

EFFECTO DE LA ADHERENCIA INICIAL EN EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA ENCADENADA Y PÓRTICOS RELLENOS

Gonzalo S. Torrisi^a, Francisco J. Crisafulli^a

^a*Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo. Centro Universitario, Mendoza, Argentina,
gtorrisi@fing.uncu.edu.ar, jcrisa@uncu.edu.ar*

Keywords: Modelo no lineal, muros de mampostería, interfaces, adherencia.

Abstract. Se presenta una comparación en la respuesta de muros de mampostería encadenada y pórticos rellenos con mampostería sometidos a acciones laterales. Una de las diferencias más importantes entre estos dos sistemas es la presencia de una adherencia inicial entre el panel de mampostería y los elementos de hormigón armado que lo rodean, lo que modifica la respuesta de estas estructuras, especialmente en el comportamiento inicial. Esta adherencia puede verse modificada por el proceso constructivo, teniendo valores más elevados en los muros encadenados que en los pórticos rellenos. En este trabajo se analiza la variación de la rigidez inicial, carga máxima, carga residual, momentos flectores y esfuerzos de corte en las columnas, comportamiento luego de la carga máxima y forma de rotura de los muros. Los resultados se obtuvieron a partir de modelos de elementos finitos que consideran el comportamiento no lineal de los materiales y de las interfaces entre los miembros de hormigón armado y el panel de mampostería. Como conclusión se compara el comportamiento de distintos muros con diferentes valores de adherencia inicial, variando desde valores superiores a la resistencia a tracción de los mampuestos hasta un caso extremo donde se genera una separación inicial (gap) entre el panel y los elementos de hormigón armado. Se destaca además, que independientemente del valor de adherencia adoptado se genera una separación entre el panel y los elementos que lo rodean, pudiéndose romper la zona de contacto o la mampostería cercana a estos elementos, formándose en todos los casos un mecanismo de biela diagonal.

1 INTRODUCCION

Los muros de mampostería encadenada son utilizados en diversas regiones del mundo como sistema estructural resistentes a acciones sísmicas. Estas estructuras se construyen asentando en primer lugar los mampuestos para formar el panel de mampostería y posteriormente, se hormigonan las columnas laterales, donde previamente se habían colocado las armaduras, y la viga de techo. Este proceso constructivo asegura que los encadenados de hormigón armado están en contacto total con el panel de mampostería (sin separaciones o fisuras), por lo cual se genera adherencia en la interface entre ambos materiales. La mampostería encadenada, o mampostería confinada (como se denomina en otros países) se usa para construcciones de baja y mediana altura, particularmente en Latinoamérica. En la última década, distintas organizaciones internacionales han promovido su aplicación en otras zonas sísmicas de Asia y África (proyecto internacional Confined Masonry Network, <http://www.confinedmasonry.org>).

Los pórticos de hormigón armado con rellenos de mampostería se han usado en diversos países desde principios del siglo XX. En este caso la secuencia constructiva es diferente, dado que en primero se construye el pórtico de hormigón armado y una vez que ha fraguado el hormigón y se ha desenconfrado, se rellenan los vanos con paneles de mampostería. Si bien se trata de realizar las juntas de mortero entre el pórtico y el panel de la mejor forma posible, las interfaces pórtico-panel difícilmente pueden alcanzar las condiciones de contacto y adherencia que se obtienen en la mampostería encadenada. Las razones principales de esta diferencia es el efecto resultante de la contracción de fragüe del mortero de las juntas, defectos involuntarios de mano de obra y dificultad para llenar las juntas, particularmente la junta horizontal entre la viga y la parte superior del panel. Como consecuencia de ello, las interfaces usualmente presentan contacto inadecuado entre ambos materiales (presencia de separaciones) y falta de adherencia. En la actualidad, este tipo de estructura no tiene mucha aplicación en construcciones nuevas, pero existen una elevada cantidad de construcciones existentes que deben evaluarse y eventualmente rehabilitarse sísmicamente, lo cual representa un desafío complejo para la ingeniería sismorresistente.

Los pórticos con rellenos de mampostería usualmente se han diseñado y analizado despreciando la influencia del panel (se los consideraba “elementos no estructurales) y se suponía que el pórtico resiste toda la acción sísmica. En principio, podría pensarse que este criterio de diseño es conservativo pero seguro. Sin embargo, resultados de simulación computacionales y la experiencia recogida en terremotos reales indica claramente que se produce una interacción importante entre el pórtico y el panel de mampostería. Los paneles son muy rígidos, tienen resistencia elevada y exhiben comportamiento frágil, por lo cual su presencia modifica la respuesta estructural en forma significativa. Este efecto puede mejorar el comportamiento estructural en ciertos casos, pero también puede tener consecuencias negativas e incluso atentar contra la seguridad de la estructura, por ejemplo debido a irregularidades en planta y/o elevación que resultan en la formación de mecanismos de piso blando o columna corta, efectos torsionales, etc. Las razones principales para la no consideración de los rellenos de mampostería pueden atribuirse al conocimiento inadecuado del comportamiento estructural de este tipo de construcción compuesta (hormigón armado-mampostería) y a la ausencia de procedimientos de diseño para su consideración. Además, la mayoría de los programas de análisis estructural usados por los ingenieros en su actividad profesional no incluyen elementos específicos para la modelación de los paneles de mampostería.

Ambos sistemas estructurales, mampostería encadenada y pórticos con rellenos, han sido

objeto de numerosas investigaciones en diversos países (Crisafulli, 1997; Stavidris, 2010; Torrisi, 2012). Sin embargo, de acuerdo al mejor conocimiento de los autores, se han considerado como dos tipos estructurales totalmente diferentes. La revisión de la literatura técnica muestra que hay evidencia experimental y observaciones de estructuras afectadas por terremotos que indican que el comportamiento estructural bajo acciones sísmicas en el plano de la estructura es similar para ambos sistemas (Torrisi et al. 2012 presentan una descripción y comparación del comportamiento estructural de ambos sistemas). Consecuentemente, pueden utilizarse los mismos procedimientos y modelos de análisis tanto para muros de mampostería encadenada como pórticos con paneles de relleno, si se ajustan adecuadamente los parámetros principales del modelo. Es importante aclarar que la respuesta estructural bajo acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro puede presentar diferencias importantes (este aspecto no se considera en el presente trabajo).

Los objetivos principales de este trabajo son: (i) analizar la respuesta estructural de ambos sistemas simulando el efecto de la acción sísmica aplicada en el plano del muro, (ii) comparar la respuesta estructural cuando se varían las condiciones en la interface pórtico-panel y (iii) y demostrar que el comportamiento estructural de la mampostería encadenada y los pórticos rellenos con paneles pueden analizarse con modelos similares, calibrados adecuadamente. Para ello, se realizan una serie de análisis estáticos no lineales con modelos de elementos finitos, considerando un muro de mampostería rodeado por un pórtico de hormigón armado, y se varían en forma paramétrica las condiciones en la interface pórtico-panel. Las simulaciones computacionales permiten comparar, para los distintos casos considerados, parámetros de interés tales como la respuesta estructural del sistema, las tensiones inducidas en la mampostería y las solicitaciones en el pórtico de hormigón armado.

2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ANALIZADOS

El estudio se basa en el análisis de un panel de mampostería de 3.25 m de largo y 2.5 m de alto, con un espesor de 170 mm de espesor (dimensiones que representan un caso usual en la práctica). El pórtico que rodea el muro tiene una viga de 200 x 300 mm, ubicada encima del mismo, y dos columnas de dimensiones variables según los distintos casos que se describen en esta sección.

En primer lugar se estudia el efecto de las condiciones iniciales en la interface pórtico-panel, para lo cual se asigna a dicha interface un valor de adherencia que varía entre 0 y $2 f_t$, siendo $f_t = 0.15$ MPa la resistencia a tracción de la mampostería. El valor nulo de adherencia representa la situación de un pórtico con paneles de relleno, mientras que los otros casos simulan las condiciones usuales de muros de mampostería encadenada. Además, se considera un caso en el cual se asume que existe una separación inicial (gap) entre el pórtico y el panel de 1.0 mm, situación que representa el caso de un pórtico con paneles de rellenos en el cual las juntas no fueron construidas adecuadamente. La Tabla 1 resume los seis casos analizados, M1 a M6, y los valores considerados en cada uno de ellos. Estos modelos tienen por objeto evaluar la influencia de las condiciones de la interface pórtico-panel en la respuesta estructural.

En segundo lugar, se analizaron tres muros, MA, MB y MC, con idénticos valores de adherencia inicial pero variando las dimensiones y armaduras de las columnas. El objetivo de estos análisis es valorar el efecto de la variación de la rigidez relativa del pórtico y el panel en la respuesta estructural, considerando que dicha variación podría modificar el tipo de comportamiento y por ende los criterios de modelación. Las características de estos casos se resumen en la Tabla 2.

Para completar el estudio, se analizaron cuatro muros con las mismas dimensiones, pero considerando que dos de ellos presentan interfaces columna-panel “dentadas” (toothing), **Meli y Brezev (2011)**, como se indica en la **Figura 1** (por razones constructivas solo puede aplicarse en el caso de muros de mampostería encadenada). El objeto de este tipo de conexión dentada es, supuestamente mejorar las condiciones en la interface, de modo de lograr una mejor integración del pórtico con el panel y evitar la separación en las interfaces pórtico-panel. Esta es una práctica usual en algunos países, tales como Perú y México, si bien no se aplican en Argentina. En opinión de los autores, este tipo de conexión no presenta ventajas significativas y complica la construcción, con el riesgo adicional de que se formen huecos debajo de los mampuestos que se introducen en la columna (debido a que no se puede compactar adecuadamente el hormigón). De modo que el objetivo de analizar estos muros es comprobar si las conexiones dentadas mejoran o no la respuesta estructural de los muros de mampostería encadenada. La **Tabla 3** resumen las características de los muros MT1 a MT4.

	Adherencia panel-pórtico	Adherencia vigas-pórtico	Dimensiones y armaduras de columnas	Separación inicial (gap)
M1	0	0	200x200-4 ϕ 10	No
M2	ft/2	ft/2	200x200-4 ϕ 10	No
M3	ft	ft	200x200-4 ϕ 10	No
M4	2ft	2ft	200x200-4 ϕ 10	No
M5	ft/2	0	200x200-4 ϕ 10	No
M6	0	0	200x200-4 ϕ 10	Si

Tabla 1: Dimensiones y adherencias consideradas en los casos 1 a 6.

	Adherencia panel-pórtico	Adherencia vigas-pórtico	Dimensiones y armaduras de columnas
MA	ft/2	ft/2	170x300-4 ϕ 10
MB	ft/2	ft/2	170x200-6 ϕ 12
MC	ft/2	ft/2	170x500-4 ϕ 12+4 ϕ 8

Tabla 2: Dimensiones y adherencias consideradas en los casos A a C.

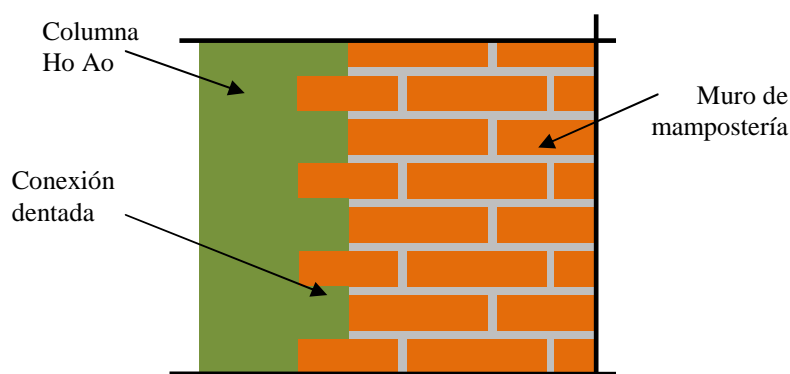


Figura 1: Interface dentada entre la columna y el muro de mampostería.

	Adherencia panel-pórtico	Adherencia vigas-pórtico	Dimensiones y armaduras de columnas	Conexión dentada
MT1	ft/2	ft/2	170x200	Si
MT2	ft/2	ft/2	170x200	No
MT3	2ft	2ft	170x200	Si
MT4	2ft	2ft	170x200	No

Tabla 3: Dimensiones y adherencias consideradas en los casos T1 a T4.

En los muros M1 a M6 (Tabla 1), MA, MB y MC (Tabla 2) el panel de mampostería se modela con elementos tipo placa de tensión plana (CPS4) de 170 mm de espesor. A estas placas se les asignó un comportamiento no lineal definido mediante el modelo de Concrete Damaged Plasticity con una curva de endurecimiento de Sargin (Crisafulli, 1997) y tensión máxima de compresión de 1.2 MPa y 0.15 MPa como límite de tracción. Las columnas y vigas se representan mediante barras con comportamiento no lineal en dirección axial y en flexión (Beam General Section). Finalmente, las interfaces se modelan mediante la definición de superficies, asignándoles un valor de adherencia a superar para que se produzca la separación entre ellas y un coeficiente de fricción de 0.6 para el comportamiento tangencial una vez producida la separación. Además, se le asigna un valor máximo de tensión de corte 0.3 MPa, para que se produzca el deslizamiento luego de superado este valor. La Figura 2(a) muestra un ejemplo del modelo de estos muros. Este tipo de modelación es ampliamente aceptada en la literatura (Crisafulli, 1997; Combescure, 2006; Torrisi, 2012),

Es necesario aclarar que los modelos no lineales utilizados para representar el comportamiento de los elementos de hormigón armados solo tiene en cuenta el comportamiento inelástico bajo esfuerzos de flexión y fuerzas axiales, considerando el esfuerzo de corte en rango elástico. Debido a esta limitación del modelo, no se han especificado las armaduras de corte de vigas y columnas ya que estos elementos van a tener una respuesta elástica ante dicho esfuerzo.

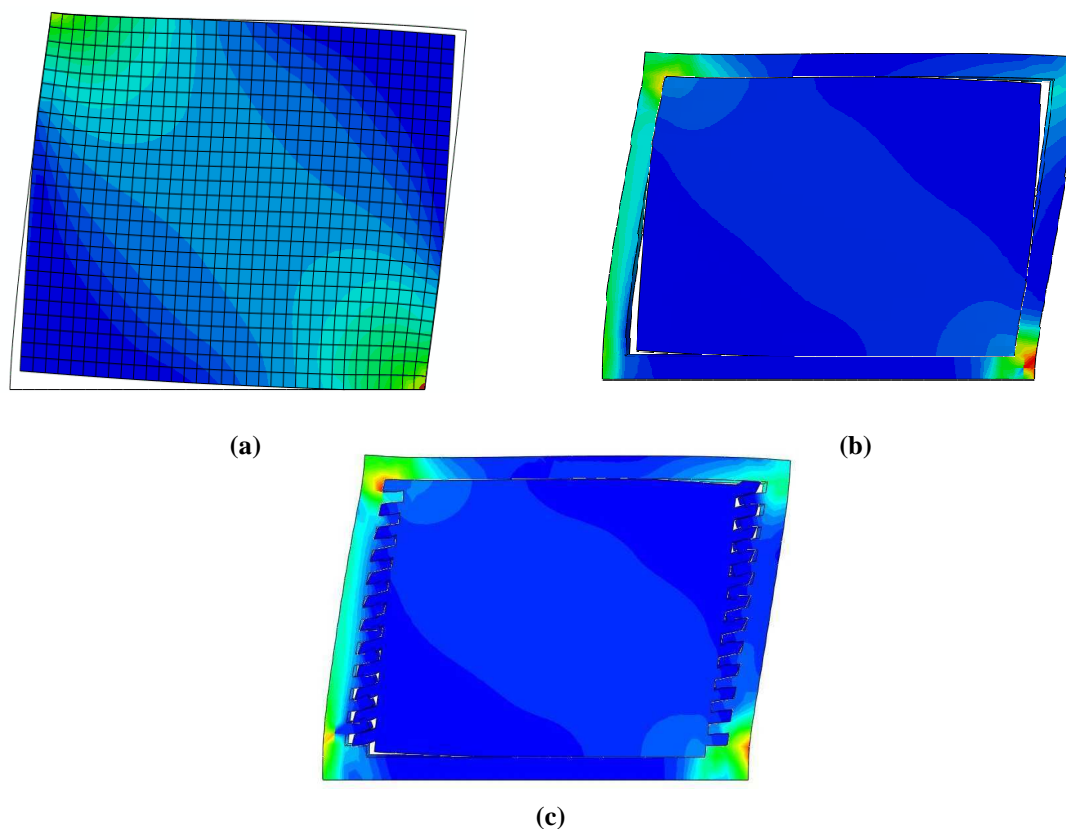


Figura 2: Modelos considerados para el análisis: (a) modelo de barras y placas, muros M1 a M6, MA, MB y MC, (b) modelo de placas, muros MT2 y MT4, y (c) modelo de placas con interfaces dentada, muros MT1 y MT3.

Los muros MT1, MT2, MT3 y MT4 (Tabla 3) fueron modelados con elementos tridimensionales de 8 nodos tanto para el panel como para las columnas y viga de hormigón armado, a los efectos de poder modelar adecuadamente el borde dentado de hormigón. El panel fue definido con el modelo de Concrete Damaged Plasticity, al igual que los anteriores, y para los encadenados se asignó un modelo de Drucker Prager para considerar la plasticidad. La Figura 2 (b) y (c) muestran los modelos correspondientes a estos muros.

Todos los modelos fueron analizados con el método estático no lineal, considerando un desplazamiento impuesto en la viga superior hasta un límite de 30mm.

3 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

Se presenta a continuación los resultados analíticos de las tres series de modelos analizados.

3.1 Muros M1 a M6

La Figura 3 muestra la respuesta en términos de corte basal vs. desplazamiento de techo (a nivel de viga) para los seis muros analizados. También se incluye la escala de distorsión de

piso para mostrar esos valores que son de interés en el diseño sismorresistente.

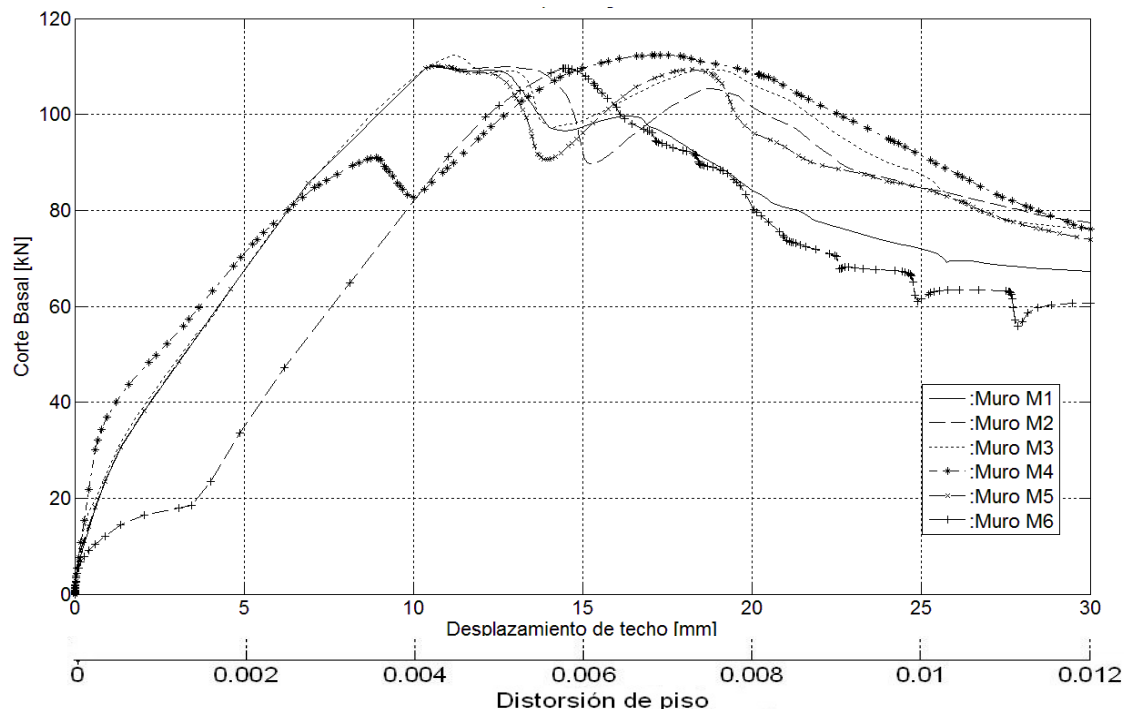


Figura 3: Respuesta global de los muros M1 a M6

Se puede ver en la [Figura 3](#) los aspectos más relevantes de la respuesta estructural. Inicialmente (rango de desplazamientos laterales reducidos), el panel de mampostería y el pórtico trabajan en forma monolítica, para el caso de los muros M1 a M5. Luego se produce la separación parcial del panel y el pórtico y la rigidez lateral disminuye. La separación parcial del panel de mampostería induce la formación de un campo de compresión diagonal (o biela de compresión) que une las esquinas opuestas del panel. Este efecto introduce momentos flectores y esfuerzos axiales y de corte en el pórtico. El muro M6 presenta un comportamiento particular porque inicialmente el pórtico no está en contacto con el panel y trabaja como un sistema aislado hasta que se cierra la separación inicial considerada en el modelo y se desarrolla la interacción pórtico-panel.

La respuesta estructural indica que el corte máximo alcanzado en todos los casos es muy similar, a pesar de que los valores de adherencia entre el panel y el pórtico son muy distintos y que en el caso del muro M6 se consideró una separación inicial. El desplazamiento para el cual se produce el corte máximo varía en los distintos casos, en un rango aproximado de 12 a 18 mm, con el mayor valor para el muro M4 (caso con adhesión en las interfaces igual a $2 f_t$). Una situación similar se presenta para el muro M6, si bien en este caso se debe a que hay una separación inicial entre el pórtico y el panel. Además, se puede ver que la resistencia residual, si se continúa con la tendencia de los gráficos, es similar en todos los casos. Es interesante también analizar la rigidez lateral en los distintos muros analizados, particularmente en el rango inicial, ver [Figura 4](#).

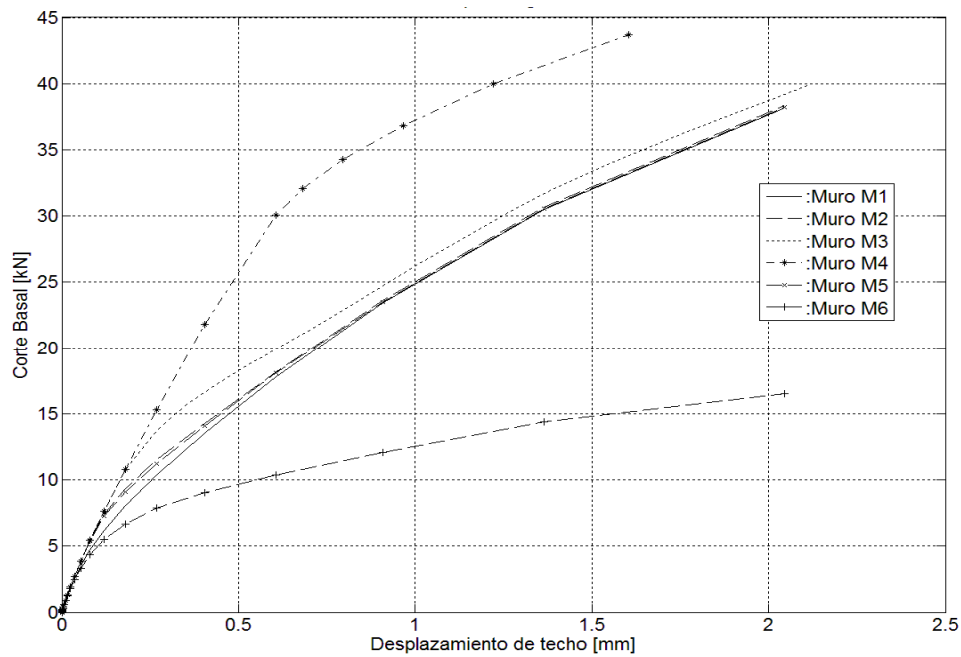


Figura 4: Respuesta inicial de los muros M1 a M6.

Es válido notar que un incremento en la tensión de adherencia eleva la ordenada del punto de separación panel-encadenados o rotura de la mampostería, tal como se observa para el muro M4.

La Figura 5 muestra los momentos flectores en la columna traccionada, medido en una sección ubicada a 400mm por debajo del nudo superior izquierdo. Se observa que en todos los casos las columnas fluyen en flexión, llegando a desarrollar ductilidades elevadas. Esta fluencia se produce debido al corte inducido en las columnas (ver Figura 6), por el campo de compresión diagonal que se forma en el panel luego de que se produce la separación parcial de las interfaces pórtico-panel.

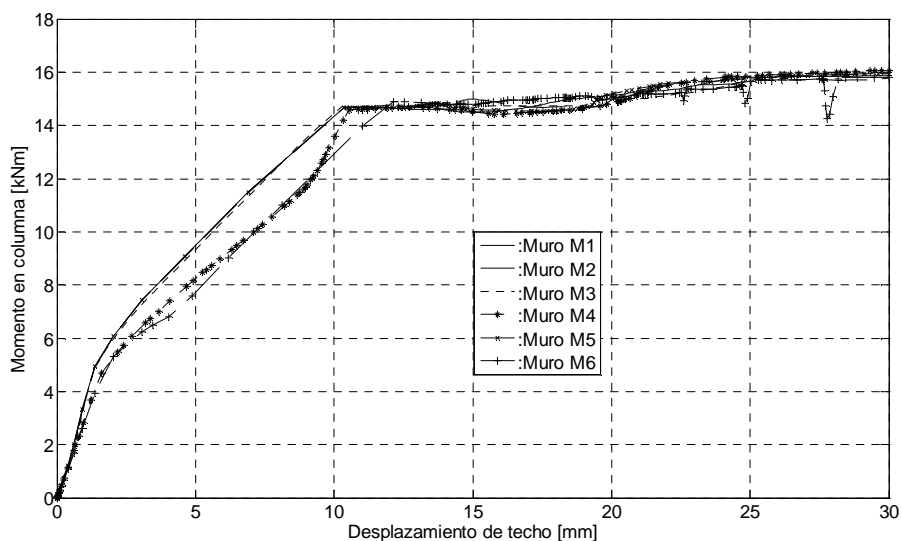


Figura 5: Momentos en las columnas para los muros M1 a M6

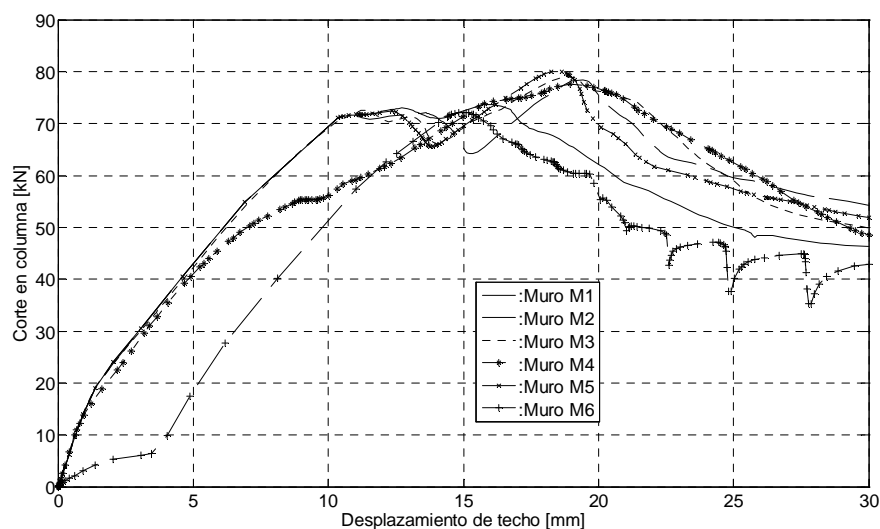


Figura 6: Corte en las columnas para los muros M1 a M6

Los esfuerzos de corte en las columnas pueden expresarse en proporción al corte basal que resiste toda la estructura. Estos resultados se presentan en la Figura 7, donde se observa que dicha relación es aproximadamente del orden del 70% y que, al igual que otras variables analizadas previamente, no varía significativamente en los distintos casos.

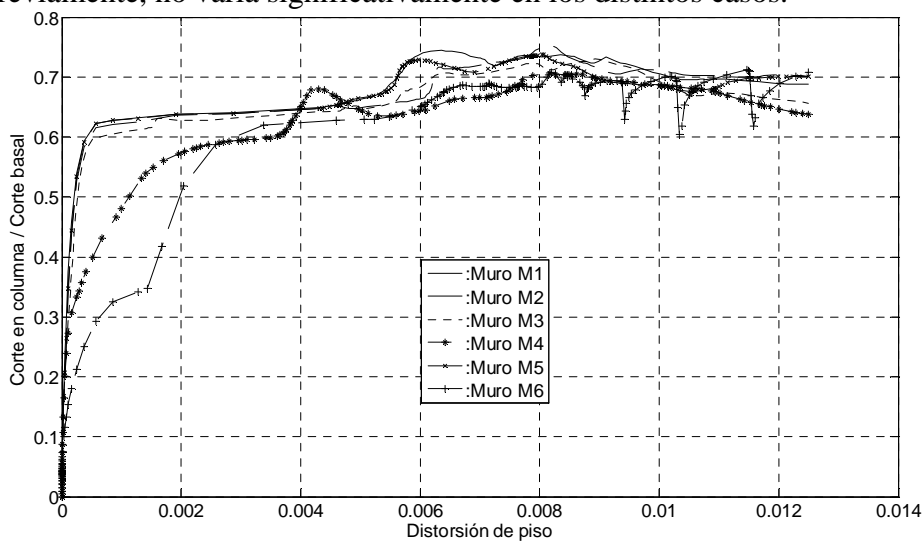


Figura 7: Relación de corte en las columnas para los muros M1 a M6

En la mayoría de los códigos de diseño sísmico, el corte en los encadenados de hormigón en los muros de mampostería encadenada no es tomado en cuenta, sin embargo al comparar el valor de corte introducido en las columnas con el corte basal total (Figura 7), se observa que estos esfuerzos de corte alcanzan valores cercanos al 70% del corte basal tomado por el muro. Con estos valores de corte tan elevados, el hormigón es incapaz de soportar las tensiones de corte producidas sin la ayuda de armadura (Torrisi, 2012).

3.2 Muros MA, MB y MC

La **Figura 8** muestra la respuesta de corte basal vs. desplazamiento de techo para los muros analizados con distintas dimensiones de columnas y armaduras en las mismas. El incremento de la armadura y dimensiones de las columnas hace que aumente el momento resistente en las mismas (momento nominal) y por ende la resistencia del muro. Lo mismo ocurre al aumentar las dimensiones de las columnas, lo que se traduce en un incremento de la rigidez inicial y rigidez luego de la separación panel-pórtico. No obstante ello, el análisis de las simulaciones realizadas indica que el comportamiento estructural y los mecanismos de resistencias son los mismos en todos los casos.

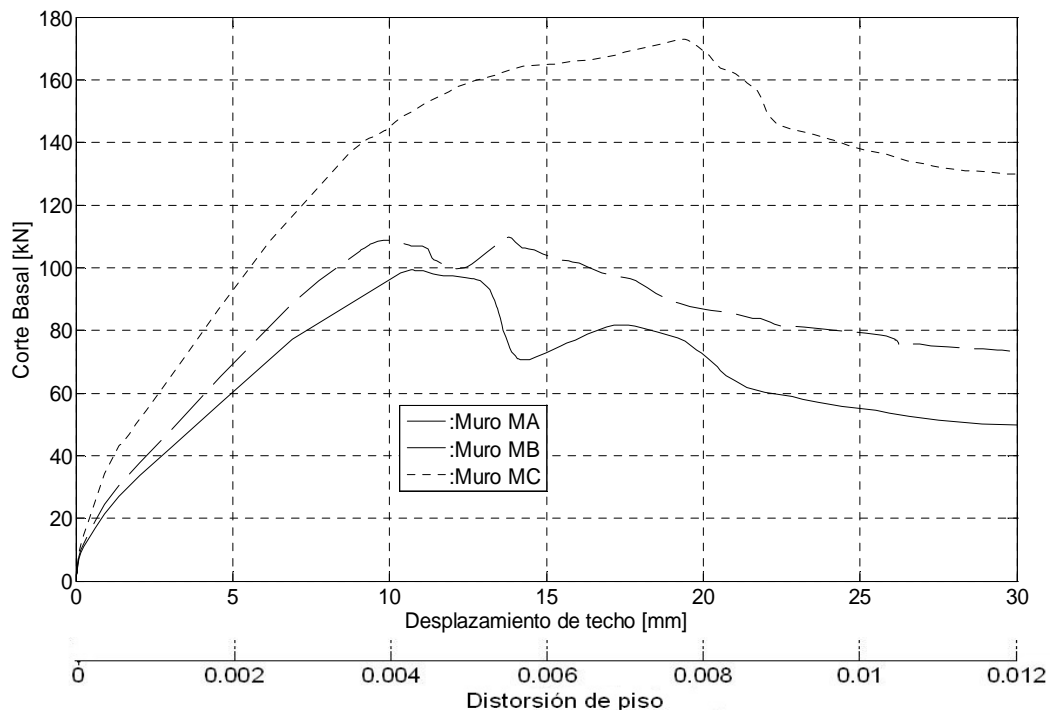


Figura 8: Respuesta global de los muros MA, MB y MC

El aumento de la armadura de las columnas incrementa el momento nominal (resistente) y el corte introducido en las columnas, como se ve en la **Figura 9** y **Figura 10**. Sin embargo, en todos los casos se ha producido la plastificación de la columna en la zona donde se apoya la biela comprimida de mampostería. En la **Figura 11**, se puede observar que aunque el corte en la columna se incrementa, la relación entre el corte en la columna y el corte basal del muro se mantiene en el mismo porcentaje mostrado en los casos anteriores, esto es alrededor del 70%.

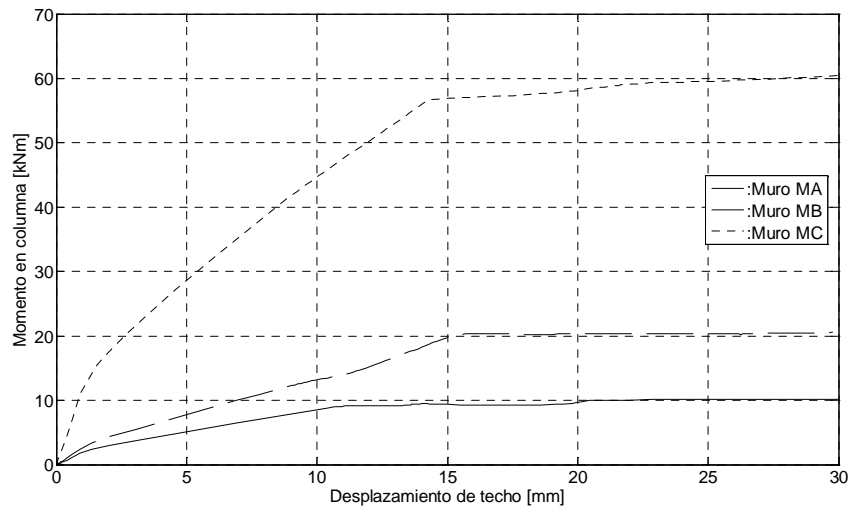


Figura 9: Momento en la columna para los muros MA, MB y MC

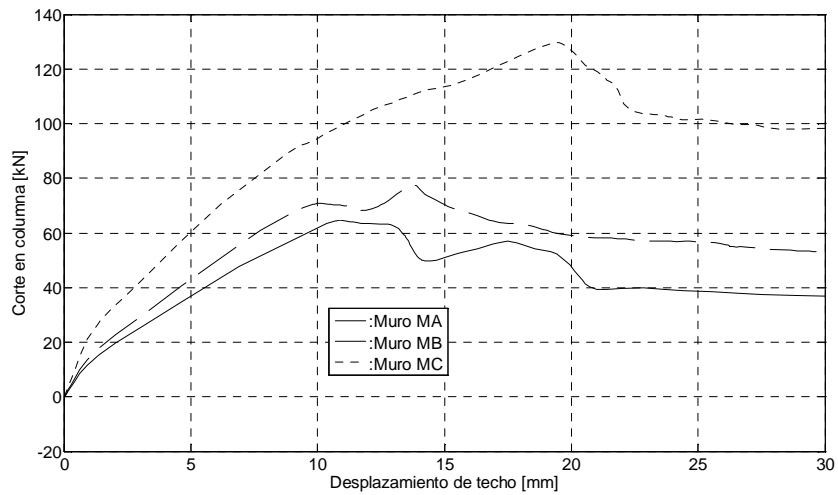


Figura 10: Corte en la columna para los muros MA, MB y MC

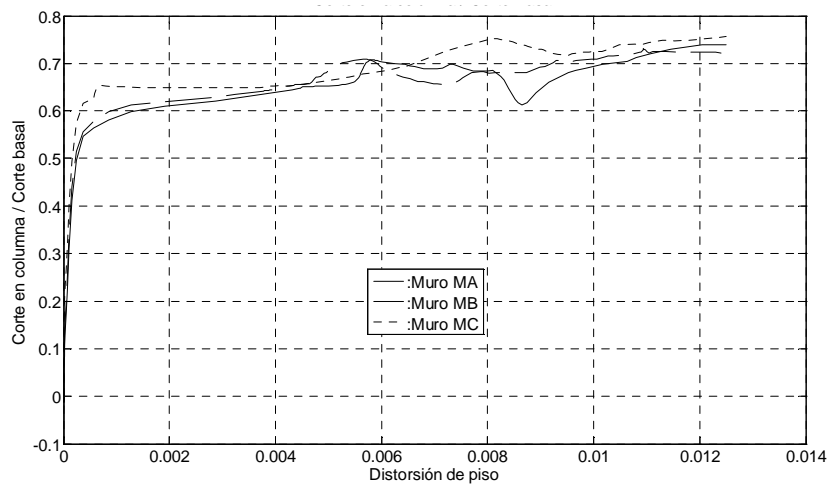


Figura 11: Relación de corte en la columna para los muros MA a MC

3.3 Muros MT1, MT2 y MT3

La Figura 12 muestra la comparación de la respuesta estructural de los muros MT1 y MT3 (con conexión dentada en las interfaces columna-panel) y los muros MT2 y MT4 (sin conexión dentada). Se observa claramente que la resistencia máxima y la rigidez del muro no se ve modificada en forma significativa. El análisis de los resultados del modelo indica que en los muros con conexión dentada se producen dos fenómenos diferentes. En el caso con baja adherencia, muro MT1, el desplazamiento de techo del muro resulta en un deslizamiento del ladrillo con respecto a la columna en el borde dentado (Figura 13a). En el caso de adherencia elevada, muro MT3, se produce la rotura de la mampostería en un plano vertical adyacente a la columna (Figura 13b). De modo que en ambos casos el efecto de la conexión dentada no es significativo y se produce igual la separación parcial del panel y el pórtico, con la consiguiente formación del campo de compresión diagonal. En la Figura 13 a y b donde se muestran las deformaciones plásticas en dos muros con baja y alta adherencia respectivamente, y las zonas de deslizamiento y rotura del panel.

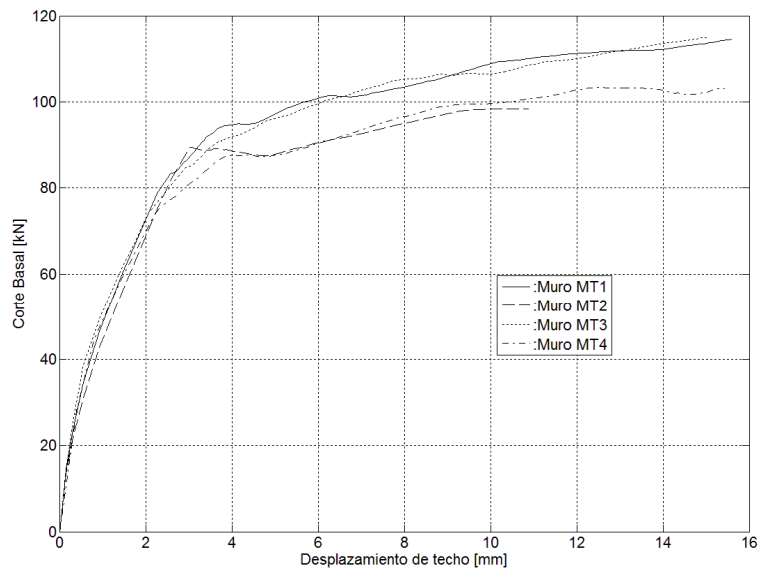


Figura 12: Respuesta global para los muros MT1 a MT4

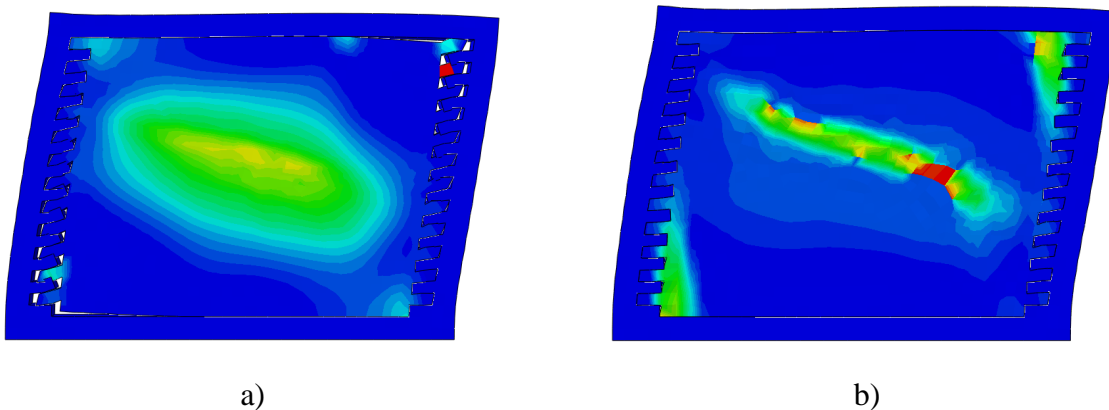


Figura 13: Deformaciones plásticas en muros con conexión dentada a) muro MT1, con baja adherencia y b) muro MT2, con alta adherencia

4 GRAFICO DE TENSIONES, CORTES Y MOMENTOS

Se presenta a continuación los resultados analíticos de los modelos analizados.

4.1 Tensiones en el panel de mampostería

La [Figura 14](#) muestra la distribución de tensiones de Mises en un panel de un muro de mampostería encadenada en donde no se ha considerado adherencia entre el panel y los encadenados. Se observa claramente la separación entre el panel y los encadenados y la biela comprimida formada entre la esquina superior izquierda e inferior derecha.

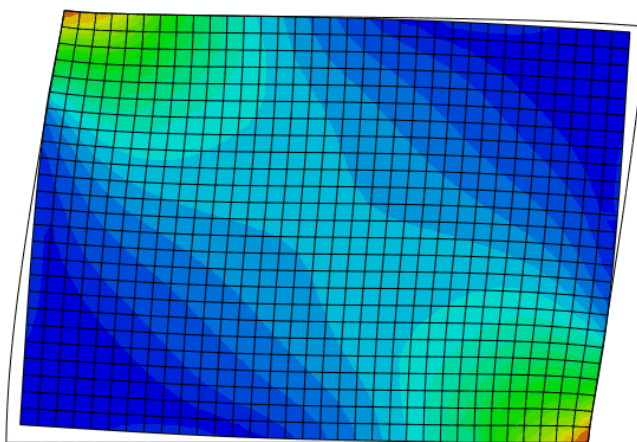


Figura 14: Tensiones de Mises en el panel sin adherencia entre el panel y los encadenados

La [Figura 15](#) muestra la distribución de tensiones de Mises en un panel de un muro de mampostería encadenada en donde si se ha considerado adherencia entre el panel y los encadenados, con un valor superior a la resistencia a tracción de la mampostería. Se observa que aunque no se ha producido una separación entre los encadenados y el panel, se ha formado la biela comprimida entre la esquina superior izquierda e inferior derecha.

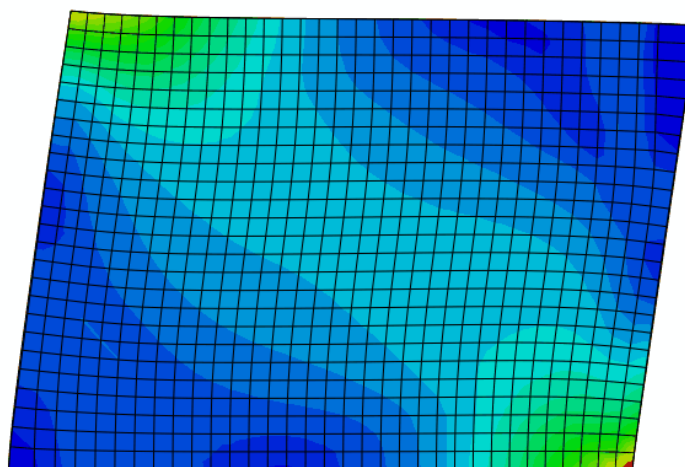


Figura 15: Tensiones de Mises en el panel para los muros M1 a M6. Con adherencia entre el panel y los encadenados

La [Figura 16](#) muestra la distribución de momentos flectores en los encadenados de un muro

de mampostería encadenada en donde no se ha considerado adherencia entre el panel y los encadenados. Nótese el cambio de signo del momento en la zona de apoyo de la biela comprimida.

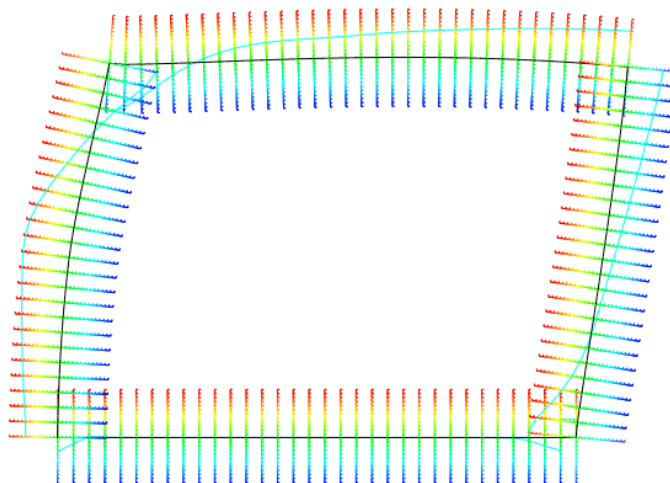


Figura 16: Momentos en encadenados para los muros M1 a M6. Sin adherencia entre el panel y los encadenados

La Figura 17 muestra la distribución de momentos flectores en los encadenados de un muro de mampostería encadenada en donde si se ha considerado adherencia entre el panel y los encadenados, con un valor superior a la resistencia a tracción de la mampostería. Nótese el cambio de signo del momento en la zona de apoyo de la biela comprimida, al igual que en el caso sin adherencia.

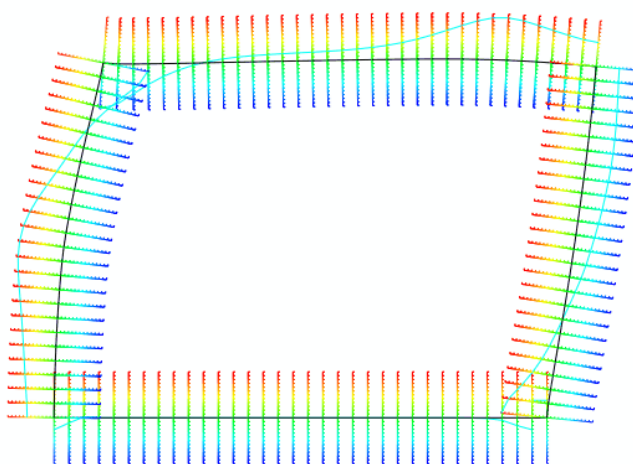


Figura 17: Momentos en encadenados para los muros M1 a M6. Con adherencia entre el panel y los encadenados

La Figura 18 muestra la distribución de esfuerzos de corte en los encadenados de un muro de mampostería encadenada en donde no se ha considerado adherencia entre el panel y los encadenados.

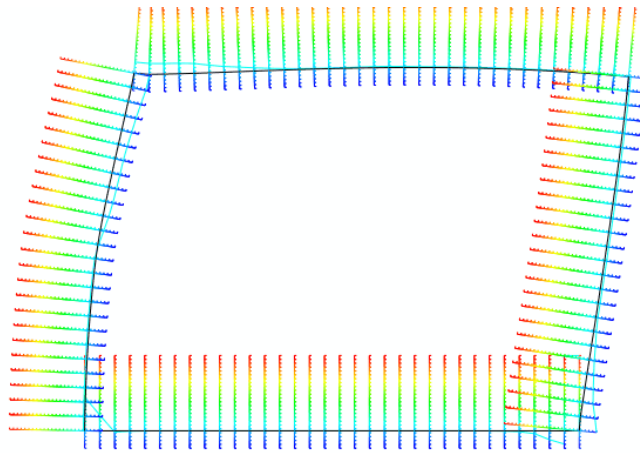


Figura 18: Corte en encadenados para los muros M1 a M6. Sin adherencia entre el panel y los encadenados

La [Figura 19](#) muestra la distribución de esfuerzos de corte en los encadenados de un muro de mampostería encadenada en donde si se ha considerado adherencia entre el panel y los encadenados, con un valor superior a la resistencia a tracción de la mampostería. Nótese la distribución similar al caso sin adherencia.

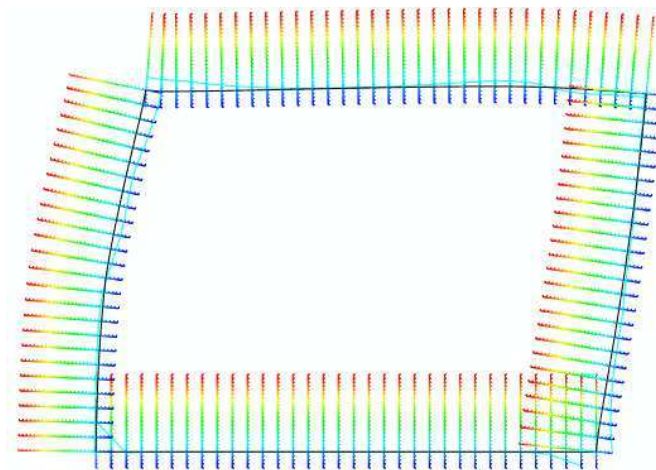


Figura 19: Corte en encadenados para los muros M1 a M6. Con adherencia entre el panel y los encadenados

En la [Figura 20](#) se observa la distribución de tensiones de mises en el muro MT1. Se aprecia claramente la separación entre el panel y los encadenados y la formación de la biela comprimida.

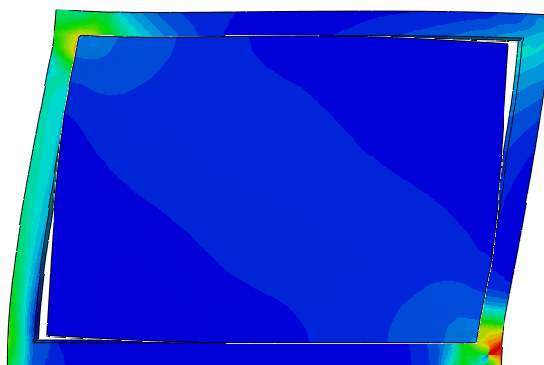


Figura 20: Tensiones en el panel para el muro MT1. Sin adherencia entre el panel y los encadenados

En la [Figura 21](#) se observa la distribución de tensiones de mises en el muro MT2. En este caso el valor de la adherencia entre el panel y el pórtico tiene un valor mayor a la resistencia a tracción de la mampostería. Se ve que aunque no hay una separación entre el panel y los encadenados la biela comprimida se ha formado en forma similar al caso sin adherencia.

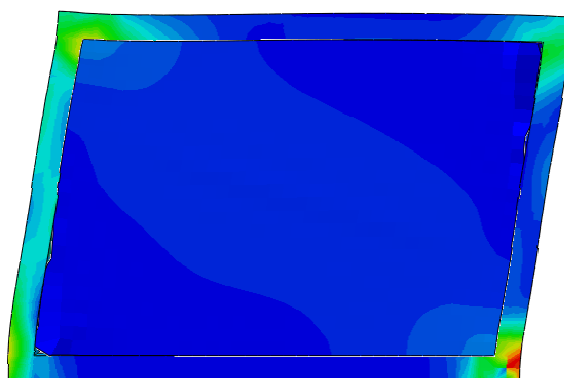


Figura 21: Tensiones en el panel para el muro MT2. Con adherencia entre el panel y los encadenados

En la [Figura 22](#) se observa la distribución de tensiones de mises en el muro MT3, con indentaciones en el panel. Se puede apreciar la separación entre el panel y los encadenados y la biela comprimida uniendo las esquinas opuestas del panel.

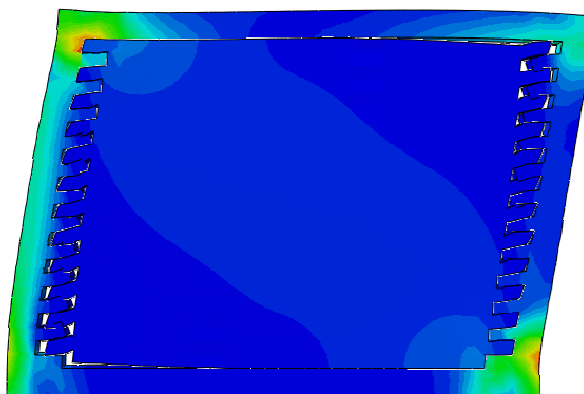


Figura 22: Tensiones en el panel para el muro MT3, indentado. Sin adherencia entre el panel y los encadenados

En la [Figura 23](#) se observa la distribución de tensiones de mises en el muro MT4, con

indentaciones en el panel. En este caso la adherencia entre el panel y los encadenados es mayor a la resistencia a tracción de la mampostería. Se ve que aunque no exista separación entre el panel y los encadenados que la biela comprimida se ha formado en forma similar a la de los casos anteriores.

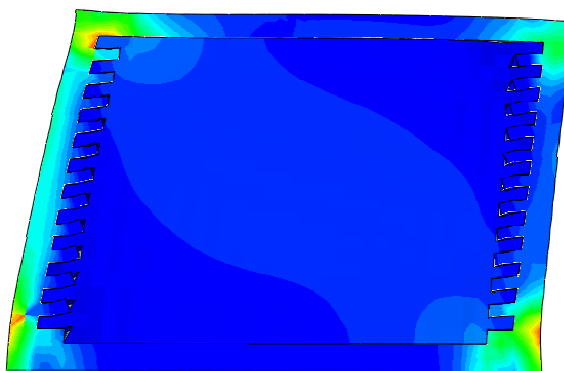


Figura 23: Tensiones en el panel para el muro MT4, indentado. Con adherencia entre el panel y los encadenados

5 CONCLUSIONES

Se presentan en este trabajo resultados de simulaciones numéricas de muros de mampostería encadenada y pórticos de hormigón armado con rellenos de mampostería. Dichas simulaciones, realizadas con modelos de elementos finitos consideran distintas condiciones de adhesión y contacto en las interfaces entre el panel y el pórtico. La comparación de resultados indica claramente que la resistencia máxima alcanzada, la resistencia residual, la rigidez inicial y la rigidez post-cracking son similares en todos los casos. Además, el estudio del comportamiento estructural indica que en todos los casos se produce una interacción entre el pórtico y el panel y como resultado de ella se forma un campo de compresión diagonal en la mampostería.

El estudio realizado también incluye el análisis de muros de mampostería encadenada con conexiones dentadas en la interface columna-panel (según la práctica utilizada en algunos países de Latinoamérica). Los resultados numéricos indican que la conexión dentada no produce una mejora en la respuesta estructural porque falla la mampostería en la zona aledaña a las columnas y se produce la separación parcial entre el pórtico y el panel, en forma similar a los muros con interfaces planas.

Se concluye que el comportamiento estructural y el mecanismo de resistencia bajo acciones sísmicas en el plano del muro para la mampostería encadenada y para los pórticos de hormigón armado con rellenos de mampostería es muy similar. Consecuentemente, el análisis de ambos sistemas estructurales puede realizarse con los mismos criterios y modelos, si bien deben calibrarse adecuadamente con los parámetros correspondientes a cada caso.

REFERENCIAS

- Combescure, D., “Some contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading”, *first european conference on earthquake engineering and seismology, Geneva, Switzerland, 2006*.
- Crisafulli, F.J., “Seismic design of reinforced concrete structures with masonry infills”, *ph.D. thesis, Canterbury, 1997*.
- Meli, R. y Brezev, S., “Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings”,

Confined Masonry Network.2011.

Stavridis, A. , “Analytical and Experimental Study of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames Infilled with Masonry Walls”, *Ph.D, Dissertation. University of San Diego, California.2010.*

Torrise, G., Crisafulli, F. y Pavese, A., "An innovative Model for the In-Plane Nonlinear Analysis of Confined Masonry and Infilled Reinforced Concrete Frame Structures". *15th World Conference of Earthquake Engineering. Lisboa, Portugal, Paper 0574. 2012.*

Torrise, G., “Diseño y análisis de estructuras de hormigón armado y mampostería”. *Tesis de doctorado. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina. 2012.*