

ANÁLISIS PUSHOVER EN TABIQUES SISMORRESISTENTES

Aráoz, Gabriel Francisco; Isla, Facundo

Dr. Ingeniero Civil

Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología - Instituto de Estructuras - UNT

garaoz@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

La normativa argentina INPRES-CIRSOC 103, referente al diseño de estructuras sismorresistentes de hormigón armado, admite la incursión de la estructura en el rango no lineal, con importantes deformaciones y daño, dependiendo del nivel de ductilidad adoptado. La estructura es capaz de disipar la energía introducida por el sismo a partir de la formación de rótulas plásticas en zonas predefinidas según el mecanismo de colapso adoptado. En el caso general de pórticos, dichas zonas se ubican en extremos de vigas y en base de columnas de planta baja. En tabiques aislados en voladizo, la sección crítica corresponde a su base, mientras que, en tabiques acoplados, además, se admiten rótulas plásticas en extremos de las vigas de acoplamiento. En este trabajo se propone el estudio de un tabique acoplado, modelando el mismo a través del software comercial ANSYS, el cual permite el análisis no lineal incremental tipo "pushover". De esta manera, se pretende verificar el nivel de ductilidad adoptado y las deformaciones últimas obtenidas según los criterios de diseño del reglamento vigente.

ABSTRACT

The INPRES-CIRSOC 103 Argentine code, referring to the design of seismic resistant concrete structures, allows the non-linear behavior of the structure, with significant strains and damage, depending on the ductility level adopted. The structure can dissipate the energy introduced by the earthquake starting from the formation of plastic hinges in predefined zones according to the adopted collapse mechanism. In the general case of frames, these zones are located at the extremes of the beams and at the base of columns on the lower floor. In cantilever walls, the critical section corresponds to the base section, while in coupled walls, also, plastic hinges are admitted at the extremes of the coupling beams. The study of a structural coupled wall is proposed in this work. Non-linear incremental static analysis (pushover) of the model through commercial software (ANSYS) and scientific open code software (PLCD) is considered. By this work, the adopted ductility level and maximum strains obtained according to the current code design criteria are being verified.

Organiza:

1. INTRODUCCIÓN

La acción sísmica se manifiesta como un movimiento del suelo e implica intensidades elevadas que deben ser soportadas por las estructuras para limitar los daños y minimizar el riesgo sobre las personas.

Por lo tanto, es necesario controlar la energía que la construcción recibe del suelo. De acuerdo con Reboredo (2023) ^[1], existen dos formas para lograrlo: limitar el paso de energía del suelo a la construcción, mediante dispositivos de aislación y amortiguamiento, o bien soportar los efectos de la energía recibida con el refuerzo estructural correspondiente. Tradicionalmente, el segundo modo se ha utilizado y, se utiliza casi exclusivamente, a través de las normas INPRES – CIRSOC 103 (2018, 2021) ^[2] ^[3] actuales.

A su vez, es posible soportar la acción sísmica contemplando una respuesta elástica de la estructura; sin embargo, esta metodología presenta tres inconvenientes:

- Siempre es posible la existencia de un sismo de mayor intensidad que el previsto por las normas.
- Las condiciones elásticas de la estructura amplifican el movimiento, pudiendo llegar a valores de aceleración en los niveles superiores varias veces mayores que la aceleración del suelo.
- El costo de diseñar una estructura que soporte esfuerzos correspondientes a una respuesta elástica puede ser muy elevado para un fenómeno que tiene probabilidades de ocurrencia muy bajas en la vida de la construcción.

Otra forma de soportar el sismo es diseñar la estructura aceptando el funcionamiento en rango plástico, admitiendo daños estructurales y no estructurales que, por razones funcionales y económicas, deben ser limitados.

Para que la estructura pueda funcionar en el rango plástico es necesario que tenga ductilidad, y en base a este concepto surgen muchas de las disposiciones de los reglamentos actuales.

El reglamento vigente ^[2] ^[3] se basa en la filosofía de diseño por capacidad, cuyo objetivo es dotar a cada sección de la estructura de la capacidad resistente y de deformación necesarias para que, en conjunto, ésta sea capaz de resistir las acciones sísmicas prescriptas.

A partir de un mecanismo de colapso definido racionalmente, los elementos se diseñan a fin de que la estructura disipe en forma controlada la energía sísmica y no colapse hasta tanto se alcance el total del daño aceptado.

Las deformaciones últimas alcanzadas se controlan mayorando las deformaciones elásticas resultantes del cálculo estructural elástico a través de parámetros reglamentarios que, indirectamente, consideran la plastificación de la estructura dañada. Si las deformaciones/distorsiones últimas respetan los valores aceptables según lo indicado por el reglamento, la estructura se considera aceptable.

Surge la inquietud sobre si este procedimiento de extrapolación de la respuesta

Organiza:

elástica para considerar la respuesta plástica es razonable, a fin de evaluar deformaciones/distorsiones originadas por el conjunto de fenómenos involucrados en el comportamiento dúctil.

En consecuencia, resulta necesario evaluar si una estructura que reglamentariamente es aceptable, también lo es al tomar en cuenta el comportamiento inelástico. En particular, es necesario confirmar los parámetros reglamentarios de reducción por ductilidad (y sobrerresistencia) “R”, y de amplificación de desplazamientos “Cd”., adoptados inicialmente en el proceso de diseño.

Para esto, una alternativa es el análisis estático no lineal denominado “*pushover*”, que consiste en aplicar fuerzas laterales estáticas equivalentes de forma incremental. El método requiere definir previamente la ubicación y modo de plastificación de cada una de las rótulas, para que se forme un mecanismo de colapso adecuado. La definición de estas rótulas debe garantizar que el resto de la estructura se mantenga elástica, aplicando los principios del diseño por capacidad. Finalmente, se busca llegar al colapso de la estructura, con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento.

En el presente trabajo se desarrolla el análisis *pushover* de un tabique sismorresistente acoplado perteneciente a una estructura de edificio en altura, ubicado en zona de elevada peligrosidad sísmica. Se toman como referencia el diseño estructural efectuado por Quintana (2022) ^[4], y el trabajo de Bazán (2024) ^[5], en el cual se realizó el análisis *pushover* propuesto mediante el uso de programas de cálculo de uso profesional. En este trabajo complementario se realiza el análisis a partir de un modelo más sofisticado, desarrollado en el programa ANSYS 2023 R2 (LS-DYNA) ^[8].

2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

2.1 Introducción

De acuerdo con lo descrito por Quinto y Moya (2022) ^[6], el análisis estático no lineal (Pushover) surge en los EEUU, a partir del colapso de varias edificaciones por sismos ocurridos en los años ‘70. El gobierno encarga al Consejo de Tecnología Aplicado (ATC) trabajar en un documento que contemple una metodología para la evaluación y adecuación sísmica de edificios de hormigón existentes. Con esto se buscaba incrementar la ductilidad de las estructuras con el fin de disminuir las fallas frágiles y evitar colapsos inesperados. Es así como en 1997 la ATC junto con la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) desarrollan un conjunto de guías para la rehabilitación sísmica de edificaciones. Estas guías son las conocidas normas FEMA. En orden cronológico fueron apareciendo FEMA 273, FEMA 274, FEMA 310 FEMA 356, FEMA 440. En el desarrollo de las normas FEMA también participó la ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles) y producto de estos trabajos de investigación nace la norma ASCE/SEI 31-03 reemplazando la FEMA 310. El objetivo de esta norma consistía en desarrollar una metodología que pueda ser usada por un

Organiza:

ingeniero no-especialista, el cual confiando en los procedimientos de las normas FEMA, pueda evaluar y comprobar, de forma sencilla, la ductilidad de sus diseños.

Las normas siguieron evolucionando y en 2007 se publica la norma ASCE/SEI 41-06, en 2014 la ASCE/SEI 41-13 y posteriormente la ASCE/SEI 41-17. Con el avance de estas normas, que incluían procedimientos de análisis de los criterios de aceptación, se consigue llevar al terreno práctico las evaluaciones con los programas de cálculo actuales. ^[6]

Los análisis inelásticos ayudan a entender cómo se comportarán las estructuras cuando estén sujetas a una solicitación que exceda su capacidad elástica. Esto resuelve algunas de las incertidumbres asociadas con los códigos de diseño y los procedimientos elásticos.

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método del espectro de capacidad, requieren la determinación de tres elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño ^[6].

En general, los lineamientos a seguir para la evaluación de estructuras existentes están incluidos en las normas FEMA – 356 y su modificación (ASCE 41-13/41-17) y ATC – 40 y su modificación (FEMA 440).

2.2 Descripción general

Dentro de los procedimientos de análisis estático no lineal (AENL), el de mayor adaptación y uso es el de carga incremental, también llamado *Pushover*. Su mayor utilidad es la determinación de la respuesta estructural bajo demandas sísmicas (capacidad). Consiste en aplicar las fuerzas laterales estáticas equivalentes en incrementos finitos que se definen a partir de los cambios de las condiciones elásticas de la estructura, es decir, cuando se producen las etapas de plastificación de cada una de las rótulas plásticas previstas. El método requiere definir la ubicación y modo de plastificación de cada una de las rótulas. Como plantea Reboredo (2023) ^[1], conocidas las dimensiones y armaduras de los distintos elementos estructurales es posible determinar la capacidad de cada sección crítica para cada solicitación (flexión simple o compuesta y corte). En consecuencia, es posible definir el mecanismo de plastificación (o colapso), que será aquel que requiera la menor acción horizontal total para desarrollarse (ese mecanismo puede ser parcial). Se busca entonces llegar al colapso de la estructura (muchas veces este se presenta mucho después de los límites de desplazamientos reglamentarios), esto con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento (fluencia, pandeo, etc.), lo cual no permite un análisis lineal ^[7].

En cada incremento de carga se registra tanto el desplazamiento en el punto de análisis (generalmente el nivel superior) como el corte aplicado en la base de la estructura. Con esto se obtiene la curva de capacidad, la cual se debe contrastar con respecto a los requerimientos sísmicos (Ver Figura 1). Es necesario considerar que la capacidad a determinar es la que corresponde a la fluencia ideal de la estructura,

Organiza:

considerando la ley constitutiva bilineal de la curva, que normalmente corresponde a la sucesiva formación de las rótulas. Esto es así porque en el factor de reducción “R” establecido en el reglamento vigente está incluida la sobrerresistencia a partir de la fluencia de la estructura.

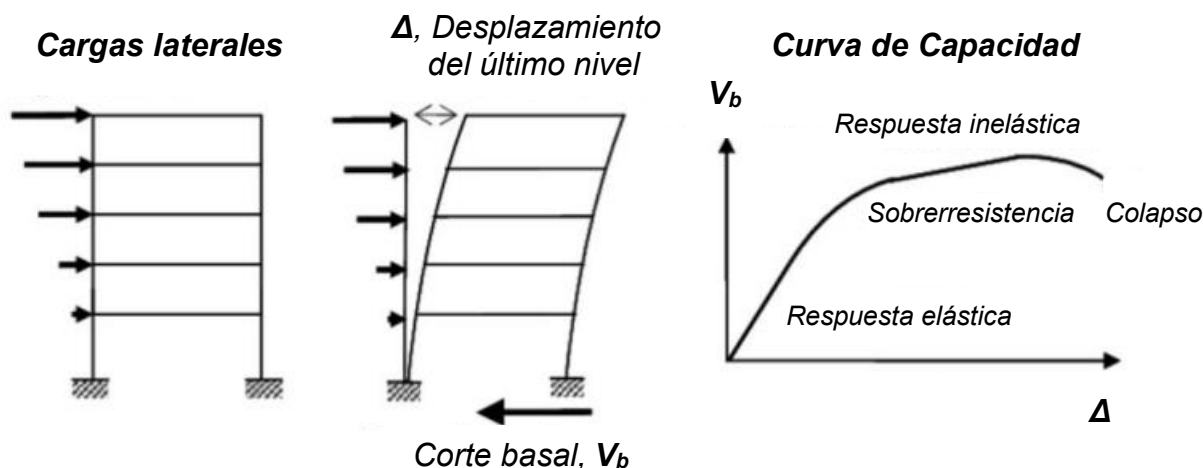


Figura 1. Secuencia del análisis pushover

4. TABIQUE SISMORRESISTENTE ACOPLADO

4.1 Introducción

Para el presente trabajo se toma como referencia el diseño de un edificio de viviendas en propiedad horizontal de 10 niveles con una altura total de 32,5 m y una superficie cubierta de aproximadamente 6785 m², realizado por Quintana (2022) ^[4]. La tipología estructural corresponde a “Tabiques Acoplados de Hormigón Armado” según el reglamento INPRES-CIRSOC 103 vigente ^[3].

Asimismo, se consideran los resultados del análisis estático no lineal realizado por Bazán (2024) ^[5] a partir de modelos computacionales desarrollados con programas de cálculo de uso profesional.

4.2 Acción sísmica: Zonificación y caracterización

En correspondencia con el trabajo de Quintana (2022) ^[4], se considera que el lugar de emplazamiento de la construcción se corresponde con la Zona Sísmica 4, de muy elevada peligrosidad sísmica. Para la clasificación del sitio se adoptó un terreno tipo “S_D”, al que le corresponde Tipo Espectral 2. Se trata de un suelo cohesivo de baja plasticidad y gravas o arenas de baja densidad.

Según su destino y funciones, al ser una construcción destinada a vivienda unifamiliar

Organiza:

o multifamiliar, se corresponde con el Grupo B y un factor de riesgo $\gamma_r = 1,0$.

Dado que inicialmente no se contaba con datos del factor de acoplamiento entre tabiques, se considera un valor medio para el factor de reducción ($R= 6,0$).

4.3 Elementos estructurales

Las columnas y vigas conforman una estructura secundaria que tiene como única finalidad constituir pórticos sometidos a cargas gravitatorias de servicio, por lo que las dimensiones de estos elementos coinciden con las propuestas en el ejemplo de tabiques en voladizo desarrollado por Amado y Bustos (2008) [7].

Las losas, en su mayoría, se encuentran apoyadas en sus dos direcciones principales. En todos los casos las losas son macizas con un espesor de 150 mm. Se distinguen tres destinos diferentes dentro de las plantas de construcción: Vivienda, Circulación y cubierta.

Adicionalmente, pueden diferenciarse dos tipos de tabiques diferentes: los que conforman el sistema resistente a cargas laterales (tabiques acoplados) y los tabiques que conforman la caja de ascensor y escaleras del núcleo.

Para los tabiques acoplados (T1, T2, T3 y T4 de acuerdo con la Figura 2), se adoptó un espesor de 700 mm en la zona de potencial formación de rótula plástica, y 400 mm para el resto de los niveles. Esta sección se mantiene constante a pesar de que las solicitaciones gravitatorias decrecen con la altura. Esto se debe a que las vigas de acoplamiento requieren dimensiones suficientes para acomodar la armadura que llevan en su interior, y que luego se debe anclar dentro de los tabiques. Los tabiques de la caja de ascensor y escaleras tienen un espesor de 150 mm y se consideró que no aportan a la resistencia de las cargas laterales.

Todas las vigas de acoplamiento tienen una longitud de 1200 mm. Su altura varía según la función de la abertura que tenga el tabique. Se propuso:

1) Puertas: 900mm.

2) Ventanas: 1500mm.

Cabe aclarar que las vigas de acoplamiento en planta baja tienen un espesor de 700 mm, mientras que las de los niveles superiores tienen 400 mm, en concordancia con los espesores de tabiques acoplados.

Organiza:

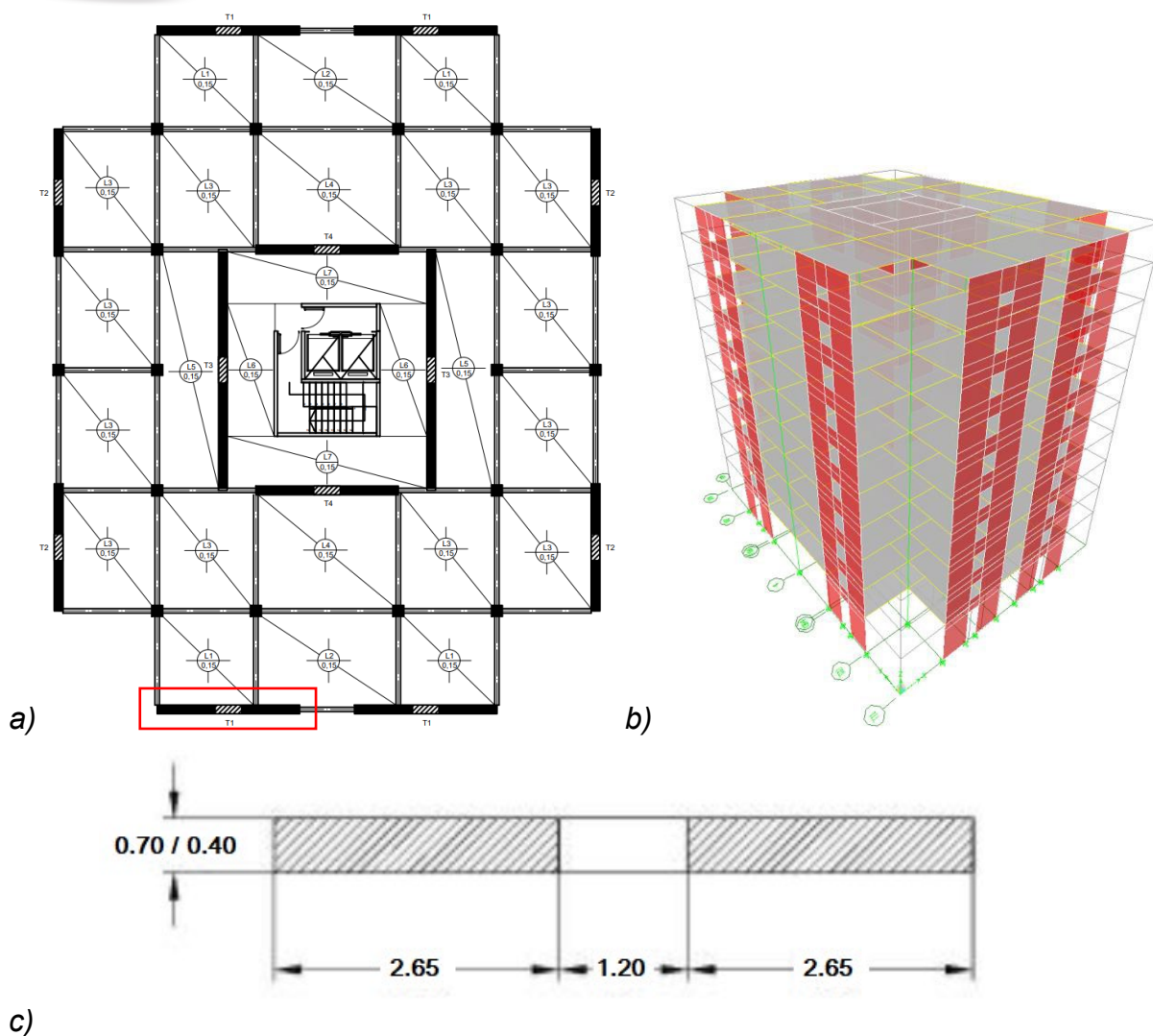


Figura 2. Edificio en altura con tabiques sismorresistentes acoplados:
a) Planta tipo de estructura, b) Modelo 3D, c) Planta tabique T1 (Quintana, 2022)

Los períodos correspondientes a los primeros modos de oscilación son: $T_1=0.6887s$ (1er modo de traslación en dirección Y), $T_2=0.5387s$ (1er modo de traslación en dirección X) y $T_3=0.5015s$ (1er modo de rotación respecto a eje Z).

Los cortes basales resultaron idénticos en las dos direcciones puesto que, al encontrarse ambos períodos (de traslación) en la zona del plafón, les corresponde el mismo coeficiente sísmico de diseño ($C=0.167$), ver Figura 4-4. El valor resultante fue de $V_{0x} = V_{0y} = 13769 \text{ kN}$.

En las figuras 3 y 4 se indican las armaduras en vigas de acoplamiento y en tabiques correspondientes al tabique acoplado T1.

Organiza:

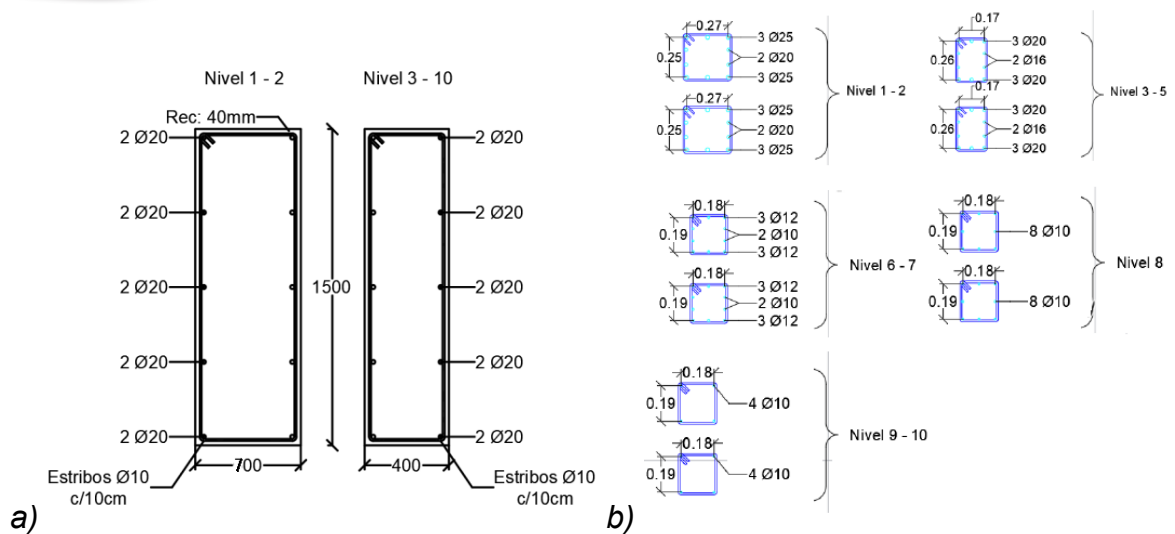


Figura 3. Armadura en vigas de acoplamiento:
a) Armadura longitudinal y transversal, b) Armadura de diagonales

Tabique T1			
Nivel	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	
		Pandeo	Corte
10	42 Ø10	Ø6 c/20cm	Ø10 c/20cm
9	42 Ø10	Ø6 c/20cm	Ø10 c/20cm
8	42 Ø10	Ø6 c/20cm	Ø10 c/20cm
7	42 Ø12	Ø6 c/15cm	Ø10 c/20cm
6	66 Ø12	Ø6 c/15cm	Ø10 c/12cm
5	42 Ø12 + 24 Ø16	Ø6 c/14cm	Ø10 c/10cm
4	66 Ø16	Ø6 c/14cm	Ø10 c/8cm
3	38 Ø16 + 28 Ø20	Ø6 c/10cm	Ø12 c/10cm
2	6 Ø16 + 60 Ø20	Ø6 c/10cm	Ø12 c/8cm
1	34 Ø20 + 36 Ø25	Ø8 c/8cm	Ø12 c/7cm
0	34 Ø20 + 36 Ø25	Ø8 c/8cm	Ø12 c/7cm

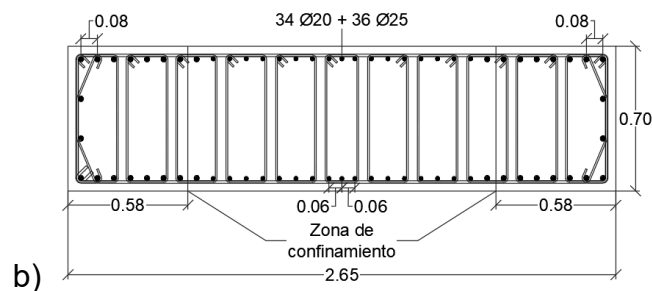


Figura 4. Armadura en tabiques:
a) Armadura longitudinal y transversal, b) Sección en base de tabique

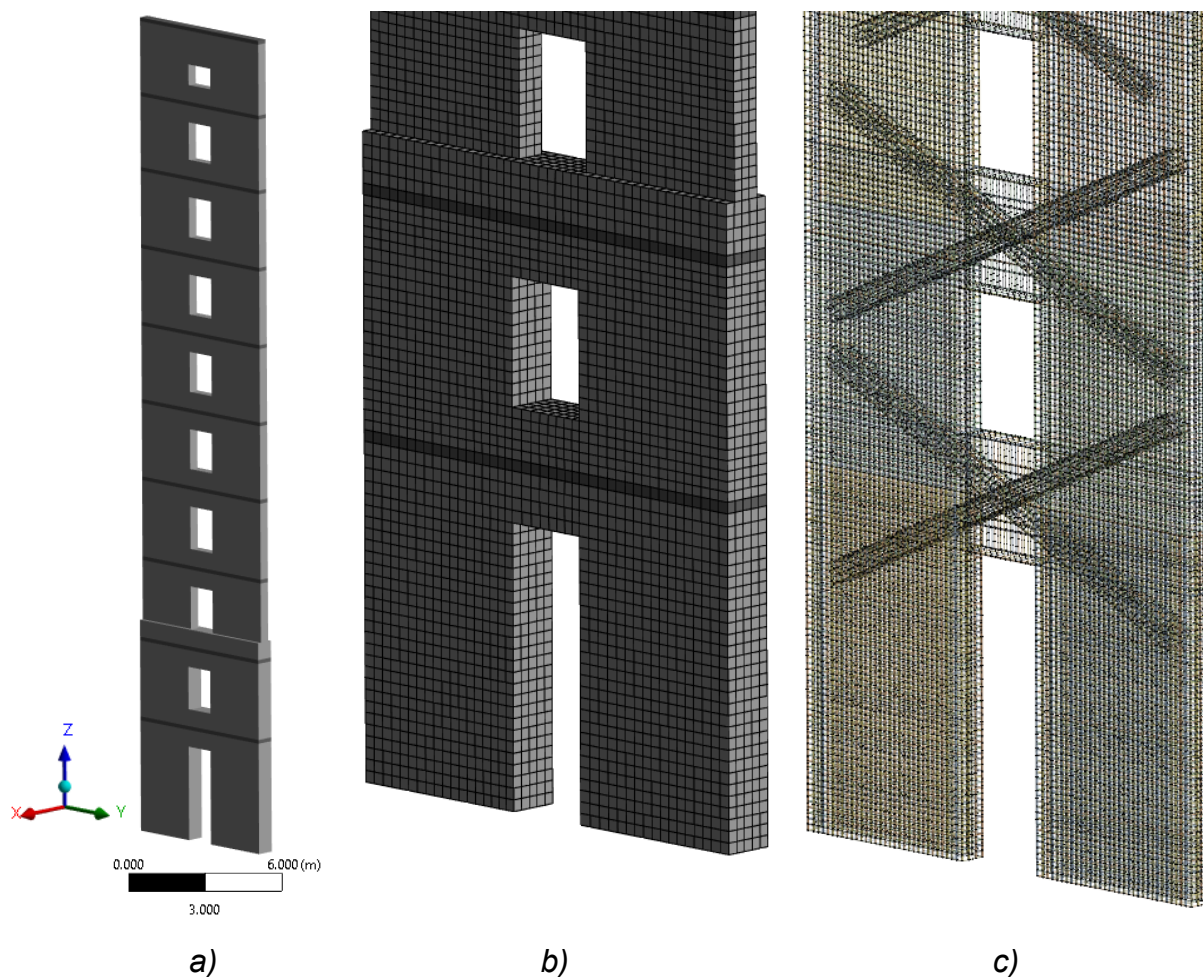
Organiza:

5. MODELACIÓN NUMÉRICA

5.1 Geometría

En correspondencia con lo desarrollado por Quintana (2022), en el presente trabajo se estudia el comportamiento no lineal del tabique T1 (ver Figura 2). El análisis se realiza a través del programa ANSYS 2023 R2 (LS-DYNA) ^[8]. En la Figura 5 se muestra una perspectiva del modelo del tabique, así como el mallado adoptado para los elementos sólidos correspondientes al hormigón (elementos hexaédricos de 8 nodos, de 150mm de lado aproximadamente) y los elementos de barras que representan la armadura (elementos de línea de 80mm de longitud).

En la Figura 6 se resumen los valores de altura y espesores adoptados en la definición de la geometría.



*Figura 5. Modelo computacional en ANSYS 2023 R2:
a) Modelo 3D, b) Mallado hormigón, c) Mallado armadura*

Organiza:

	Name	Value	Type	Comment
✓	EspesorP1_P2	0.7 m	Length	Espesor tabique P1 y P2
✓	EspesorP3aP10	0.4 m	Length	Espesor tabique P3 a P10
✓	AnchoTabique	2.65 m	Length	Ancho de tabique
✓	EspesorLosa	0.15 m	Length	Espesor de losa
✓	PosicionLosa	0.075 m	Length	Posicion de losa respecto a cota de piso
✓	VigaAltura	1.5 m	Length	Altura de viga
✓	VigaLong	1.2 m	Length	Longitud de viga/ancho de abertura
✓	PosicionViga	0 m	Length	Posicion de viga respecto de losa
✓	AlturaP1	4.5 m	Length	Altura P1
✓	AlturaP2	3.2 m	Length	Altura P2
✓	AlturaP3	3.2 m	Length	Altura P3
✓	AlturaP4	3.2 m	Length	Altura P4
✓	AlturaP5	3.1 m	Length	Altura P5
✓	AlturaP6	3.1 m	Length	Altura P6
✓	AlturaP7	3.1 m	Length	Altura P7
✓	AlturaP8	3.1 m	Length	Altura P8
✓	AlturaP9	3 m	Length	Altura P9
✓	AlturaP10	3 m	Length	Altura P10

*Figura 6. Modelo computacional en ANSYS 2023 R2:
Parámetros geométricos*

5.2 Propiedades materiales

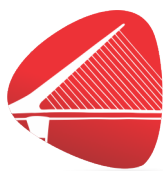
Los materiales adoptados para el modelo computacional son: acero ADN-420 y hormigón H-40. Los parámetros adoptados para cada material se resumen en las figuras 5 y 6.

Para el hormigón se considera el modelo Karagozian & Case (K&C), correspondiente al material LS-DYNA "MAT_072R3" [8], con las siguientes características:

- Generación automática de parámetros para un H40.
- Escalado de curva de compactación (G) para amplificar 1.3 veces el módulo de elasticidad E, para considerar los efectos dinámicos [9], es decir $G(E)=16630\text{MPa}$ a $G(1.3 \cdot E)=21470\text{MPa}$.
- Sin efecto strain-rate

Como tipo de conexión entre hormigón y acero se considera la adherencia entre ambos.

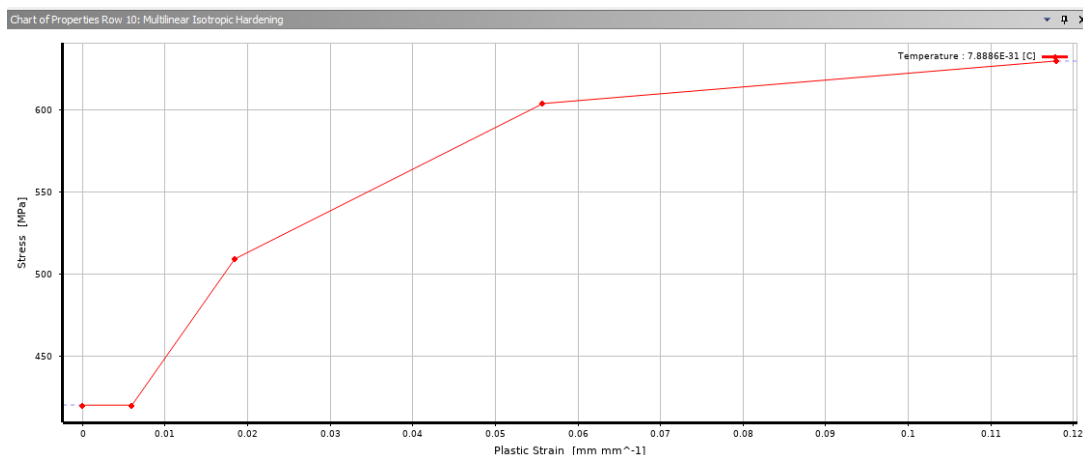
Organiza:



Properties of Outline Row 3: ADN-420

	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	7800	kg m ⁻³		
4	Isotropic Elasticity				
5	Derive from	Young's ...			
6	Young's Modulus	2.1E+05	MPa		
7	Poisson's Ratio	0.2			
8	Bulk Modulus	1.1667E+05	MPa		
9	Shear Modulus	87500	MPa		
10	Multilinear Isotropic Hardening	Tabular			
11	Scale	1			
12	Offset	0	MPa		

a)



b)

Figura 5. Propiedades de acero ADN-420:
a) Parámetros materiales, b) Curva tensión - deformaciones plásticas

Properties of Outline Row 4: Hormigón H40 (keyword_Mat72R3)

	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	2400	kg m ⁻³		
4	Isotropic Elasticity				
5	Derive from	Bulk Mod...			
6	Young's Modulus	38646	MPa		
7	Poisson's Ratio	0.2			
8	Bulk Modulus	21470	MPa		
9	Shear Modulus	16103	MPa		

Figura 6. Propiedades elásticas del hormigón H-40

Organiza:

5.3 Estados de carga

Para el análisis no lineal de la estructura, se define un estado inicial de cargas gravitatorias, que incluye el peso propio del tabique modelado, las cargas permanentes provenientes de vigas y losas que apoyan en él, y un 25% de las sobrecargas correspondientes.

Posteriormente, se aplican las cargas laterales según un patrón de cargas definido a partir de la variación en altura de los cortes sísmicos obtenidos por Quintana [4].

La aplicación de ambos casos de carga se realiza en forma gradual para evitar efectos inerciales, según las variaciones en el tiempo indicadas en las figuras 7 y 8, respectivamente.

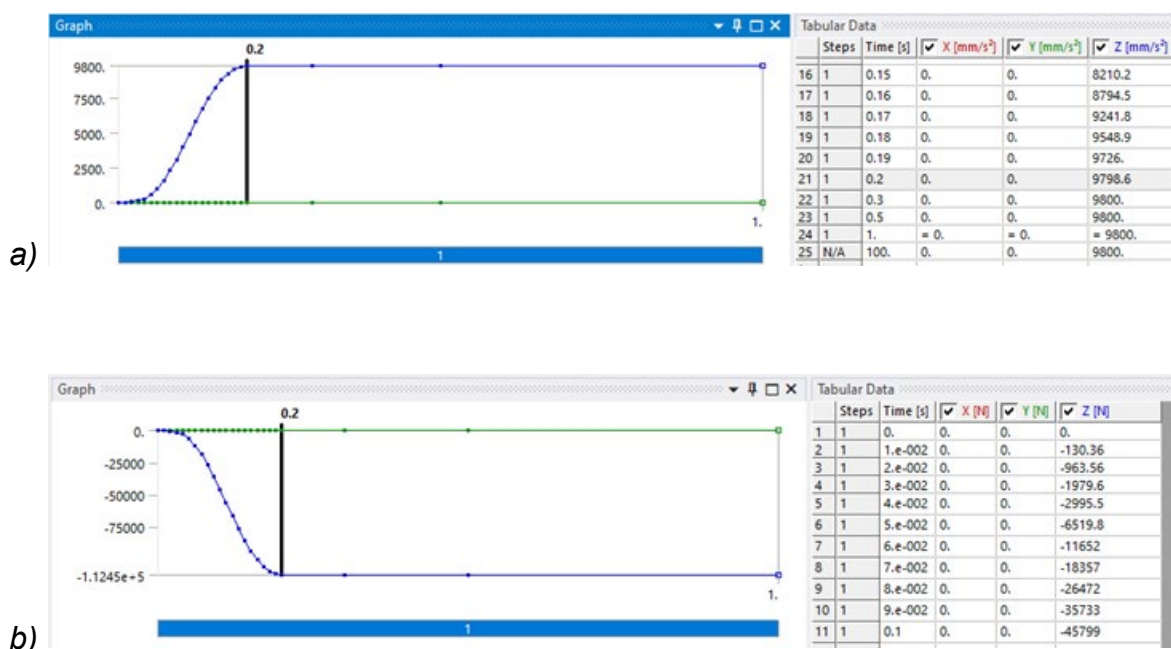


Figura 7. Aplicación de cargas gravitatorias:
 a) Peso propio (aplicación de aceleración gravitatoria)
 b) Cargas permanentes y sobrecargas en entrepisos

A los fines comparativos se consideran cuatro hipótesis en relación a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (ZFPRP) en los tabiques (ver figura 9):

1. Tabiques con ZFPRP en toda su altura ("Tabique 43")
2. Tabiques con ZFPRP concentrada en sección de base ("Tabique 44")
3. Tabiques con ZFPRP en primer y segundo nivel ("Tabique 46")
4. Tabiques con ZPRP en primer nivel ("Tabique 47")

En todos los casos se contempla la formación potencial de rótulas plásticas en vigas de acoplamiento.

Organiza:

: a)

Piso	Sx (KN)
10	160
9	189
8	243
7	165
6	241
5	188
4	210
3	139
2	274
1	72

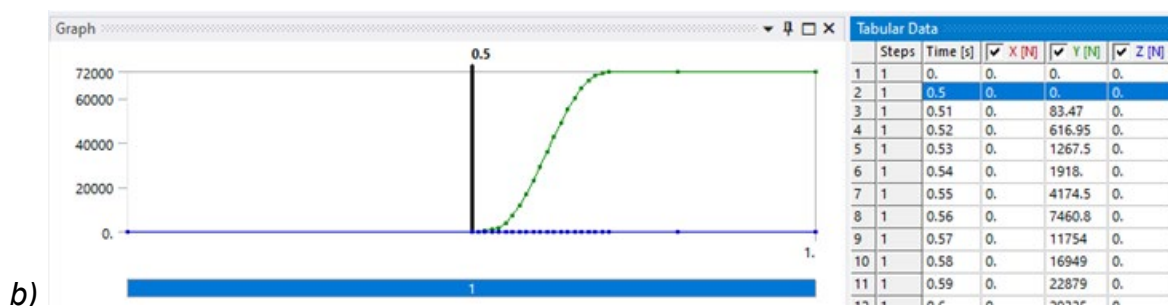


Figura 8. Aplicación de cargas laterales horizontales:
a) Patrón de cargas, b) Aplicación de carga en 1er nivel

6. RESULTADOS

6.1 Curvas de capacidad

A partir del análisis no lineal realizado en ANSYS para los distintos modelos, se obtienen las curvas de capacidad que se muestran en la Figura 9. Asimismo, se indica la curva de capacidad obtenida por Bazán (2024) ^[5] con el programa ETABS, y el corte de diseño V_D utilizado por Quintana (2022) ^[4] para el dimensionado.

En el trabajo realizado por Bazán, los tabiques están modelados con elementos tipo placa con plasticidad distribuida (modelo de fibras), mientras que para las vigas se utilizan rótulas plásticas concentradas según los criterios establecidos en las tablas de la guía ASCE 41-17.

Se observa que el incremento en el corte basal (sobrerresistencia) a partir del modelo en ANSYS, considerando la ZFPRP en toda la altura es inferior al obtenido por Bazán (2022). A medida que la zona de rótula plástica se reduce hasta considerarla concentrada en la sección de la base, la sobrerresistencia aumenta y la curva se aproxima a la obtenida por Bazán (2024).

Organiza:

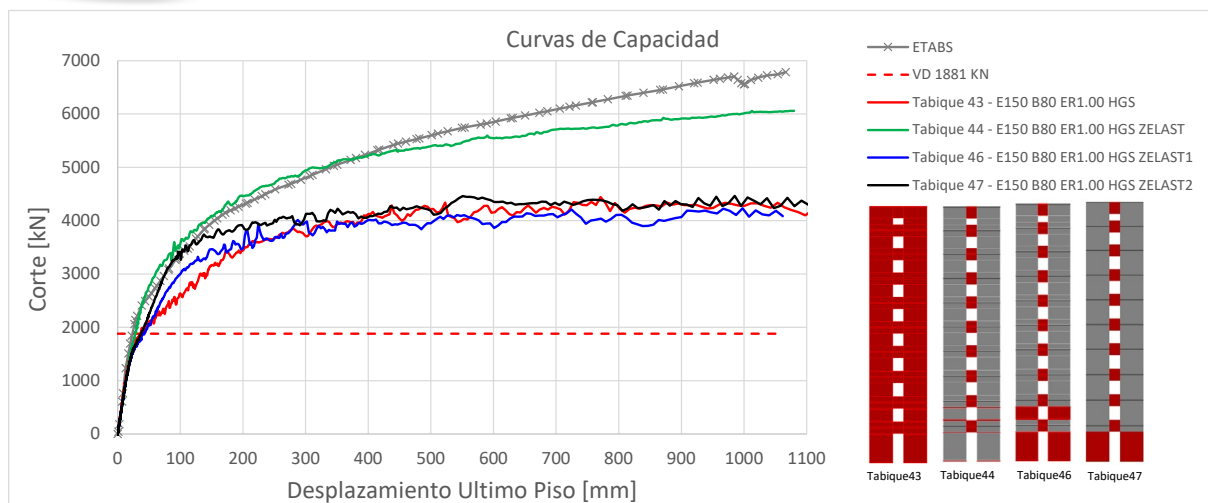


Figura 9. Curvas de capacidad

6.2 Punto de desempeño

En virtud de lo observado por Bazán (2024), el periodo del primer modo de vibración para el tabique actuando de manera independiente ($T_1=0,267s$) difiere considerablemente del período del edificio completo ($T_1=0,689$ seg.), y lo mismo ocurre con los factores de participación modal en cada caso. Por otro lado, al tratarse de un tabique perimetral, la sumatoria de cargas gravitatorias que inciden en el mismo son reducidas en comparación a un tabique ubicado en la zona central de la planta. Todo esto provoca que, en la determinación del punto de desempeño, los valores de pseudoaceleración de la curva de capacidad en el método FEMA-440 sean elevados, ubicándose por encima del valor del plafón del espectro de demanda. Es así, que al depender el punto de desempeño de estos valores y de la carga total W , éste se ubica cercano al valor de pseudoaceleración y desplazamiento espectral del límite elástico. Esto evidencia que no es posible asimilar el comportamiento del tabique modelado en forma independiente con la respuesta del edificio completo.

En consecuencia, se propone en el apartado 6.3 un procedimiento alternativo para definir el punto de desempeño y estimar el valor del factor de reducción R , que considere además la sobrerresistencia observada en las curvas de capacidad.

6.3 Factor de reducción por ductilidad

De acuerdo con lo indicado por Paulay y Priestley (1992) ^[9], para estructuras con periodos cortos (rígidas) la relación entre la ductilidad global de desplazamiento μ y el factor de reducción R , está basada en el principio de igual energía (ver Figura 10).

Organiza:

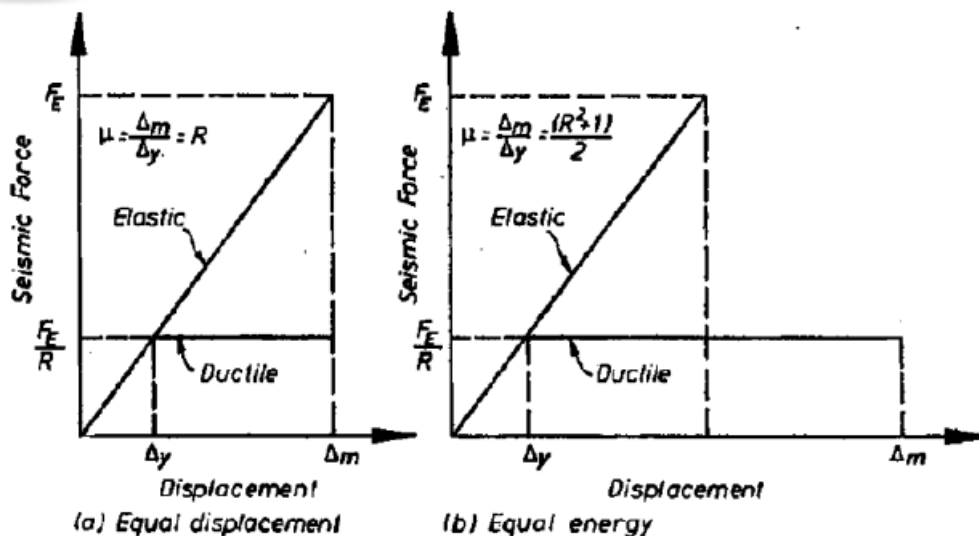


Figura 10. Relación entre ductilidad de desplazamiento y factor de reducción R .
 (Paulay y Priestley, 1992)

Teniendo en cuenta lo anterior y los resultados obtenidos en este trabajo, se puede concluir que los valores de factores de reducción resultan menores al valor indicado por reglamento ($R=6$) debido a la significativa rigidez que presenta el tabique analizado y su consecuente periodo de vibración más corto; destacando, además, que al tratarse de un modelo independiente, difiere del período de vibración del edificio completo.

Se propone como alternativa definir el punto de desempeño utilizando el principio de igual energía, a partir de igualar el área bajo la curva de la máxima respuesta elástica con el área bajo la curva de capacidad obtenida con el programa de cálculo.

A fines comparativos, el máximo desplazamiento permitido por la condición de distorsión de piso límite establecida por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 es del 1,5% de la altura total de la estructura. Por lo tanto, para una altura total de 32,5 m, el desplazamiento máximo será de 488 mm.

En la Figura 10 se considera un comportamiento elásto-perfectamente plástico, por lo que, si se considera una sobrerresistencia con variación lineal, aplicando el principio de igual energía (ver Figura 11) se obtiene la siguiente expresión para el factor de reducción R :

$$R = \sqrt{\mu + R_s \mu - R_s} \quad (1)$$

donde μ es la ductilidad global de desplazamiento y R_s es la sobrerresistencia, definidas como:

Organiza:

$$\mu = d_{\text{máx}} / d_y \quad (2)$$

$$R_s = V_{\text{máx}} / V_d \quad (3)$$

donde $d_{\text{máx}} = 300,5 \text{ mm}$ es el desplazamiento máximo obtenido a partir del principio de igual energía y correspondiente al corte máximo $V_{\text{máx}} = 3705,8 \text{ kN}$, y $d_y = 25,5 \text{ mm}$, es el desplazamiento elástico correspondiente al corte de diseño $V_d = 1881 \text{ kN}$.

El corte para el comportamiento elástico ideal, considerando el factor $R=6$ de diseño (Quintana, 2022) es $V_e = V_d \cdot R = 1881 \text{ kN} \cdot 6 = 11286 \text{ kN}$, y el desplazamiento correspondiente es $d_e = C_d \cdot d_y = 6 \cdot 25,5 \text{ mm} = 153 \text{ mm}$.

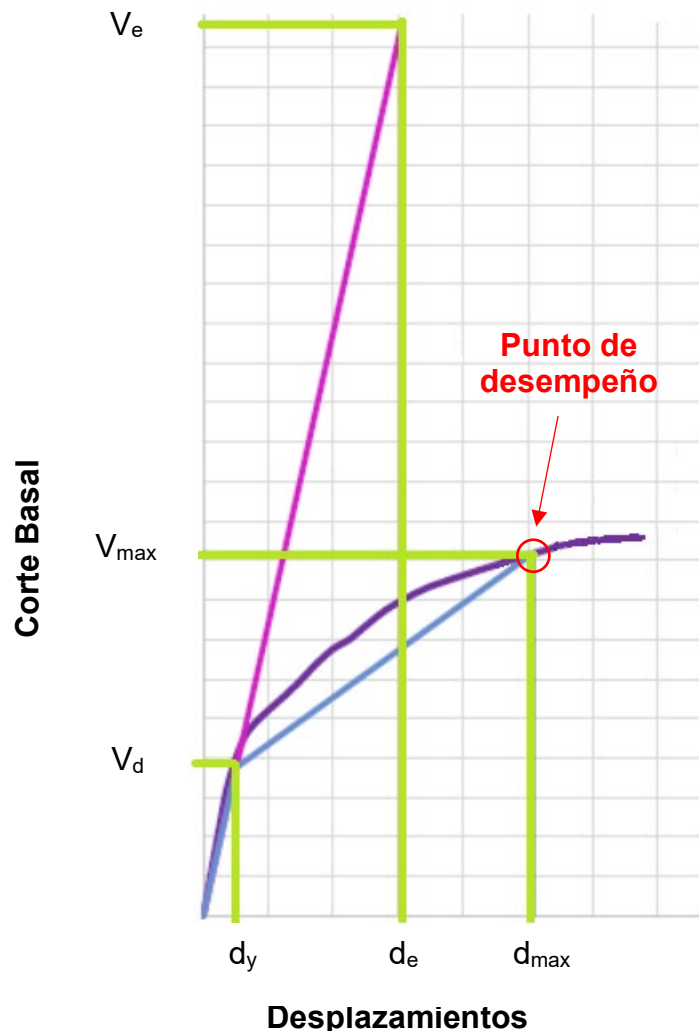


Figura 11. Principio de igual energía

Para estos valores, la ductilidad y sobrerresistencia, resultan: $\mu = 11,78$ y $R_s = 1,97$.

Organiza:

Finalmente, a partir de la ecuación (1) se obtiene un factor de reducción $R=5,75$, cercano al valor utilizado por Quintana (2022) para el diseño del tabique según prescripciones reglamentarias.

7. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos se concluye que los modelos realizados en el programa ANSYS, considerando elementos sólidos para el hormigón y elementos de barra para las armaduras, logran reproducir adecuadamente el comportamiento no lineal del tabique acoplado para el ensayo Pushover. Asimismo, se observa que los niveles de sobrerresistencia considerando las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en toda la altura del tabique son inferiores al del modelo desarrollado en ETABS, en el cual se consideran elementos tipo placa y armadura distribuida (modelo de fibras) para tabiques y rótulas concentradas en vigas de acoplamiento. Las curvas de capacidad de ambos casos son similares cuando se considera la zona de formación de rótulas plásticas concentrada en la sección del tabique. A medida que se incrementa la altura de la zona plástica la sobrerresistencia disminuye; por lo tanto, se advierte sobre la necesidad de definir adecuadamente la longitud de estas zonas en el modelo computacional.

Se concluye, además, que el mecanismo de plastificación obtenido (rótulas en vigas de acoplamiento y niveles inferiores de tabiques) es acorde al esperado en tabiques acoplados.

Finalmente, a partir de la curva obtenida para el caso de menor sobrerresistencia se aplica un procedimiento alternativo a fin de determinar el punto de desempeño y el factor de reducción R , obteniendo un valor próximo a prescripto por el reglamento INPRES-CIRSOC 103.

Organiza:

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán y a la Asociación Cooperadora de la FACET UNT por el apoyo brindado.

REFERENCIAS

- [1] REBOREDO, Agustín B., *“Temas de sobrerresistencia”*, Centro de Ingenieros de Mendoza, 2023.
- [2] INPRES CIRSOC 103. *“Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”*, Parte I *“Construcciones en general”*, 2018.
- [3] INPRES CIRSOC 103. *“Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”*, Parte II *“Construcciones de hormigón armado”*, 2021.
- [4] QUINTANA, Nicolás. *“Diseño de edificio estructurado con tabiques sismorresistentes acoplados en zona de elevada peligrosidad sísmica”*, Proyecto final de carrera de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Tucumán, Tucumán, Argentina, 2022.
- [5] BAZÁN, Maite del Valle. *“Análisis estático no lineal (pushover) de tabiques sismorresistentes”*, Proyecto final de carrera de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Tucumán, Tucumán, Argentina, 2024.
- [6] QUINTO, W. Q., y MOYA, E. C. *“Análisis estático no lineal (Pushover) y punto de desempeño sísmico en una edificación de tres pisos existente – Revisión bibliográfica y caso de ejemplo”*. Antioquia, Colombia, 2022.
- [7] ARMADO, J., y BUSTOS, N. *“Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con tabiques en voladizo de hormigón armado según el reglamento argentino para construcciones sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, Parte II”*, INPRES, 2008.
- [8] LS-DYNA MANUAL VOLUM II R13, hoja 561 a 569, 2021.
- [9] Paulay, T., y Priestley, M. J. *“Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”*, 1992.

Organiza: