

## EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS ESCOLARES TÍPICOS DE LA PROVINCIA DE MENDOZA

### SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT IN TYPICAL SCHOOL BUILDINGS OF MENDOZA PROVINCE

**Horacio R. Tabernero, Daniel Ambrosini, y Oscar Curadelli**

*Área de Dinámica Experimental, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza,  
Argentina; dambrosini@uncu.edu.ar,*

*<http://ingenieria.uncuyo.edu.ar/paginas/index/area-dinamica-experimental>*

*CONICET, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, <http://www.conicet.gov.ar>*

**Palabras clave:** Edificios escolares, desempeño sísmico, vulnerabilidad sísmica.

**Resumen.** Las experiencias internacionales han demostrado que las fallas estructurales, debidas a terremotos en edificios escolares pueden tener consecuencias severas. Debido a la elevada actividad sísmica a la que se encuentra expuesta, la provincia de Mendoza debe prestar especial atención a esta problemática. En el presente trabajo se evalúa el desempeño estructural de edificios escolares típicos de la provincia de Mendoza, diseñados con códigos para estructuras sismorresistentes no vigentes. Se realiza el análisis de una estructura típica mediante el método de elementos finitos bajo la acción de diez registros sísmicos, escalando la aceleración pico del suelo (*PGA*) hasta la ocurrencia del colapso estructural. Posteriormente, se proponen cuatro alternativas de intervención; dos tendientes a rigidizar la estructura; y dos tendientes a flexibilizarla. Cada alternativa se incorpora al modelo numérico, realizando un análisis similar al del caso original. Para cada alternativa estudiada, se obtienen las curvas de fragilidad sísmica, y se evalúa el riesgo sísmico medido por la probabilidad de alcanzar el estado límite en 50 años. Los resultados permiten cuantificar la efectividad de cada refuerzo propuesto en la reducción del riesgo sísmico.

**Keywords:** School buildings, seismic performance, seismic vulnerability.

**Abstract.** Global experiences have shown that structural failure in school buildings caused by seismic events can lead to severe consequences. Due to the high level of seismic activity present on its territory, Mendoza province must pay special attention to this matter. In this work, seismic performance of typical school buildings of Mendoza province that were designed without proper seismic considerations is assessed by means of a numerical study. A finite element model is developed, and failure analyses are performed using a set of ten seismic records scaled at increasing values of peak ground acceleration (*PGA*). At a second stage, four structural intervention alternatives are proposed and evaluated, two alternatives considering a stiffening approach, and two considering a flexibilization approach. Each considered alternative is incorporated into the numerical model and evaluated in the same way as the original structure. For each considered case, seismic fragility curves are derived, and seismic risk is assessed as limit state probability in 50 years, considering *PGA* as a random variable. Results obtained from this work allow the identification of the contribution of each proposed alternative to the reduction of seismic risk.

## 1 INTRODUCCIÓN

Las experiencias en sismos destructivos han demostrado que la mayor cantidad de víctimas se produce como resultado de la falla de edificios con altos porcentajes de ocupación; entre los que pueden contarse hospitales y escuelas. En algunos casos, estos edificios deben proveer servicios de emergencia o actuar como refugios ante la ocurrencia de una catástrofe; por lo que deben permanecer funcionales luego de estos eventos.

De acuerdo al relevamiento anual 2019; 694000 estudiantes asisten a establecimientos educativos de las provincias de Mendoza y San Juan, que tienen alta actividad sísmica ([Ministerio de Educación de la Nación 2019](#)). Para el caso particular de la provincia de Mendoza, existen en todo el territorio alrededor de 927 establecimientos escolares; de los cuales puede estimarse que un 65% son previos a la aparición del Código de Construcciones Sismorresistentes de la Provincia de Mendoza, y por lo tanto no puede garantizarse que cumplan con criterios adecuados de diseño sismorresistente ([Diario Los Andes 2015](#)). En algunos casos, las deficiencias estructurales detectadas han debido subsanarse mediante obras de refacción y reparación, particularmente en aquellos establecimientos donde se ha observado daño posterior a la ocurrencia de sismos. Puede citarse el caso de las escuelas 1-473 “Pío XII” y 1-074 “Francisco N. Laprida”, de la Ciudad de Mendoza ([Prensa Gobierno de Mendoza 2017, 2018](#)).

Ante esta problemática, se propone evaluar el desempeño de edificios escolares típicos de la provincia de Mendoza diseñados con códigos para estructuras sismorresistentes no vigentes. El objetivo principal de este trabajo es determinar en una primera instancia la vulnerabilidad sísmica de estos edificios; posteriormente el riesgo ante un evento sísmico de la estructura en su estado original y con intervenciones estructurales, una vez implementadas diferentes alternativas de refuerzo eficientes.

Para esto, se crea un modelo numérico que se calibra a partir de resultados experimentales presentes en la literatura disponible. Por medio de análisis dinámicos no lineales se determina la curva de fragilidad para cada caso estudiado con base en la aceleración pico del suelo que conduce al desempeño estructural definido como colapso. Finalmente, se estiman los valores de riesgo sísmico medido por la probabilidad de alcanzar el estado límite en 50 años.

## 2 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS

Los edificios analizados pertenecen a una tipología arquitectónica adoptada en la provincia de Mendoza para la construcción de edificios escolares entre los años 1960 y 1985.

Un elemento distintivo de estos edificios es la utilización de muros de piedra en la fachada, tal como se observa en la [Figura 1](#). La planta típica consta de dos pisos de 38.5m de longitud en dirección longitudinal (definida como X-X); 9.2m en la dirección perpendicular (Y-Y); y una altura máxima de 5.8m. Esta planta se ha replicado en 16 establecimientos de toda la provincia, manteniendo en todos los casos la misma disposición y las mismas dimensiones tanto en planta como en elevación. La estructura del edificio se compone de un sistema de pórticos de hormigón armado, alguno de ellos formando el marco de muros de mampostería. Las dimensiones de la planta y de los elementos resistentes relevados se presentan en la [Tabla 1](#). La información relacionada con el sistema estructural se infiere a partir de los planos de arquitectura originales; del trabajo de [Palencia et al. \(2005\)](#); y de un relevamiento propio realizado en la escuela 1-207 de la ciudad de San Rafael. La ubicación y las dimensiones de las ventanas de la fachada conllevan una relación de corte para las columnas ([Moretti & Tassios 2007](#)):

$$as = L/2h = 0,9375 < 2,5 \quad (1)$$

siendo  $L$  la longitud de la columna a los lados de la ventana y  $h$  la altura de la sección. De

esto se infiere que las columnas de la fachada funcionan como columnas cortas.



Figura 1: Fachadas de los establecimientos 1-106 (izquierda) y 1-207(derecha).

Planta		Elementos Estructurales		
Dimensión X-X	38.50m	Columnas	0.2m x 0.4m	
Dimensión Y-Y	9.2m	Vigas	Encadenados	0.25m x 0.3m
Cantidad de Pisos	2		Sobre ventanas P.A.	0.4m x 0.25m
Altura de techo P.B.	2.75m		Cumbrera	0.2m x 0.5m
Altura Total (Z-Z)	5.8m	Losa de entrepiso (espesor)	0.25m	
		Muros de Ladrillos	0.15m	
		Muros de Piedra	0.3m	

Tabla 1: Dimensiones de planta y elementos estructurales.

### 3 MODELO NUMÉRICO

La estructura se modela utilizando el código basado en Elementos Finitos ANSYS Workbench. Para la modelación de vigas y columnas se utilizan elementos de viga tipo BEAM188; mientras que las losas y los muros se modelan mediante elementos de placa tipo SHELL181. Se considera que las escaleras están sustentadas por su propio sistema resistente, por lo que no se modelan con el resto del edificio (Palencia *et al.* 2005).

El hormigón armado se modela como un material homogeneizado. Se utiliza el material CONCRETE NL de ANSYS con una densidad de  $2300\text{kg/m}^3$ . La calibración del modelo se realiza a partir de valores presentes en la literatura. Se crea un modelo numérico del pórtico evaluado por Elwood y Moehle (2003) con el objetivo de reproducir el comportamiento global alcanzando similares desplazamientos máximos, controlando además el valor medio cuadrático (RMS). Estos parámetros se entienden como indicadores de similitud de los resultados (Domizio *et al.* 2017).

Para calibrar el comportamiento elástico, se varía el módulo de elasticidad a fines de alcanzar una frecuencia de vibración similar a la observada en los resultados experimentales. La historia de desplazamientos obtenida puede apreciarse en la Figura 2.

Para el comportamiento no lineal, se utiliza el enfoque adoptado por Luccioni *et al.* (2004); asumiendo que en una misma dirección de análisis la capacidad de elementos estructurales es la misma, independientemente del sentido considerado. En función de los modelos materiales soportados por los elementos utilizados, se evalúa la respuesta mediante plasticidad por endurecimiento cinemático e isotrópico. La mejor respuesta se logra utilizando endurecimiento cinemático.

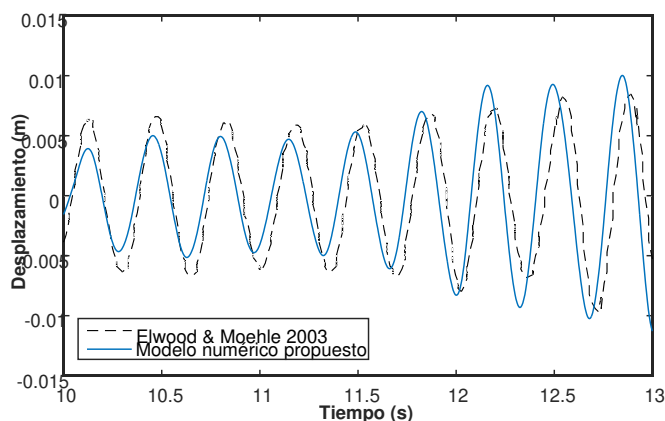


Figura 2 - Comparación de resultados experimentales y numéricos.

Para los muros, se considera únicamente comportamiento elástico, utilizando materiales equivalentes. En el caso de muros de ladrillo se adopta una densidad de  $1800\text{kg/m}^3$  (INTI - CIRSOC 2005) y un módulo de elasticidad  $E_m=1.2 \times 10^9\text{Pa}$  (Gara *et al.* 2017). Para los muros de piedra, la densidad se define una densidad de  $2650\text{kg/m}^3$  (INTI - CIRSOC 2005) y un módulo de elasticidad  $E_{ms}=1.256 \times 10^9\text{Pa}$  (Gattesco & Boem 2017).

Para la cubierta de techo se realiza el análisis de carga de una cubierta liviana típica; estableciéndose un peso por unidad de superficie de  $300\text{ N/m}^2$ .

Se utiliza un mallado adaptativo con un tamaño de elementos de  $200\text{mm}$ . La fundación de la estructura se modela asignando un apoyo fijo a los extremos inferiores de las columnas de planta baja. El modelo obtenido puede apreciarse en la Figura 3; y las frecuencias obtenidas en el análisis modal se presentan en la Tabla 2.

Modos y Frecuencias	
Modo	Frec. (Hz)
Flexional X	3.5538
Flexional Y	7.4854
2° Flexional X	9.0557
Torsional	9.2145



Figura 3: Modelo numérico.

Tabla 2: Resultados de análisis modal.

## 4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO

### 4.1 Generalidades

Para la evaluación del desempeño, resulta conveniente en principio la adopción de una variable independiente  $C$  (Curadelli 2011), tal que:

$C=1$  si el desempeño alcanzado iguala o supera al umbral definido como falla.

$C=0$  si el desempeño alcanzado es inferior al umbral definido como falla. (2)

Como acciones sobre la estructura se utilizan diez registros sísmicos de falla cercana con frecuencias predominantes próximas a la frecuencia natural fundamental de la estructura analizada, obtenidos de la base de datos de PEER (s.f.) y de la Universidad de Chile (s.f.). Los registros seleccionados permiten tener en cuenta la incertidumbre en la excitación respecto a contenido de frecuencias, duración de registros y pulsos de aceleración; y sus espectros pueden observarse en la Figura 4.

A partir de los resultados del análisis modal, se ha entendido como más desfavorable la dirección longitudinal (X-X), que es en la que se manifiesta el fenómeno de columna corta; por lo que los registros sísmicos se incorporan en esta dirección. Cada registro se hace actuar sobre el modelo realizando un análisis no lineal en el dominio del tiempo, escalando la PGA hasta alcanzar o superar el umbral definido como colapso. Luego se interpolan los resultados obtenidos para obtener el mínimo valor que permitiría alcanzar el colapso, simbolizado como  $PGA_{C=1}$ . Estos valores se procesan para obtener las curvas de fragilidad estructural mediante una aproximación con distribución de probabilidad lognormal (ver sección 6.1).

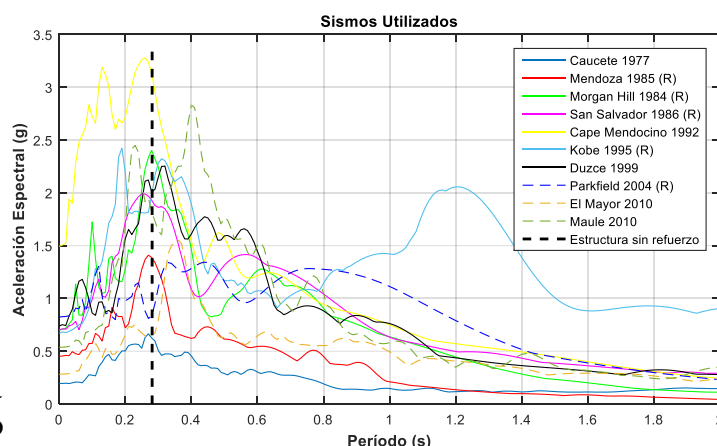


Figura 4: Espectros de sismos utilizados.

## 4.2 Resultados – Estructura original (O)

La estructura se evalúa según lo definido en la sección precedente. Como parámetros de salida (respuesta estructural) se registra en cada caso el corte global obtenido en la base de la estructura (nivel de fundación); el nivel de *drift* ( $\delta$ ) en todas las columnas de plantas baja y alta, incluyendo las columnas cortas; y el desplazamiento de un nodo ubicado en la cima de la cubierta de techo. Para todos los sismos, el primer modo de falla se alcanza por el nivel de *drift* en las columnas cortas de planta baja, indicado por  $\delta_{C=1}$ . Los resultados obtenidos y su interpretación se presentan en la [sección 6](#).

## 5 ALTERNATIVAS DE INTERVENCIÓN PROPUESTAS

En función de lo definido por la ecuación (1) y los resultados obtenidos para el modelo O; se proponen cuatro alternativas de intervención estructural tendientes a subsanar las deficiencias estructurales observadas y mejorar el desempeño estructural. Los elementos incorporados y las intervenciones realizadas se indican en color rojo en las figuras esquemáticas de cada propuesta a continuación.

### 5.1 Rigidización con riostras por vanos alternados (R)

Como primera alternativa, se propone una intervención que se entiende como “típica”, que consiste en la incorporación de refuerzos con riostras en forma de “V” invertida por vanos alternados en planta baja ([Figura 5](#)), similar a la propuesta por [Palencia et al. \(2005\)](#). Para optimizar la alternativa, se ha calibrado la sección transversal de las riostras evaluando el comportamiento de 6 secciones sólidas y 6 tubulares. Se impone como restricciones:

- El corte basal  $V_g$  no puede aumentar más de un 50% respecto del valor promedio ( $V_{gOp}$ ) obtenido al momento de colapso en el modelo O;
- La tensión en riostras ( $f_r$ ) no debe alcanzar la tensión de fluencia ( $f_y$ );
- La carga en riostras ( $F_r$ ) no debe superar la carga crítica de pandeo de Euler ( $F_{crítica}$ ).

Para la evaluación se utiliza el registro del sismo de Mendoza 1985; aumentando la PGA y descartando las secciones que no cumplen con las restricciones impuestas (situación entendida como  $C=1$ ). De esta manera, se adopta como sección optimizada una riostra sólida de 66,5mm

de diámetro.

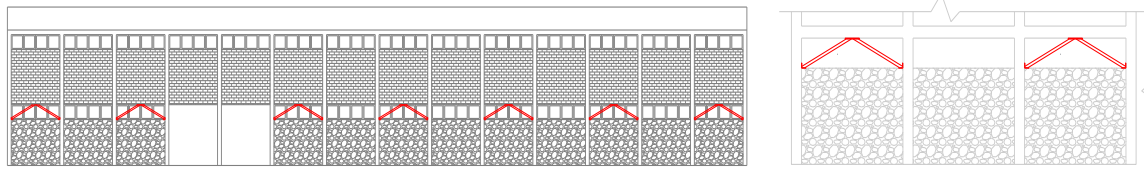


Figura 5: Alternativa R - Disposición esquemática en la fachada (izquierda) y detalle (derecha).

## 5.2 Rigidización con incorporación de disipadores (RD)

Para esta alternativa se mantiene una disposición por vanos alternados similar a la alternativa R; incorporando disipadores en la zona de unión de las riostras con la viga dintel (Figura 6). Se ha mantenido la misma sección transversal de las riostras adoptadas en la alternativa R; optimizando tres parámetros de los disipadores:

- fuerza de fluencia total a repartir entre todos los disipadores ( $F_{yT}$ ),
- desplazamiento de fluencia ( $u_y$ ),
- rigidez post-fluencia de los disipadores ( $K_2$ ).

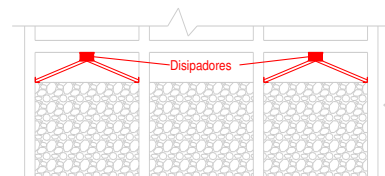


Figura 6: Esquema de la alternativa RD.

Se evalúan ocho combinaciones de estos parámetros utilizando un coeficiente de optimización  $C_{Di}$ , definido por:

$$C_{Di} = \left(0.5 * \frac{\delta_i}{\delta_{c=1}}\right) + \left(0.5 * \frac{Vg_i}{Vg_{op}}\right) \quad (3)$$

En donde  $\delta_i$  y  $Vg_i$  son el *drift* y el corte basal global obtenidos para la combinación de parámetros identificada por  $i$ , respectivamente. De esta manera, la combinación con menor  $C_{Di}$  se entiende como óptima. Para la evaluación se utiliza el registro sísmico de Mendoza 1985 con  $PGA=0.8g$ ; obteniéndose el menor  $C_{Di}$  para la combinación  $F_{yT}=1.7035 \times 10^6 N$  (25% del peso de la estructura);  $u_y=3.3mm$ ; y  $K_2=1.47 \times 10^6 N/m$ . Dado que se mantiene la disposición por vanos alternados, la cantidad de disipadores es  $n=7$ ; y la fuerza de fluencia en cada disipador es  $F_{yi}=0.2434 \times 10^6 N$ .

## 5.3 Flexibilización (F)

Para esta alternativa se busca flexibilizar la estructura, desacoplando los muros de planta baja de los pórticos. El desacople se logra separando los muros de las columnas en la zona de unión mediante un corte en toda la altura. La Figura 7 presenta un esquema de la propuesta.

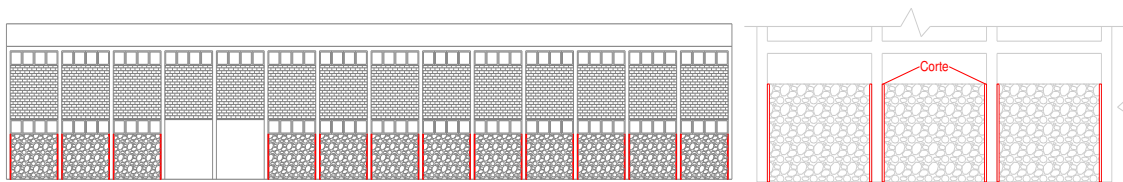


Figura 7: Propuesta F - Esquema de disposición (izquierda) y detalle esquemático (derecha).

## 5.4 Flexibilización con incorporación de disipadores (FD)

Para la última propuesta, se mantiene un esquema similar al de la alternativa F; incorporando disipadores metálicos en todos los vanos de planta baja (Figura 8).

Para la calibración de los disipadores se trabaja de manera similar a lo realizado en el modelo RD; analizando diez combinaciones de los parámetros  $F_{yT}$ ;  $u_y$ ; y  $K_2$  por medio de un coeficiente de desempeño  $C_D$  (ecuación 3). De las combinaciones evaluadas, se ha tenido mejor desempeño para los parámetros  $F_{yT} = 1.3486 \times 10^6 \text{ N}$  (20% del peso de la estructura);  $u_y = 3.3 \text{ mm}$ ; y  $K_2 = 0.6811 \times 10^6 \text{ N/m}$ .

En este caso, se han incorporado disipadores en todos los vanos, por lo que se tiene una cantidad  $n=12$ ; y la fuerza de fluencia en cada disipador resulta  $F_{yi} = 0.1124 \times 10^6 \text{ N}$ .

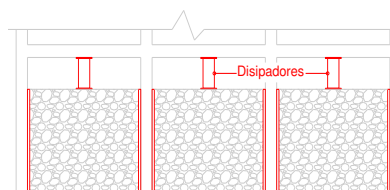


Figura 8: Esquema de la propuesta FD.

## 6 RIESGO SÍSMICO

Se define el riesgo sísmico como probabilidad de alcanzar alguno de los estados límites definidos ( $P_{EL}$ ) para un periodo de 50 años. En líneas generales, el riesgo sísmico se obtiene de la convolución de la fragilidad estructural con la peligrosidad sísmica (Curadelli 2011).

### 6.1 Fragilidad Estructural

La fragilidad se entiende como la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado nivel de desempeño estructural, condicionada a un determinado valor de intensidad de evento sísmico, pudiendo definirse mediante una expresión del tipo:

$$P_c = P[C=1 \mid PGA = x] \quad (4)$$

En la que  $P_c$  indica la probabilidad condicional de alcanzar la falla para valores discretos de PGA. Esta probabilidad puede modelarse como una función continua mediante la función acumulada de la distribución de probabilidad lognormal (Curadelli 2011); en la forma:

$$P_c(x) = \Phi \left[ \frac{\ln(x) - \ln(C_m)}{\beta_c} \right] \quad (5)$$

$$C_m = e^\mu \quad (6)$$

Siendo:

- $\Phi[\ ]$  la integral o función acumulada de la probabilidad normal estándar; la variable independiente  $x$  expresa los valores de  $PGA_{C=1}$ ;
- $C_m$  el valor de variable independiente que tiene el 50% de probabilidad de falla acumulada (conocido como fragilidad media);
- $\mu$  y  $\beta_c$  la media y la desviación estándar de la distribución lognormal; respectivamente.

Cada alternativa se evalúa según el procedimiento descrito en la sección 4.1. Como modo de falla para todas las alternativas, se ha considerado  $C=1$  para *drift*  $\delta_{C=1} = 0.04$  (Dymiotis et al., 1999); controlado entre pie y cabeza de todas las columnas, cortas y completas. Para las alternativas de intervención, se ha considerado modos de falla adicionales; tal que en todas se considera  $C=1$  cuando:

- $V_g \geq 1.5V_{gop}$ ;
- $f_t \geq f_y$  o  $F_t \geq F_{crítica}$  en los modelos R y RD.

Los valores de  $PGA_{C=1}$  obtenidos (Figura 9(a)) se procesan para ajustar una distribución lognormal (ecuación 5), y se obtienen los valores de media logarítmica  $\mu$  y desviación estándar

logarítmica  $\beta c$  de cada alternativa. Estos valores permiten derivar las curvas de fragilidad presentes en la [Figura 9\(b\)](#).

## 6.2 Peligrosidad sísmica

Para evaluar la actividad sísmica en la zona, se utilizan los valores de la microzonificación del área del Gran Mendoza presentes en la Publicación Técnica n°19 de [INPRES \(1995\)](#) correspondientes a la curva de percentil 50, para tener en cuenta la amplia variación en la region. Partiendo de los valores de probabilidad anual de excedencia ( $\lambda$ ) obtenidos de la publicación para cada PGA; se obtienen los valores correspondientes a un período de exposición  $t=50$  años por medio de la expresión (Tsompanakis 2014):

$$P[N \geq 1] = 1 - e^{-\lambda * t} \quad (7)$$

Que indica la probabilidad de ocurrencia de al menos un evento de probabilidad anual de ocurrencia  $\lambda$  (es decir, con una PGA determinada) en un período de exposición  $t$ . De esta manera, puede extrapolarse la función de peligrosidad sísmica en 50 años,  $H(\mathbf{x})$ , que se presenta en la [Figura 9\(d\)](#).

## 6.3 Evaluación del riesgo sísmico

Si se asume que la mayor contribución al riesgo sísmico total se debe a un rango acotado de valores de  $\mathbf{x}$  ([Ellingwood 2001](#)), resulta posible aproximar la probabilidad de estado límite  $P_{EL}$  mediante una expresión del tipo:

$$P_{EL} \approx H(Cm) * e^{\left[\frac{(k*\beta c)^2}{2}\right]}; \quad (8)$$

Siendo

- $\beta c$  la desviación estándar logarítmica definida en la [sección 6.1](#), cuyos valores se encuentran típicamente entre 0.15 y 0.25 ([Curadelli 2011](#));
- $H(Cm)$  la peligrosidad sísmica evaluada en el valor  $Cm$  definido en la [sección 6.1](#);
- $k$  un factor de corrección por incertidumbres asociadas a las predicciones de la intensidad de aceleraciones sísmicas; que varía entre 1.5 y 2.5 para zonas de sismicidad moderada y entre 3 y 4 para zonas de alta sismicidad ([Curadelli 2011](#));

El riesgo sísmico se evalúa con la ecuación (8), asignando un valor  $k=2.2$  ([Curadelli 2011](#)); para todos los casos considerados; y considerando para cada alternativa el valor  $\beta c$  de desviación estándar logarítmica obtenido. Los resultados se presentan en la [Tabla 3](#).

Modelo considerado	O	R	RD	F	FD
$\mu$	-0.5055	-0.2502	-0.1633	0.0499	0.2382
$\beta c$	0.2715	0.3550	0.1608	0.2646	0.2626
$Cm(g)$	0.6032	0.7787	0.8493	1.0512	1.2689
$H(Cm)$ en 50 años	0.1220	0.0699	0.0604	0.0328	0.0196
$P_{EL}$ en 50 años (ec. 8)	0.1458	0.0949	0.0643	0.0389	0.0231

Tabla 3: Resultados de riesgo sísmico.



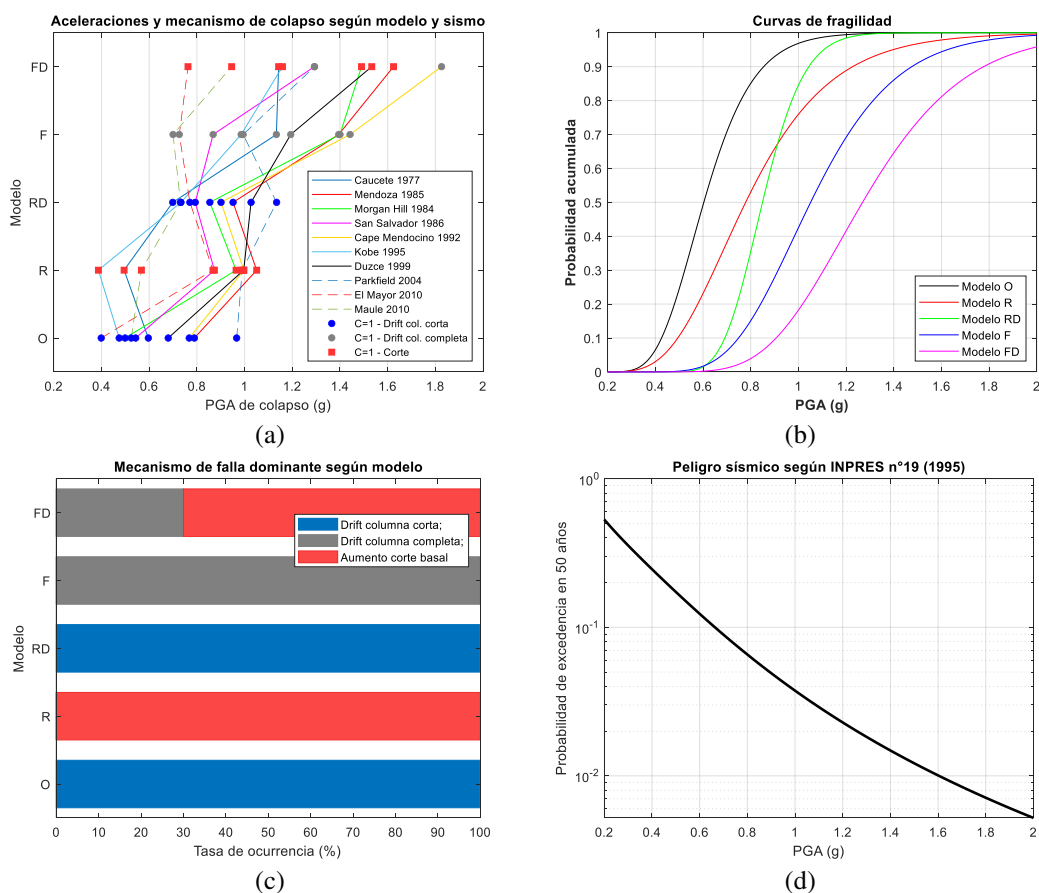


Figura 9: (a) Resultados de  $PGA_{C=1}$  según modelo y sismo; (b) Curvas de fragilidad para cada modelo; (c) Tasa de ocurrencia de mecanismos de colapso según modelo; (d) Función de peligrosidad sísmica en 50 años.

## 7 CONCLUSIONES

Como se desprende de la [Tabla 3](#), el riesgo sísmico en 50 años (expresado como probabilidad de alcanzar el estado límite definido,  $PEL$ ) disminuye de manera significativa al incorporar las alternativas de refuerzo; reduciéndose de 14.58% para la estructura original a 9.49%; 6.43%; 3.89% y 2.31% para los modelos R, RD, F y FD, respectivamente.

Del análisis de la [Figura 9\(a\)](#), para 9 de los 10 sismos analizados se alcanzó una  $PGA_{C=1}$  más alta utilizando la alternativa FD que al utilizar cualquiera de las otras alternativas. Sólo para el sismo de El Mayor 2010 se alcanzó una  $PGA_{C=1}$  más alta con el modelo R que con el FD. Además, en el 70% de los casos (7 sismos sobre 10); los modelos flexibilizados presentaron valores de  $PGA_{C=1}$  más altos que los modelos rigidizados. Por su parte, la [Figura 9\(c\)](#) permite identificar claramente el modo de falla predominante según la alternativa considerada.

Analizando el riesgo sísmico para un período de exposición de 50 años; la alternativa F presenta una disminución de la probabilidad de falla del 73.34% respecto de la estructura original; del 59.02% respecto de la alternativa R; y del 23.76% respecto de la alternativa RD. Adoptando la alternativa FD, esta disminución es de un 84.13% respecto de la estructura original; de un 75.61% respecto de la alternativa R; y de un 64.03% respecto de la alternativa RD.

Comparando las alternativas flexibilizadas, se tiene que el valor de  $C_m$  obtenido para la alternativa FD se incrementa un 20.72% respecto del obtenido para el modelo F; lo que se traduce en una disminución de un 40.49% respecto del riesgo sísmico obtenido para la alternativa F.

Puede concluirse que, para la estructura analizada, el enfoque de flexibilización resulta más apropiado que el de rigidización; presentando mejoras significativas respecto del comportamiento de la estructura original.

## 8 REFERENCIAS

- Curadelli, O. (2011). Seismic reliability of spherical containers retrofitted by means of energy dissipation devices. *Engineering Structures*, **33**(9), 2662-2667.
- Diario Los Andes. (2015). Ingeniero probará un sistema para reforzar escuelas de los '70. Obtenido 5 de febrero de 2020, de <http://www.losandes.com.ar/article/ingeniero-probara-un-sistema-para-reforzar-escuelas-de-los-70>
- Domizio, M., Ambrosini, D., & Curadelli, O. (2017). Nonlinear dynamic numerical analysis of a RC frame subjected to seismic loading. *Engineering Structures*, **138**, 410-424.
- Dymiotis, C., Kappos, A. J., & Chryssanthopoulos, M. K. (1999). Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity. *Journal of Structural Engineering*, (September), 1038-1047.
- Ellingwood, B. R. (2001). Earthquake risk assessment of building structures. *Reliability Engineering and System Safety*, **74**(3), 251-262.
- Elwood, K., & Moehle, J. P. (2003). Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames. *Peer 2003/01*, 364.
- Gara, F., Regni, M., Carbonari, S., Balducci, A., & Dezi, L. (2017). Dynamic behaviour of a retrofitted school building subjected to the after-shock sequence of the 2016 Central Italy earthquake. *Procedia Engineering*, **199**, 2084-2089.
- Gattesco, N., & Boem, I. (2017). Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls : Experimental and numerical study. *Composites Part B*, **128**, 39-52.
- INPRES. (1995). *Publicación Técnica N°19 - Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza. Resumen Ejecutivo.*, San Juan, Argentina.
- INTI - CIRSOC. (2005). CIRSOC 101 - Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, Buenos Aires, pp. 1-34.
- Luccioni, B. M., Ambrosini, R. D., & Danesi, R. F. (2004). Analysis of building collapse under blast loads. *Engineering Structures*, **26**(1), 63-71.
- Ministerio de Educación de la Nación. (2019). Relevamiento Anual 2019. Obtenido 15 de junio de 2021, de <https://www.argentina.gob.ar/educacion/evaluacion-informacion-educativa/bdd>
- Moretti, M., & Tassios, T. P. (2007). Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results. *Engineering Structures*, **29**(8), 2018-2029.
- O'Reilly, G. J., Perrone, D., Fox, M., Monteiro, R., & Filiatrault, A. (2018). Seismic assessment and loss estimation of existing school buildings in Italy. *Engineering Structures*, **168**(August 2017), 142-162.
- Palencia, J. C., Agüera, N., Frau, C. D., & Tornello, M. E. (2005). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio educacional. En *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas.*, Concepción, Chile.
- PEER. (s. f.). PEER Strong Ground Motion Databases | Pacific Earthquake Engineering Research Center. Recuperado 20 de octubre de 2020, a partir de <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>
- Prensa Gobierno de Mendoza. (2017). Concluyó con éxito la reparación integral de la Escuela Pío XII. Obtenido 1 de noviembre de 2019, de <http://www.prensa.mendoza.gov.ar/concluyo-con-exito-la-reparacion-integral-de-la-escuela-pio-xii/>
- Prensa Gobierno de Mendoza. (2018). La nueva Escuela Laprida estará lista para el inicio del ciclo lectivo 2018. Obtenido 1 de noviembre de 2019, de <http://www.prensa.mendoza.gov.ar/la-nueva-escuela-laprida-estara-lista-para-el-inicio-del-ciclo-lectivo-2018/>
- Tsomanakis, Y. (2014). *Earthquake Return Period and Its Incorporation into Seismic Actions. Encyclopedia of Earthquake Engineering.* doi:10.1007/978-3-642-36197-5\_116-1
- Universidad de Chile. (s. f.). Terremotos. Obtenido 21 de octubre de 2020, de <http://terremotos.ing.uchile.cl/registros/164>