.13 - \left[\frac{0.51 \cdot (S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api})}{S_{api} \cdot S_{dpi}} \right] & \text{si } \beta_0 > 16.50\% \end{cases} \quad (9)$$

Organiza:

Es importante recalcar que la bilinealización de la curva de capacidad de la estructura debe realizarse de modo que el área de la misma por encima de la curva real sea idéntica al área que queda por debajo hasta alcanzar el punto de desempeño.

Una vez reducido el espectro de demanda, se lo dibuja en el mismo gráfico que el espectro de capacidad y se determina el punto de intersección entre las dos curvas. Si este punto coincide con el que se había supuesto inicialmente, se obtiene el punto de desempeño de la estructura, de otra forma se itera con otro punto hasta converger.

La ductilidad global para el punto de desempeño se determina como el cociente entre el desplazamiento de desempeño y el desplazamiento de fluencia:

$$R_{\mu} = \frac{S_{dpi}}{S_{dy}} \quad (10)$$

El período secante de la estructura en el punto de desempeño (T_e) se deduce de la ecuación (5), resultando:

$$T_e = \sqrt{\frac{4\pi^2 \cdot S_{dpi}}{S_{api} \cdot g}} \quad (11)$$

El corte basal total correspondiente al punto de desempeño viene dado por:

$$V = S_a \cdot W \cdot \alpha \quad (12)$$

En función del mismo y del corte basal de diseño calculado mediante la expresión (2), puede cuantificarse la sobrerresistencia real de la estructura (R_{Ω}), la cual será igual a:

$$R_{\Omega} = \frac{V}{V_0} \quad (13)$$

El factor de comportamiento estructural de diseño fue $R = 7$. Sin embargo, el valor real en el punto de desempeño depende de la ductilidad y sobrerresistencia, siendo:

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \quad (14)$$

El desplazamiento experimentado por el nivel de terraza del sistema de múltiples grados de libertad se determina en función del punto de desempeño como se indica a continuación:

$$\Delta_{roof} = PF_1 \cdot \phi_{roof} \cdot S_{dpi} \quad (15)$$

Por lo tanto, la distorsión de techo o terraza (θ_{roof}) se puede evaluar dividiendo el desplazamiento determinado mediante la ecuación (15) en la altura total de la construcción medida desde el nivel de referencia h , resultando:

$$\theta_{roof}(\%) = \frac{\Delta_{roof}}{h} \cdot 100 \quad (16)$$

Organiza:

Resultados

Las resoluciones gráficas utilizando el procedimiento recién expuesto tanto para la demanda sísmica con período de retorno de 475 años como la de 2475 años se ilustran en la Figura 12 (a) y (b), respectivamente.

La Tabla 7 muestra un resumen con los resultados obtenidos de aplicar esta metodología. Los niveles de amortiguamiento efectivos utilizados para reducir la demanda elástica fueron cercanos al 20% en ambos casos. Se distinguen valores de ductilidad relativamente pequeños. Sin embargo, se destaca que los valores del factor de comportamiento estructural R fueron adecuados sobre todo para el caso del sismo con $T_r = 2475$ años, donde se alcanzó 5.91. El período efectivo fue de 1.05s para la demanda sísmica de diseño y de 1.18s para el sismo extremo, valores similares al obtenido para el modelo computacional con secciones fisuradas en la Tabla 2 (1.12s).

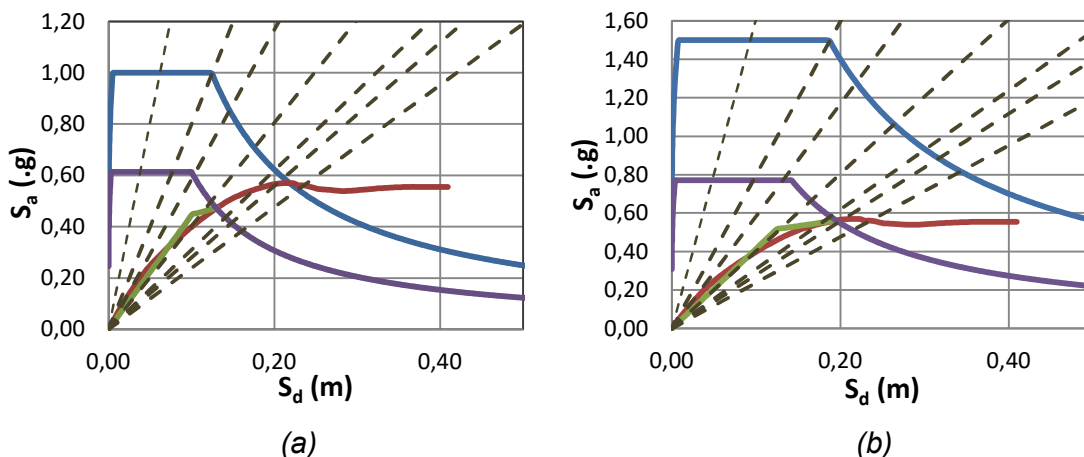


Figura 12. Obtención de punto de desempeño, método del espectro de capacidad.
(a) Demanda sísmica con $T_r = 475$ años; (b) Demanda sísmica con $T_r = 2475$ años.

Demanda Sísmica T_r (años)	Punto de Desempeño		Punto de Fluencia		β_{eff} (%)	R_μ (-)	T_e (s)	V (kN)	R_D (-)	R (-)	Δ_{roof} (m)	θ_{roof} (%)
	S_{api} (.g)	S_{dpi} (m)	S_{ay} (.g)	S_{dy} (m)								
475	0.474	0.131	0.447	0.101	16.60	1.30	1.05	2726	3.20	4.15	0.166	0.92
2475	0.562	0.195	0.517	0.125	22.60	1.56	1.18	3232	3.79	5.91	0.247	1.37

Tabla 7 – Resumen de resultados para ambos niveles de demanda.

Para poder evaluar el desempeño sísmico, se tuvieron en cuenta las máximas distorsiones de piso alcanzadas para los niveles de demanda analizados. Se utilizó el criterio establecido por FEMA 356 (2000)³ que fija distorsiones máximas del 1%, 2% y 4% para los niveles de desempeño de “Ocupación Inmediata”, “Seguridad de Vida” y “Prevención de colapso”, respectivamente. En la Tabla 8 y en la Figura 13 se sintetizan los valores determinados para este estudio. Se puede concluir que, para ambos tipos de demanda sísmica, el desempeño alcanzado por la estructura puede clasificarse

Organiza:

como de “Seguridad de Vida”.

DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Con el objetivo de corroborar los niveles de desempeño determinados en la sección anterior, se realizaron análisis dinámicos no lineales sobre el modelo computacional de la estructura. El amortiguamiento se tomó como proporcional a la matriz de masa y a la matriz de rigidez, de acuerdo a lo propuesto por Rayleigh. De esta manera, se fijó una relación de amortiguamiento del 5% en correspondencia con las frecuencias del primer y del tercer modo de la estructura.

Nivel	Demanda Sísmica de Diseño ($T_r=475$ años)				Demanda Sísmica Muy Rara ($T_r=2475$ años)			
	d_{cc475} (mm)	θ_i (%)	$\theta_{s\text{ roof}}$ (%)	Desempeño	d_{cc2475} (mm)	θ_i (%)	$\theta_{s\text{ roof}}$ (%)	Desempeño
6	166	0.44	0.92	SEGURIDAD DE VIDA	247	0.58	1.37	SEGURIDAD DE VIDA
5	153	0.80			230	1.08		
4	129	1.14			197	1.61		
3	95	1.25			149	1.87		
2	58	1.20			93	1.85		
1	21	0.71			37	1.25		
Base	0	0			0	0		

Tabla 8 – Distorsiones de piso y terraza para los 2 niveles de demandas analizados.

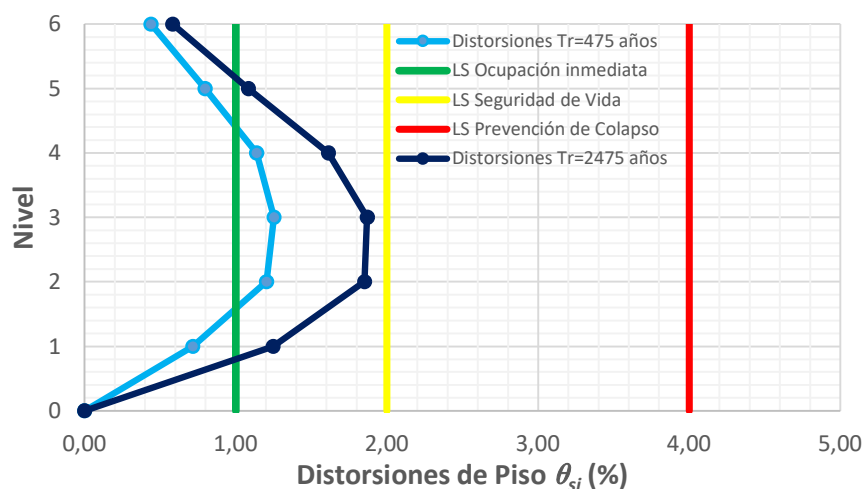


Figura 13. Máximas distorsiones de piso obtenidas en puntos de desempeño.

Registros sísmicos seleccionados

En este análisis, para cada nivel de demanda sísmica considerado en el caso estático se seleccionaron 5 registros sísmicos que fueron escalados por un factor SF a los valores de pseudoaceleración correspondientes a los períodos efectivos calculados

Organiza:

para los puntos de desempeño obtenidos en el apartado anterior. En la Tabla 9 se resumen las principales características de los registros seleccionados para el nivel de demanda correspondiente al sismo de diseño, mientras que en la Tabla 10 se hace lo propio para el nivel de demanda correspondiente a un sismo extremo. En estas tablas, M_w se refiere a la magnitud de momento del terremoto, PGA es la aceleración pico del terreno para el registro sin escalar y Δt es el intervalo de muestreo de los registros. Es necesario agregar que el paso de integración adoptado para estos análisis fue en todos los casos igual al intervalo de muestreo de los acelerogramas.

Los espectros de los registros seleccionados para cada uno de estos análisis se grafican en la Figura 14, donde se resaltan en negro los puntos de desempeño determinados en la sección precedente.

Evento	Estación	Comp.	M_w	Δt (s)	PGA (.g)	SF
Loma Prieta (1989) ¹²	Corralitos	090	6.9	0.005	0.48	1.0349
Algarrobo (1985) ¹³	Viña del Mar	S20W	8.0	0.017	0.35	0.8737
Kocaeli (1999) ¹²	Ambarli	ATS090	7.6	0.005	0.19	0.7605
Tokachi-Oki (2003) ¹⁴	Shizunai HDKH06	NS2	8.0	0.005	0.19	0.8133
Northridge (1994) ¹²	W. Pico Canyon Rd.	316	6.7	0.01	0.36	0.8822

Tabla 9 – Registros seleccionados para escalar demanda sísmica $T_r = 475$ años.

Evento	Estación	Comp.	M_w	Δt (s)	PGA (.g)	SF
Northridge (1994) ¹²	Castaic - Old Ridge Route	360	6.7	0.02	0.52	1.1695
Kobe (1995) ¹²	KJMA	090	6.9	0.02	0.63	0.9181
Chi-Chi (1999) ¹²	CHY006	N	7.7	0.004	0.36	0.9425
Tabas (1978) ¹²	Tabas	T1	7.4	0.02	0.86	1.1585
Denali (2002) ¹²	TAPS Pump Station #10	317	7.9	0.005	0.30	1.0076

Tabla 10 – Registros seleccionados para escalar demanda sísmica $T_r = 2475$ años.

Resultados

En la Figura 15(a) se grafican las distorsiones máximas de piso obtenidas de los análisis dinámicos para una demanda sísmica con $T_r = 475$ años. En todos los casos puede observarse que la estructura tuvo un desempeño dentro de los límites de la “Seguridad de Vida”. Se destacan valores de distorsión muy similares a los determinados mediante el estudio estático. El valor máximo alcanzado fue de 1.66% en el nivel 3 para el registro de Algarrobo. La distorsión máxima a nivel terraza también fue calculada para el mismo registro, alcanzando un valor de 1.19%.

Similarmemente, en la Figura 15(b) se graficaron las máximas distorsiones de piso obtenidas de los análisis dinámicos para un nivel de demanda asociada a un sismo muy raro con $T_r = 2475$ años. Se observan valores de distorsiones máximas muy

Organiza:

próximos al 2%. Sin embargo, en todos los casos los mismos fueron inferiores a este valor límite, encontrándose dentro del rango correspondiente a “Seguridad de Vida”. La distorsión máxima de piso resultó de 1.99% en el nivel 3 para el registro de Kobe. Para el mismo registro se calculó también la máxima distorsión de terraza, llegando al valor de 1.43%.

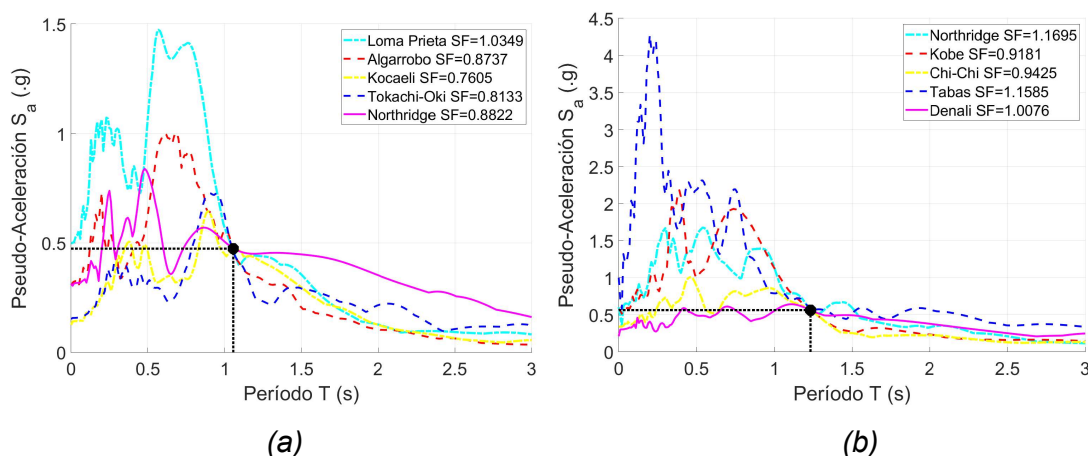


Figura 14. Espectros de respuesta de los registros usados para análisis dinámicos. (a) Demanda sísmica con $T_r = 475$ años; (b) Demanda sísmica con $T_r = 2475$ años.

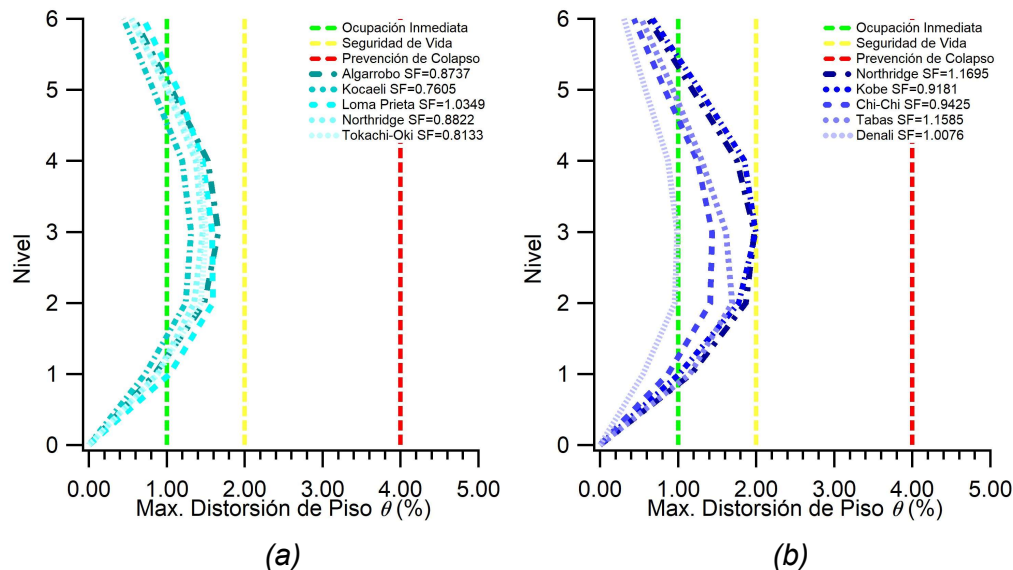


Figura 15. Distorsiones máximas de piso obtenidas de análisis dinámicos. (a) Demanda sísmica con $T_r = 475$ años; (b) Demanda sísmica con $T_r = 2475$ años.

CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el desempeño sísmico de un edificio de 6 niveles diseñado con los Reglamentos INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)¹ y Parte II (2021)⁷. De Organiza:

acuerdo a los resultados obtenidos de los análisis estáticos y dinámicos, se concluye que el ejemplo planteado presenta un nivel de desempeño de “Seguridad de Vida” tanto para un nivel de demanda asociado al sismo de diseño como para el caso de un sismo muy raro. Este estudio debe ampliarse a estructuras clasificadas en otros grupos (por ejemplo, A_0) y/o emplazadas en zonas de menor sismicidad. También debe evaluarse el comportamiento local de las rótulas, aspecto que no fue considerado en este estudio.

REFERENCIAS

- [1] INPRES-CIRSOC-103 (2018). *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes Parte I, Construcciones en General*, Argentina.
- [2] SEAOC (1995). *Vision 2000 - Performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, EEUU.
- [3] FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. U.S. Federal Emergency Management Agency.
- [4] ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings*. Applied Technology Council, California, EEUU.
- [5] Tall Buildings Initiative (2017). *Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), EEUU.
- [6] FEMA P-58-1 (2018). *Seismic performance assessment of buildings – Volume 1 Methodology*. Federal Emergency Management Agency.
- [7] INPRES-CIRSOC-103 (2021). *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes Parte II, Construcciones de Hormigón Armado*, Argentina.
- [8] CIRSOC-101 (2005). *Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*, Argentina.
- [9] Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol 114 (8), 22686, pp. 1804-1826.
- [10] Barlek Mendoza P.M., Galíndez E.E. y Pavoni S.B. (2014). *Modelación numérica de columnas de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas*. 23° Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina.
- [11] Freeman S.A. (1995). *A review of practical approximate inelastic seismic design procedures for new and existing buildings*. Proceedings, SEAOC 64th Annual Convention, pp. 311-331. Indian Wells, California, EEUU.
- [12] PEER Strong Ground Motion Database (<http://peer.berkeley.edu>).
- [13] Center for Engineering Strong Ground Motion Data (CESMD) (<https://www.strongmotioncenter.org>).
- [14] National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Strong Motion Seismographs Network (K-NET, KiK-Net) (<https://www.kyoshin.bosai.go.jp>).

Organiza: