

Comportamiento y resistencia de regiones nodales en pórticos de hormigón armado sometidos a momentos de apertura: evaluación y propuesta de diseño

Performance and strength of nodal regions of reinforced concrete frame corners subjected to opening bending moments: evaluation and design proposal

Andrea Monserrat-López^a, Duarte Viula Faria^b, Fabio Brantschen^c, Miguel Fernández Ruiz^d

^a Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. andrea.monserrat@upc.edu

^b Dr. Ingeniero Civil. MFIC Ingénieurs Civils SA (Morges, Suiza). duarte.viulafaria@mfic.ch

^c Dr. Ingeniero Civil. Armasuisse Immobilien (Berna, Suiza). fabio.brantschen@armasuisse.ch

^d Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. miguel.fernandezruiz@upm.es

RESUMEN

Las regiones nodales están presentes en un gran número de estructuras de hormigón armado, tales como pórticos, secciones de túnel, muros de contención, etc. Estas regiones de discontinuidad no permiten la aplicación de la teoría de vigas para el diseño del armado, detallándose normalmente mediante modelos de equilibrio como las bielas y tirantes o los campos de tensiones. En este trabajo, se analiza el comportamiento de regiones nodales de pórticos sometidos a momentos de apertura. Considerando su respuesta mediante el análisis de ensayos, el presente trabajo presenta un modelo de diseño basado en consideraciones de equilibrio para estimar la resistencia y capacidad de deformación de los detalles. Dicho modelo cubre la respuesta cuasi-estática de las regiones nodales de pórticos de hormigón armado para diferentes alternativas en cuanto a esquemas de armado, cuantías y geometrías de zonas nodales (ángulo entre elementos), todas ellas habituales en aplicaciones prácticas.

ABSTRACT

Nodal regions are found in a wide variety of concrete structures, such as frames, tunnels or retaining walls. These regions do not allow for a design based on beam theory, but require the application of equilibrium-based models such as strut-and-tie or stress field models. In the present paper, the response of nodal regions of frame corners subjected to opening bending moments is investigated. Taking into account the response of these regions by analysis of experimental data, the present paper introduces a design model based on equilibrium considerations, allowing to estimate both the structural resistance and deformation capacity as a function of the reinforcement detailing. This model covers the quasi-static response of the nodal regions of reinforced concrete frame corners for different alternatives in terms of reinforcement layouts and ratios and nodal zone geometries (angle between converging elements), all of which are common in practical applications.

PALABRAS CLAVE: base de datos, regiones nodales, pórticos, resistencia, capacidad de deformación

KEYWORDS: database, nodal regions, frame corners, strength, deformation capacity

1. Introducción

En el diseño y la verificación del armado de las zonas nodales de elementos estructurales tales como pórticos, secciones de túnel o muros de contención (Fig. 1a) no es válida la teoría de vigas (secciones planas que se mantienen planas tras deformarse) y se requiere la aplicación de métodos adaptados a las regiones de discontinuidad, tales como los campos de tensiones o los modelos de bielas y tirantes [1], [2], [3], [4]. Para una aplicación segura de dichos métodos, basados en el análisis límite (teoría de la plasticidad) se necesita sin embargo garantizar una capacidad de deformación suficiente, permitiendo la posible redistribución de fuerzas internas hasta alcanzar el estado deseado. En esta problemática, el diseño de zonas nodales en pórticos difiere considerablemente en función de si el momento aplicado es de cierre o de apertura. En el caso de momentos de cierre, el armado de la zona nodal es capaz de desarrollar grandes rotaciones plásticas y, por consiguiente, el modo de fallo a flexión determina la resistencia del elemento. Sin embargo, en presencia de momentos de apertura, pueden desarrollarse fallos frágiles (Fig. 1b) por desprendimiento del recubrimiento de hormigón o por falta de adherencia, limitando la resistencia y la capacidad de deformación respecto a la predicción efectuada mediante técnicas de análisis límite [5],[6].

Bajo condiciones de carga estática, varios estudios experimentales sobre zonas nodales sometidas a momentos de apertura en pórticos han evidenciado diferencias importantes en el comportamiento resistente en función de los detalles de armado [5], [7], [8]. De esta manera, detalles de armado habituales en la práctica, pueden tener una resistencia inferior a su capacidad plástica y una capacidad de disipación de energía limitada. En este contexto, el principal

parámetro que caracteriza el comportamiento de un detalle de armado en términos de resistencia y respuesta post-pico [5] es la cuantía mecánica de armado (ω), definido como:

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_y}{f_{cp}} \quad (1)$$

donde ρ se refiere a la cuantía de armado longitudinal ($\rho = A_s/(b \cdot d)$, A_s es el armado longitudinal en tracción y b y d son el ancho y el canto útil del elemento), f_y es el límite elástico del armado y f_{cp} es la resistencia plástica equivalente del hormigón. Este último término se obtiene como $f_{cp} = f_c \cdot \eta_{fc}$, siendo $\eta_{fc} = (30/f_c[\text{MPa}])^{1/3} \leq 1$ [9].

Como se muestra en la Fig. 1b, para un mismo detalle de armado, valores más bajos de la cuantía mecánica de armado, suponen una mayor capacidad de deformación y potencial para disipar energía (evitando fallos frágiles).

A pesar de la importancia práctica del comportamiento de regiones nodales sometidos a momentos de apertura y de los esfuerzos previos de investigación, no se dispone aún de metodologías sencillas y precisas para la determinación de la resistencia y capacidad de deformación. Particularmente, el segundo aspecto es una de las lagunas de conocimiento más importantes, ya que dicha capacidad determina el potencial de redistribución de esfuerzos en rotura.

En este contexto, este trabajo presenta un modelo analítico para estimar la resistencia y el comportamiento post-pico de las zonas nodales en pórticos de hormigón armado sometidas a momentos de apertura en condiciones de carga cuasi-estática (basado en trabajos previos de los autores [10]). Posteriormente, el modelo se extiende para analizar el potencial de disipación de energía de estas regiones durante la fase post-

pico. Finalmente, se presentan una serie de consideraciones sobre las implicaciones en la respuesta dinámica de estructuras (particularmente para estructuras sometidas a impactos o explosiones).

Los resultados del presente artículo constituyen así una base para caracterizar la respuesta de nudos en estructuras reticuladas de hormigón armado. El modelo puede servir

además como base para describir la respuesta estructural de sistemas completos (trabajo aún por desarrollar), describiendo su comportamiento hasta rotura y su posible capacidad de redistribución de esfuerzos y disipación de energía, mediante la activación de efectos de segundo orden (acción catenaria), tanto en casos cuasi-estáticos como dinámicos.

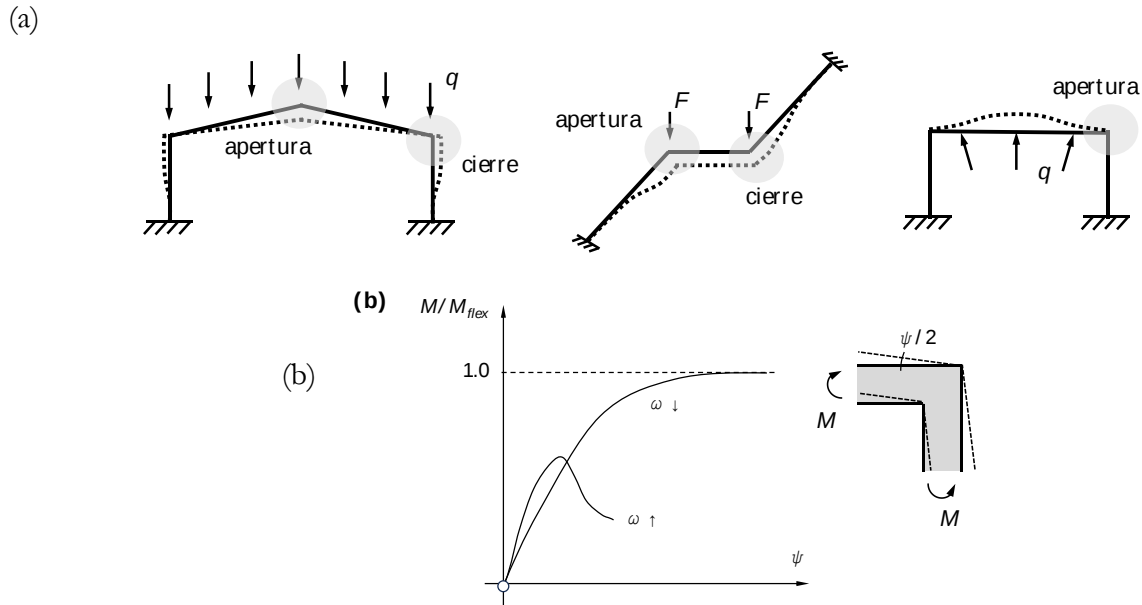


Figura 1. Zonas nodales: (a) sometidas a momentos de apertura y cierre; y (b) respuesta estructural de las zonas nodales sometidas a momentos de apertura

2. Comportamiento de las zonas nodales en pórticos

Esta sección presenta un resumen de un modelo analítico desarrollado por los autores basado en los resultados experimentales de una base de datos con 126 ensayos realizados entre 1969 y 2023 y compilada en [10]. El modelo permite la evaluación de la respuesta de las zonas nodales en pórticos de hormigón armado sometidas a momentos de apertura según distintos detalles de armado.

2.1 Resistencia

La estimación de la resistencia se realiza para los distintos detalles de armado que se muestran en

la Fig. 2. Se consideran cinco configuraciones para el armado de flexión (A-E en la Fig. 2a) en combinación con cinco posibles disposiciones del armado secundario (a-d en la Fig. 2b). Basado en el modelo de bielas y tirantes propuesto por Campana et al. [5] para la determinación de la resistencia en el caso del detalle tipo C, un modelo generalizado fue desarrollado [10], permitiendo la determinación de la resistencia de las zonas nodales en el caso de los detalles tipo B, D y E (ya que el detalle tipo A no se recomienda para aplicaciones prácticas).

Según el modelo, la desviación de las fuerzas de tracción (F_s) y compresión (F_c) en la

zona nodal depende de la combinación de dos modelos básicos: uno que depende del armado de flexión ($F_s = \xi F_c$, donde ξ es la fracción de fuerza transferida, ver Fig. 3a) y otro que depende del armado secundario (la fuerza

transferida por este último se obtiene mediante condiciones de equilibrio según $F_w = (1 - \xi) \cdot 4/3 \cdot \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \cos(\alpha/2)$, ver Fig. 3b).

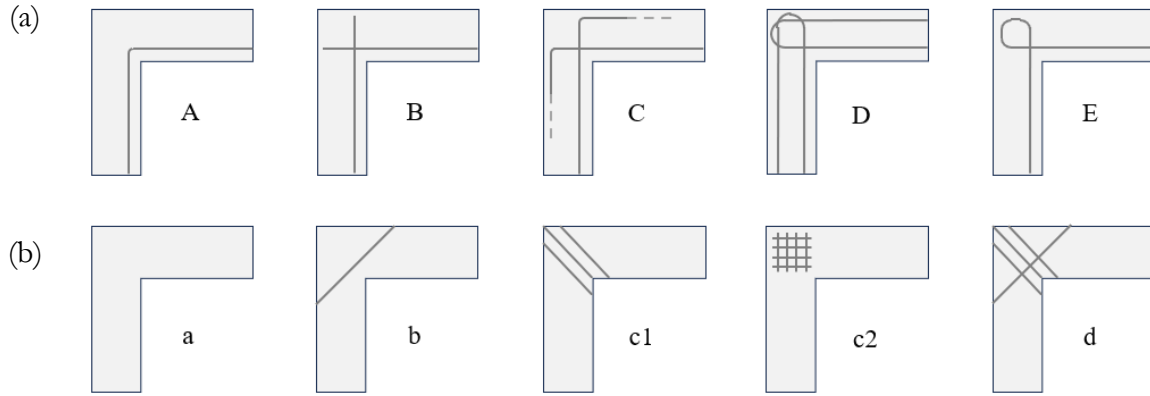


Figura 2. Detalles de armado: (a) armado de flexión; (b) armado secundario.

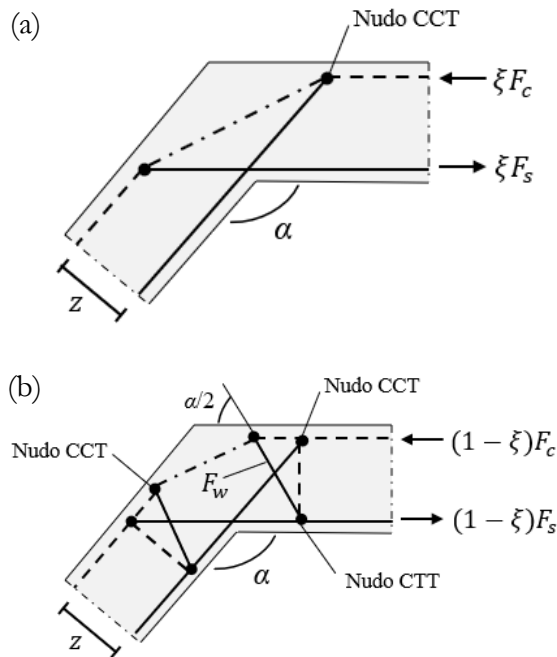


Figura 3. Modelos de bielas y tirantes: (a) con armado de flexión (modelo 1); (b) con armado de flexión y secundario (modelos 1 y 2).

Tras el estudio paramétrico para casos con ángulos internos $90^\circ \leq \alpha \leq 140^\circ$ y $\omega \leq 0,3$, se propuso la siguiente expresión para estimar la eficiencia de los detalles de armado (ver detalles y derivación completa en [10]):

$$\xi = K_\xi \cdot \cos(\alpha/2) + \omega_{ref}/\omega \leq 1 \quad (2)$$

donde los valores de los coeficientes K_ξ y ω_{ref} se recogen en la Tabla 1.

Tabla 1. Coeficientes para el diseño de zonas nodales en pórticos según el detalle de armado.

Detalle	Coeficientes (Ec. 2)	
	K_ξ	ω_{ref}
B	0,45	0,06
C	0,40	0,02
D	0,45	0,06
E	0,40	0,09

Considerando el armado secundario de la zona nodal ($\rho_{wn} = A_{sw}/(b \cdot s_{wn})$, siendo A_{sw} y s_{wn} el área y la separación del armado secundario, respectivamente) y el valor de plastificación del mismo ($\rho_{wn,y}$), la resistencia de la zona nodal puede expresarse como:

$$\frac{M_R}{M_{flex}} = \xi + \xi_{wn} = \xi + (1 - \xi) \cdot \min\left(\frac{\rho_{wn}}{\rho_{wn,y}}, 1\right) \quad (3)$$

siendo M_R la resistencia a flexión y M_{flex} la resistencia teórica a flexión considerando la plastificación de las armaduras traccionadas.

2.2 Respuesta post-pico

Para la caracterización de la respuesta post-pico (ablandamiento por deformación) de los detalles de armado definidos previamente, se considera el campo de deformaciones presentado en la Fig. 4 [10], siendo γ la distorsión angular por cortante puro en la zona nodal.

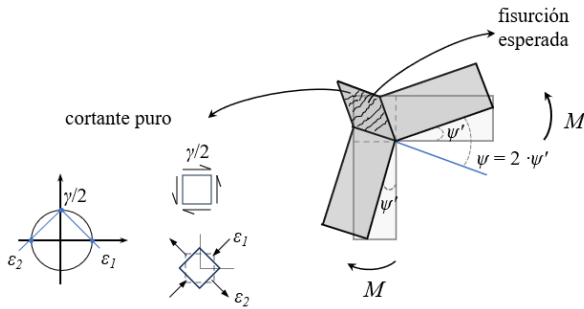


Figura 4. Respuesta post-pico de las zonas nodales: campo de deformaciones y círculo de Mohr asociado.

De esta manera, puede demostrarse que es posible establecer un campo de deformación en el cual la abertura de fisura en la zona nodal es $w(\psi) = \frac{\psi}{2} \cdot s$ (siendo w el ancho de fisura en la región nodal, ψ la rotación experimental medida y s la separación máxima de las barras de armado dispuestas en la zona nodal). En esta zona, debido a la presencia de fisuras, se producirá un ablandamiento (reducción del momento resistido) a medida que aumente la rotación, es decir, con el aumento del ancho de fisura. Esta pérdida de capacidad post-pico puede expresarse en función del coeficiente η_w según [10],[11]:

$$\eta_w = \frac{1}{1 + 20 \cdot \frac{w}{r}} \quad (4)$$

siendo r la rugosidad superficial equivalente, estimada según la expresión propuesta por Cavagnis et al. [12] como $r = d_{g0} + d_g \cdot \min((60/f_c)^2, 1)$ (d_{g0} es el tamaño de árido de referencia (16 mm) y d_g es el tamaño máximo de árido).

Este enfoque permite caracterizar adecuadamente la respuesta de ablandamiento post-pico de las zonas nodales observadas experimentalmente. A modo de ejemplo, la Fig. 5 muestra los gráficos momento flector frente a rotación de la zona nodal, comparando los valores experimentales y los estimados para algunos de los ensayos analizados (ver detalles en [10]).

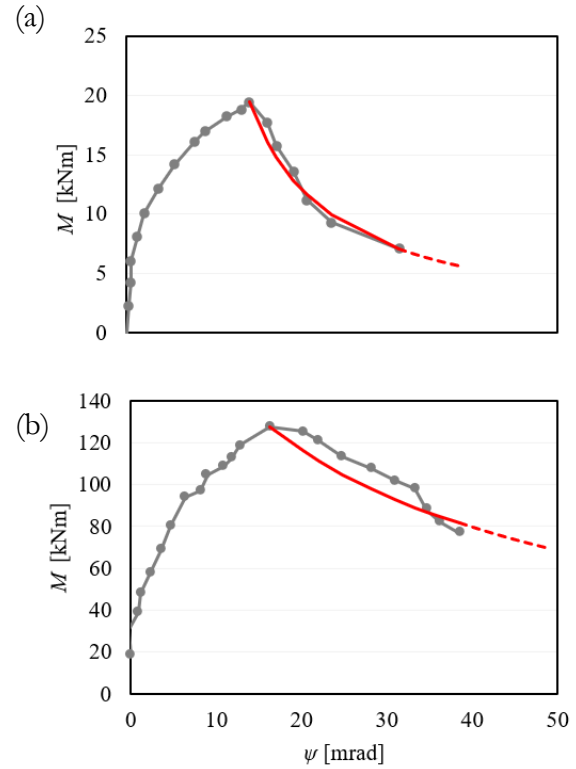


Figura 5. Momento flector experimental y estimado (línea roja; más allá de resultados experimentales en línea punteada) frente a la rotación de la zona nodal para los especímenes: (a) U74; (b) KJ12 [10].

3. Disipación de energía

En este apartado se presenta una extensión del modelo precedente para el análisis de regiones nodales y, particularmente, de su capacidad de redistribución de esfuerzos (con el objetivo de integrarlo en análisis estructurales).

3.1 Condiciones de carga cuasi-estáticas

En condiciones de carga cuasi-estáticas, la capacidad de disipación de energía de los detalles de armado se analiza teniendo en cuenta su

respuesta pre- y post-pico. Asumiendo una relación momento-rotación bilineal (ver Fig. 6a), se definen dos áreas: A_1 antes de la carga máxima (pre-pico de carga) y A_2 después de la carga máxima (post-pico de carga). La relación A_2/A_1 en función de la cuantía mecánica de armado (ω) para los distintos ensayos analizados (detalles en [10]) se presenta en la Fig. 6b.

Para el detalle de armado B, se observan valores altos de A_2/A_1 para valores bajos de ω . Estos casos se corresponden con roturas a flexión caracterizadas por grandes deformaciones en el rango post-pico ($A_2 \gg A_1$). La reducción de A_2/A_1 con el aumento de ω , tanto para el detalle B como para el resto, se corresponde con roturas frágiles, ya que las deformaciones en el rango post-pico son limitadas ($A_1 \gg A_2$).

Como estimación razonable, se asume que la rotura del detalle es frágil para valores de $A_2/A_1 \leq 5$ (contribución del rango pre-pico a la disipación de energía total de más del 20%). Además, para valores $A_2/A_1 \geq 10$ (contribución del rango pre-pico a la disipación de energía total de menos del 10%) se desprecia la respuesta pre-pico y se estima, del lado de la seguridad, la capacidad de disipación de energía del detalle considerando únicamente el rango post-pico.

En cuanto a la capacidad de disipación de energía total del detalle antes de la rotura ($A_1 + A_2$), la Fig. 6c presenta los resultados obtenidos para los ensayos recogidos por Campana et al. en [5] en zonas nodales ($b \times h = 300 \times 400$ mm, $\rho = 0.70$, $\alpha = 125^\circ$). Como se puede observar, la mayor disipación de energía (9.3 kJ) corresponde con un detalle Bb, mientras que otros tipos de detalle (como Cc1 o Da) muestran una disipación reducida (el valor total, sin embargo, está influenciado por el momento en que se detuvieron los ensayos durante el rango post-pico).

A partir del modelo analítico presentado en las Secciones 2.1 y 2.2, y teniendo en cuenta las consideraciones previas sobre la capacidad de disipación de energía de los distintos detalles, es

posible estimar la energía que puede ser disipada en las zonas nodales, o al menos un límite inferior de ese valor. Despreciando la energía disipada durante el rango pre-pico, la energía disipada en el rango post-pico puede estimarse como:

$$\begin{aligned} W_i &= \int M(\psi_p) \cdot d\psi_p = \int M_R \cdot \eta_w(\psi_p) \cdot d\psi_p \\ &= \int \frac{M_R}{1 + 10\psi_p \cdot \frac{s}{r}} \cdot d\psi_p \\ &= \int \frac{M_R}{1 + k \cdot \psi_p} \cdot d\psi_p \end{aligned} \quad (5)$$

La integral de la Ec. 5, considerando que k es una constante de valor $10 \cdot s/r$, puede expresarse analíticamente como:

$$W_i = \frac{M_R}{k} \text{LN}(1 + k \cdot \psi_p) \quad (6)$$

De esta manera, la reducción del momento resistente (M_R) al final del incremento de las deformaciones post-pico se puede expresar como $1 + k \cdot \psi_p = \lambda$, siendo ψ_p el incremento de la rotación post-pico. Esto implica un momento flector para ψ_p igual a M_R/λ_p (ver Fig. 7).

Considerando que el valor de la energía disipada (W_i) depende del incremento de la rotación en la fase post-pico ($\psi_p = \frac{\lambda-1}{k}$) y que esa energía puede expresarse mediante un momento plástico equivalente ($\widetilde{M}_R$) que conduzca a la misma disipación de energía que se observa en la curva de ablandamiento real (ver Fig. 7), se obtiene:

$$W_i = \frac{M_R}{k} \text{LN}(\lambda) = \widetilde{M}_R \cdot \psi_p \quad (7)$$

siendo $\widetilde{M}_R$ igual a:

$$\widetilde{M}_R = M_R \cdot \frac{\text{LN}(\lambda)}{k \cdot \psi_p} = M_R \cdot \frac{\text{LN}(\lambda)}{\lambda - 1} \quad (8)$$

Como se puede observar, el valor de λ no es constante y depende de la demanda de rotación. En varios resultados experimentales, la máxima reducción permitida en términos de momento flector en la zona nodal está limitada a aproximadamente el 50% ($\eta_w=0.5$), lo que da

como resultado $\lambda = 2$. Este valor corresponde a una abertura máxima de fisura de $w = \frac{r}{20} = \frac{48}{20} \approx 2.4$ mm (para un tamaño máximo de árido de 32 mm). Dicha abertura es relativamente grande y podría ser considerada como signo de fallo en la zona nodal (correspondiendo de hecho a un

incremento de la rotación post-pico igual a $\psi_p = \frac{1}{k} = \frac{r}{10s} \cong 0.016 = 1.6\%$ y $\widetilde{M}_R \cong 0.7M_R$, valor razonable respecto a los valores experimentales obtenidos, ver Fig. 5).

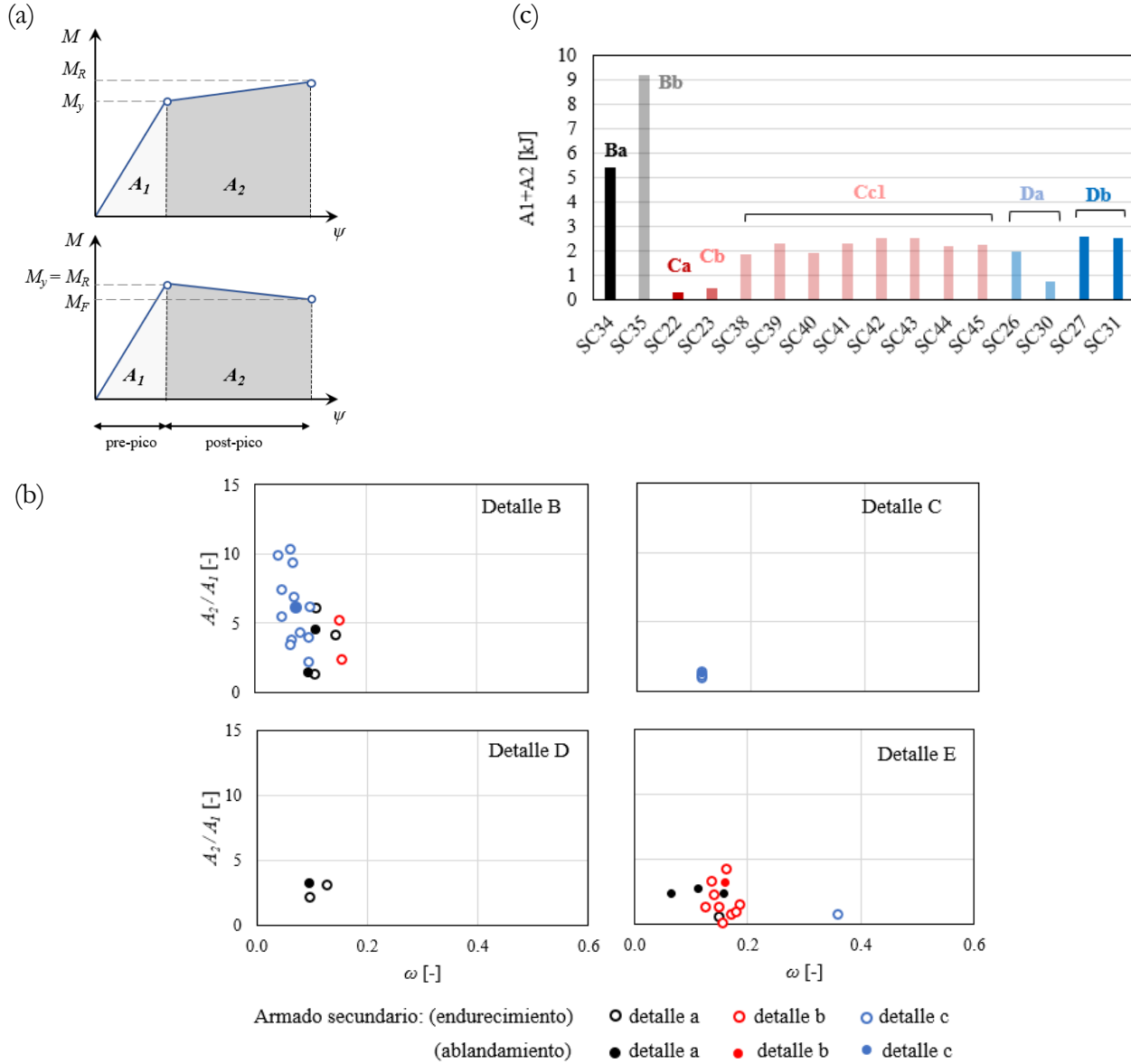


Figura 6. (a) Simplificación de la respuesta de las zonas nodales en pórticos; (b) análisis de la disipación de energía de los diferentes detalles de armado; (c) disipación total de energía para una serie de ensayos [5].

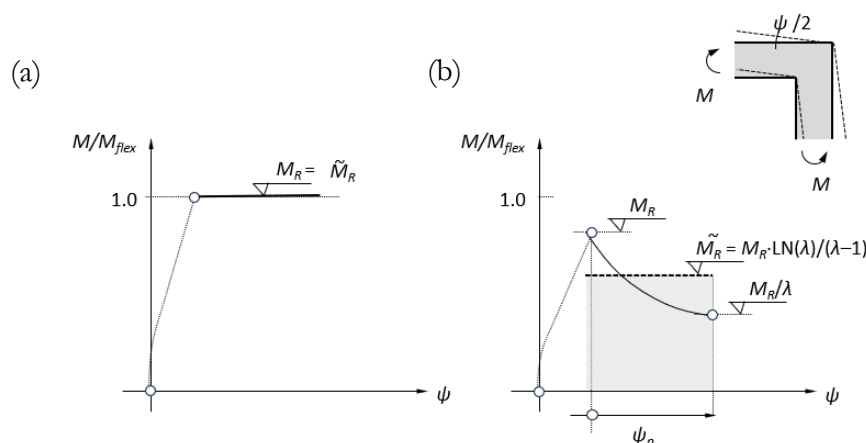


Figura 7. Momento plástico equivalente en la fase post-pico: (a) fallo dúctil; (b) fallo frágil.

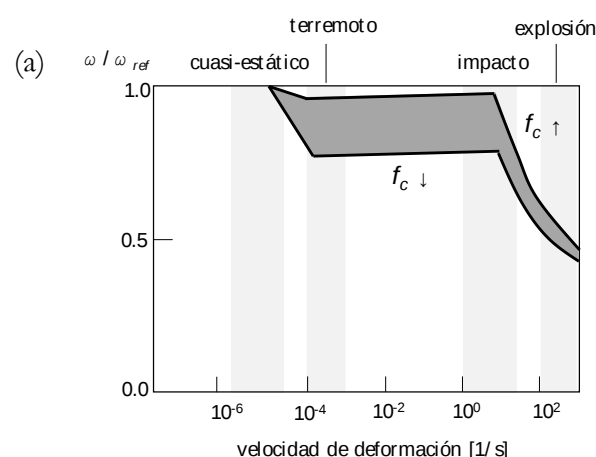
3.2 Condiciones de carga dinámicas

El modelo previamente desarrollado para la respuesta cuasi-estática puede emplearse además para caracterizar la respuesta de los detalles de armado en el caso de condiciones de carga dinámicas. Como primera aproximación, se requiere la modificación de las propiedades mecánicas del armado y del hormigón según su respuesta bajo cargas de alta tasa de deformación. Como se indica en Brantschen et al. [6], la resistencia y ductilidad del armado aumentan, así como la resistencia del hormigón. No obstante, estas modificaciones únicamente permiten obtener una estimación inicial de la respuesta, ya que no se incluyen otros efectos potencialmente relevantes, como la propagación de ondas de impacto y/o fenómenos de reflexión, para la respuesta en condiciones de carga dinámicas.

Considerando esta primera aproximación (mejora de las propiedades mecánicas de los materiales), se reducen los valores de la cuantía mecánica de armado (ver Fig. 8a) y, por lo tanto, mejora la relación M_R/M_{flex} produciéndose un aumento del valor de la resistencia a flexión. Esta mejora del comportamiento resistente de las zonas nodales en caso de condiciones de carga dinámicas se muestra en la Fig. 8b (adaptación del modelo propuesto para condiciones cuasi-estáticas, ver Ec. 3). Dicha figura se obtiene para un hormigón C30/37 y un armado B500 con

clase de ductilidad B, con una relación de resistencia última/límite elástico superior a 1.08 y una deformación última mayor al 5%.

Esta aproximación a la respuesta dinámica permite un análisis rápido y de sensibilidad. Sin embargo, es deseable un estudio más detallado de la respuesta dinámica de estas regiones, considerando también la respuesta de la estructura completa. De hecho, se deben tener en cuenta otros modos de fallo potenciales en las zonas nodales, así como los efectos de segundo orden (como la posible acción catenaria asociada a grandes desplazamientos), para caracterizar adecuadamente el comportamiento estructural bajo condiciones de carga dinámicas.



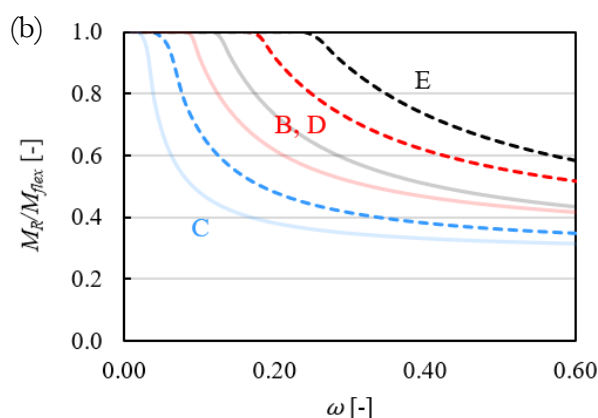


Figura 8. Respuesta estructural para los diferentes detalles de armado según el modelo propuesto en Ec. 3: (a) influencia de la velocidad de deformación; y (b) respuesta cuasi-estática (líneas sombreadas) y respuesta dinámica (10^2 s^{-1} , líneas discontinuas).

4. Conclusiones

Este trabajo presenta los resultados de una investigación sobre el comportamiento de las zonas nodales en pórticos de hormigón armado sometidas a momentos de apertura. Se presenta un modelo analítico para estimar la resistencia y el comportamiento post-pico de estas zonas bajo condiciones de carga cuasi-estática (basado en los trabajos previos de los autores [10]). Además, se evalúa la capacidad de disipación de energía en base a dicho modelo tanto para condiciones de carga cuasi-estática como dinámicas.

1. El modelo analítico presentado es una herramienta consistente para el diseño de zonas nodales en pórticos. Su aplicación directa permite el diseño de los detalles de armado en dichas regiones.
2. El potencial de disipación energía de las zonas nodales modifica la respuesta y resistencia estructural. Los detalles de armado más dúctiles muestran una mayor capacidad de disipación de energía y permiten alcanzar resistencias estructurales mayores.
3. La respuesta bajo condiciones de carga dinámica permite un mayor potencial para disipar energía que bajo condiciones

de carga cuasi-estáticas. Dicha respuesta requiere, no obstante, un análisis más detallado que considere otros modos de fallo potenciales y efectos de segundo orden, como la posible acción catenaria asociada a grandes desplazamientos.

Referencias

- [1] fib (Structural Concrete Federation), “Design and assessment with strut-and-tie models and stress fields: from simple calculations to detailed numerical analysis. fib Bulletin No. 100,” 2021.
- [2] M. S. Lourenço *et al.*, “Design and assessment of concrete structures with strut-and-tie models and stress fields: From simple calculations to detailed numerical analysis,” *Structural Concrete*, vol. 24, no. 3, pp. 3760–3778, 2023, doi: <https://doi.org/10.1002/suco.202200647>.
- [3] J. Schlaich, K. Schafer, and M. Jennewein, “Toward a Consistent Design of Structural Concrete,” *PCI Journal*, vol. 32, no. 3, pp. 74–150, May 1987, doi: [10.15554/pci.05011987.74.150](https://doi.org/10.15554/pci.05011987.74.150).
- [4] M. Fernández Ruiz and A. Muttoni, “On Development of Suitable Stress Fields for Structural Concrete,” *ACI Struct J*, vol. 104, no. 4, 2007, doi: [10.14359/18780](https://doi.org/10.14359/18780).
- [5] S. Campana, M. F. Ruiz, and A. Muttoni, “Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement,” *Eng Struct*, vol. 51, pp. 200–210, 2013, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.029>.
- [6] F. Brantschen, D. V. Faria, and M. Fernández Ruiz, “Performance of reinforcement details of 90° reinforced concrete frame corners subject to opening bending moments,” in *9th*

International Colloquium on Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading & Events, Singapore, 2024, pp. 1–8.

- [7] M. Johansson, “Reinforcement Detailing in Concrete Frame Corners,” *ACI Struct J*, vol. 98, no. 1, 2001, doi: 10.14359/10152.
- [8] I. H. E. Nilsson, “Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment. Design of corners and joints in frame structures. Document D7:1973,” 1973.
- [9] F. Moccia, Q. Yu, M. Fernández Ruiz, and A. Muttoni, “Concrete compressive strength: From material characterization to a structural value,” *Structural Concrete*, vol. 22, no. S1, Jan. 2021, doi: 10.1002/suco.202000211.
- [10] A. Monserrat-López, D. M. Viula Faria, F. Brantschen, and M. Fernández Ruiz, “Performance of nodal regions of reinforced concrete frame corners subjected to opening bending moments,” *Eng Struct*, vol. 322, p. 119041, Jan. 2025, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2024.119041.
- [11] M. Fernández Ruiz, “The influence of the kinematics of rough surface engagement on the transfer of forces in cracked concrete,” *Eng Struct*, vol. 231, p. 111650, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111650.
- [12] F. Cavagnis, J. T. Simões, M. F. Ruiz, and A. Muttoni, “Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement Based on Development of Critical Shear Crack,” *ACI Struct J*, vol. 117, no. 1, pp. 103–118, 2020, doi: 10.14359/51718012.